

ING. BLANCA ANGÉLICA  
VERDÍN REYES

2022 APLICACIÓN EXPERIMENTAL DE ESTRUCTURAS PÉTREAS  
POROSAS PARA DISMINUIR LA EXPANSIÓN DE SUELOS



Universidad Autónoma de Querétaro  
Facultad de Ingeniería

APLICACIÓN EXPERIMENTAL DE ESTRUCTURAS  
PÉTREAS POROSAS PARA DISMINUIR LA  
EXPANSIÓN DE SUELOS

Tesis

Que como parte de los requisitos para  
obtener el Grado de

Maestro en Ciencias en Geotecnia

Presenta

Ing. Blanca Angélica Verdín Reyes

Dirigido por:

Dra. Teresa López Lara

Querétaro, Qro. a 1 de junio de 2022



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

APLICACIÓN EXPERIMENTAL DE ESTRUCTURAS  
PÉTREAS POROSAS PARA DISMINUIR LA  
EXPANSIÓN DE SUELOS

**TESIS**

Que como parte de los requisitos para obtener el Grado de  
Maestro en Ciencias en Geotecnia

**Presenta**

Ing. Blanca Angélica Verdín Reyes

Dirigido por:

Dra. Teresa López Lara

Dra. Teresa López Lara

Presidente

Dr. Jaime Moisés Horta Rangel

Secretario

Dr. Eduardo Rojas González

Vocal

Dr. Jesús Alonso Mota

Suplente

Dr. Juan Bosco Hernández Zaragoza

Suplente

Centro Universitario, Querétaro, Qro.  
Junio de 2022  
México

## **Agradecimientos**

En primer lugar, me gustaría agradecer a mi tutora de tesis, Dra. Teresa López Lara, por los conocimientos y apoyo brindados, que me guiaron a través de cada una de las etapas de esta investigación, hasta su culminación.

Así mismo, agradezco a mis compañeros de maestría por su apoyo, en especial a Plinio, por su valiosa amistad.

Agradezco a mi familia, padres y hermanos por toda la ayuda que me han brindado a lo largo de los años.

Por último, quiero agradecer a todos mis amigos por acompañarme en este proceso, sobre todo a las nuevas amistades que hice en esta ciudad.

## ÍNDICE

<b>I. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA .....	3
1.2 JUSTIFICACIÓN.....	7
<b>II. ANTECEDENTES .....</b>	<b>10</b>
<b>III. FUNDAMENTACION TEÓRICA.....</b>	<b>15</b>
3.1 ORIGEN DE LOS SUELOS EXPANSIVOS.....	15
3.2 IDENTIFICACIÓN DE LOS SUELOS EXPANSIVOS. ....	16
3.2.1 Identificación mineralógica .....	16
3.2.1.1 Difracción de rayos X.....	17
3.2.1.2 Análisis térmico diferencial.....	17
3.2.1.3 Adsorción de colorantes .....	17
3.2.1.4 Análisis químico.....	17
3.2.1.5 Microscopio electrónico de barrido.....	18
3.2.2 Métodos indirectos .....	18
3.2.2.1 Propiedades índice .....	18
3.2.2.2 Límite de contracción y contracción lineal.....	20
3.2.2.3 Contenido de coloides .....	21
3.2.2.4 Índice de actividad .....	21
3.2.2.5 Método USBR.....	22
3.2.2.6 Método del Potencial de Cambio de Volumen (PVC).....	22
3.2.3 Mediciones directas.....	23
3.3 MINERALES CONSTITUTIVOS DE LAS ARCILLAS.....	24
3.4 PROPIEDADES DEL SUELO QUE INFLUYEN EN EL POTENCIAL DE EXPANSIÓN.....	25
3.5 PRINCIPALES TIPOS DE ARCILLA .....	26
3.6 CARACTERÍSTICAS DE ALGUNOS MINERALES DE LAS ARCILLAS .....	26
3.7 CIMENTACIONES SOBRE SUELOS EXPANSIVOS.....	27
3.8 CONCRETO PERMEABLE.....	32
3.8.1 Aplicaciones para concreto permeable.....	33
3.8.2 Desempeño.....	34
3.8.3 Propiedades ingenieriles del concreto permeable .....	34
3.8.3.1 Propiedades en estado fresco .....	34
3.8.3.2 Propiedades en estado endurecido.....	35
3.8.4 Dosificación de mezcla.....	38
3.8.4.1 Materiales .....	38
3.8.4.2 Cemento .....	39
3.8.4.3 Agregado .....	39
3.8.4.4 Agua .....	40
3.8.4.5 Aditivos.....	40

3.8.5 Relación agua/cemento.....	41
3.8.6 Porcentaje de vacíos.....	41
3.8.7 Cantidad de agregado grueso .....	42
<b>IV. HIPOTESIS .....</b>	<b>42</b>
<b>V. OBJETIVOS.....</b>	<b>43</b>
5.1 OBJETIVO GENERAL.....	43
5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	43
<b>VI. METODOLOGÍA .....</b>	<b>43</b>
6.1 DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL SUELO .....	46
6.1.1 Muestreo de suelo.....	46
6.1.2 Caracterización geotécnica .....	50
6.1.3 Análisis granulométrico .....	51
6.1.4 Límites de Atterberg .....	54
6.1.5 Contenido de agua.....	55
6.1.6 Peso específico por inmersión en agua.....	56
6.1.7 Peso específico relativo de sólidos.....	56
6.1.8 Clasificación del suelo .....	57
6.1.9 Prueba de expansión .....	57
6.1.10 Prueba de resistencia del suelo.....	58
6.2 DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL AGREGADO GRUESO.....	59
6.2.1 Análisis granulométrico .....	59
6.2.2 Peso volumétrico seco compacto .....	60
6.2.3 Densidad y absorción.....	60
6.3 MODELO SUELO-ESTRUCTURA.....	61
6.3.1 Dosificación y fabricación del concreto.....	61
6.3.2 Caracterización del concreto .....	61
6.3.2.1 Resistencia a la compresión simple .....	61
6.3.2.2 Tasa de infiltración de concreto .....	62
6.3.2.3 Densidad, absorción y vacíos en concreto endurecido .....	63
6.3.3 Determinación de las dimensiones de las estructuras pétreas porosas.....	63
6.3.4 Selección de la dosificación de concreto permeable .....	64
6.4 ANÁLISIS EXPERIMENTAL.....	64
6.4.1 Descripción de variables. ....	64
6.4.2 Diseño experimental.....	64
6.4.3 Elaboración de estructuras pétreas porosas.....	65
6.4.4 Aplicación de las estructuras pétreas porosas.....	68
6.5 EXPERIMENTACIÓN FINAL.....	70
6.5.1 Pruebas de expansión al suelo con la inclusión de las estructuras pétreas porosas. ....	70
6.5.2 Determinación del comportamiento de disminución de la expansión.....	72

<b>VII. RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....</b>	<b>73</b>
7.1 GRANULOMETRÍA VÍA SECA Y HÚMEDA .....	73
7.1.1 Curva granulométrica vía seca y húmeda.....	74
7.2 LÍMITES DE CONSISTENCIA .....	75
7.3 CLASIFICACIÓN DEL SUELO .....	77
7.4 CONTENIDO DE AGUA .....	78
7.5 PESO ESPECÍFICO POR INMERSIÓN EN AGUA .....	78
7.6 PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE LOS SÓLIDOS .....	79
7.7 PRUEBA PROCTOR ESTÁNDAR.....	79
7.8 PRUEBA DE EXPANSIÓN DEL SUELO NATURAL .....	80
7.8.1 Prueba de expansión inalterada (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ).....	82
7.8.2 Prueba de expansión remoldeada a humedad natural (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ) .....	83
7.8.3 Prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ) .....	84
7.8.4 Prueba de expansión remoldeada a humedad natural (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ) ....	85
7.8.5 Prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ).....	86
7.9 PRUEBA DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL SUELO .....	87
7.10 PARÁMETROS DEL AGREGADO GRUESO .....	90
7.10.1 Granulometría del agregado grueso.....	90
7.10.2 Características del agregado grueso .....	91
7.11 DOSIFICACIONES DE CONCRETO.....	92
7.12 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO .....	93
7.13 TASA DE INFILTRACIÓN EN CONCRETO .....	95
7.14 DENSIDAD, ABSORCIÓN Y VACÍOS EN CONCRETO ENDURECIDO .....	96
7.15 CARACTERÍSTICAS DE LAS ESTRUCTURAS PÉTREAS POROSAS.....	98
7.16 PRUEBA DE EXPANSIÓN CON ESTRUCTURAS PÉTREAS POROSAS .....	100
7.16.1 Prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreas de 5 mm de altura (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ).....	101
7.16.2 Prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreas de 7 mm de altura (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ).....	102
7.16.3 Prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreas de 5 mm de altura (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ).....	103
7.16.4 Prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreas de 7 mm de altura (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ).....	104
7.16.5 Prueba de expansión remoldeada a humedad natural con estructura pétreas de 5 mm de altura (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ) .....	105
7.16.6 Prueba de expansión remoldeada a humedad natural con estructura pétreas de 7 mm de altura (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ) .....	106
<b>VIII. CONCLUSIÓN .....</b>	<b>109</b>
<b>IX. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>112</b>

<b>X. ANEXOS .....</b>	<b>122</b>
10.1 GRANULOMETRÍA VÍA SECA .....	122
10.2 GRANULOMETRÍA VÍA HÚMEDA.....	124
10.3 LÍMITE LÍQUIDO.....	128
10.4 LÍMITE PLÁSTICO .....	129
10.5 LÍMITE DE CONTRACCIÓN VOLUMÉTRICA.....	129
10.6 LÍMITE DE CONTRACCIÓN LINEAL .....	130
10.7 PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS.....	130
10.8 PESO ESPECÍFICO POR INMERSIÓN EN AGUA .....	131
10.9 PRUEBA PROCTOR ESTÁNDAR.....	133
10.10 PESO VOLUMÉTRICO SECO COMPACTO DEL AGREGADO GRUESO .....	133
10.11 DENSIDAD Y ABSORCIÓN DE LA GRAVA.....	134
10.12 PRUEBA DE EXPANSIÓN .....	134
10.12.1 Prueba de expansión inalterada (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ).....	135
10.12.2 Prueba de expansión remodelada a humedad natural (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> )	136
10.12.3 Prueba de expansión remodelada a humedad 5% por debajo de la óptima (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ) .....	137
10.12.4 Prueba de expansión remodelada a humedad natural (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> )	138
10.12.5 Prueba de expansión remodelada a humedad 5% por debajo de la óptima (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ).....	139
10.12.6 Prueba de expansión remodelada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreas de 5 mm de altura (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ).....	140
10.12.7 Prueba de expansión remodelada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreas de 7 mm de altura (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ).....	141
10.12.8 Prueba de expansión remodelada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreas de 5 mm de altura (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ).....	142
10.12.9 Prueba de expansión remodelada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreas de 7 mm de altura (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ).....	143
10.12.10 Prueba de expansión remodelada a humedad natural con estructura pétreas de 5 mm de altura (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ) .....	144
10.12.11 Prueba de expansión remodelada a humedad natural con estructura pétreas de 7 mm de altura (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ) .....	145

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Posible pandeo de pavimentos (Kalantari, 2012) .....	4
Figura 2 Posibles tipos de daños a estructuras ligeras (Kalantari, 2012) .....	4
Figura 3 Distintos tipos de daños en los muros de los edificios debido al movimiento diferencial del subsuelo (Kalantari, 2012) .....	5
Figura 4 Grietas visibles en las paredes y alrededor de las ventanas causadas por la filtración de agua en la cimentación del subsuelo expansivo (Kalantari, 2012) .....	5
Figura 5 Mapa de los tipos de suelo en la República Mexicana (Servicio de Información Agroalimentaria y Pesquera, 2017).....	8
Figura 6 Estados de consistencia y límites de Atterberg .....	19
Figura 7 Etapas de la metodología del proyecto .....	44
Figura 8 Diagrama de proceso para la determinación de los parámetros del suelo .....	45
Figura 9 Ubicación de Querétaro .....	46
Figura 10 Suelos dominantes en el municipio de Querétaro (Compendio de información geográfica municipal Querétaro, 2010) .....	48
Figura 11 Excavación de pozo a cielo abierto.....	49
Figura 12 Labrado de muestra cúbica inalterada .....	49
Figura 13 Ubicación del sitio de muestreo .....	49
Figura 14 Ubicación del sitio de muestreo (Google Maps, 2020) .....	50
Figura 15 Ubicación del sitio de muestreo (Google Maps, 2022) .....	50
Figura 16 Molde para colado de estructura pétreo 1 .....	66
Figura 17 Molde para colado de estructura pétreo 2.....	66
Figura 18 Molde para colado de estructura pétreo 3.....	66
Figura 19 Mezcla de concreto permeable .....	66
Figura 20 Estructura pétreo porosa sumergida en agua .....	67
Figura 21 Estructuras pétreas secadas a temperatura ambiente .....	68
Figura 22 Estructura pétreo porosa sobre el suelo.....	69
Figura 23 Estructura pétreo porosa sobre el suelo, dentro del anillo de consolidación ....	69
Figura 24 Detalle de estructura pétreo porosa sobre el suelo .....	70
Figura 25 Anillo de consolidación con extensiones, muestra de suelo, estructura pétreo porosa, papel filtro y piedras porosas .....	71
Figura 26 Anillo de consolidación con extensiones y cabezal de carga .....	71
Figura 27 Equipo de consolidación .....	71
Figura 28 Equipo de consolidación ajustado en el dispositivo de carga .....	72
Figura 29 Juego de mallas de 2” a N° 4.....	73
Figura 30 Juego de mallas del N° 4 a N° 200 .....	73
Figura 31 Curva granulométrica vía seca y húmeda .....	75
Figura 32 Prueba de límite líquido en copa de Casagrande.....	76
Figura 33 Proceso de rolado de límite plástico .....	76
Figura 34 Especímenes para obtener el límite plástico.....	76



Figura 35 Molde de contracción lineal con suelo húmedo.....	77
Figura 36 Molde de contracción lineal con suelo seco .....	77
Figura 37 Carta de plasticidad .....	77
Figura 38 Especímenes de suelo antes de recubrirse con parafina .....	78
Figura 39 Especímenes de suelo después de recubrirse con parafina .....	78
Figura 40 Medición de temperatura en agua destilada .....	79
Figura 41 Extracción de vacíos en muestras .....	79
Figura 42 Especímenes compactados a diferentes contenidos de humedad .....	80
Figura 43 Curva Proctor.....	80
Figura 44 Labrado de anillo en suelo inalterado .....	81
Figura 45 Anillo de consolidación con muestra de suelo inalterado .....	81
Figura 46 Prueba de expansión en consolidómetro .....	81
Figura 47 Curva de compresibilidad de suelo inalterado (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ).....	82
Figura 48 Curva de compresibilidad de suelo remoldeado a humedad natural (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ).....	83
Figura 49 Curva de compresibilidad de suelo remoldeado a humedad 5% por debajo de la óptima (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ) .....	84
Figura 50 Curva de compresibilidad de suelo remoldeado a humedad natural (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ).....	85
Figura 51 Curva de compresibilidad de suelo remoldeado a humedad 5% por debajo de la óptima (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ).....	86
Figura 52 Prueba de resistencia a la compresión en cámara triaxial.....	88
Figura 53 Gráfica esfuerzo – deformación de la prueba de compresión triaxial UU .....	88
Figura 54 Gráfica p-q de la prueba de compresión triaxial UU .....	89
Figura 55 Círculos de Mohr de la prueba de compresión triaxial UU.....	89
Figura 56 Curva granulométrica del agregado grueso .....	91
Figura 57 Prueba de peso volumétrico seco compacto.....	92
Figura 58 Agregado grueso saturado superficialmente seco .....	92
Figura 59 Mezcla de concreto en estado fresco (A/C=0.3).....	93
Figura 60 Mezcla de concreto en estado fresco (A/C=0.4).....	93
Figura 61 Mezcla de concreto en estado fresco (A/C=0.5).....	93
Figura 62 Cilindros de concreto (A/C= 0.3, 0.4 y 0.5 de izquierda a derecha).....	94
Figura 63 Cilindros de concreto cabeceados con azufre.....	94
Figura 64 Cilindro de concreto en prensa de carga.....	95
Figura 65 Placa de concreto con anillo de infiltración en su superficie.....	96
Figura 66 Cilindros de concreto sumergidos en agua para ebullición.....	96
Figura 67 Peso aparente de cilindro de concreto .....	96
Figura 68 Estructura pétreas de 5 mm de altura.....	99
Figura 69 Estructura pétreas de 7 mm de altura.....	99
Figura 70 Comparación de estructura pétreas con una moneda.....	99
Figura 71 Vista superior de estructura pétreas .....	99
Figura 72 Estructura pétreas dentro de anillo .....	100

Figura 73 Curva de compresibilidad de suelo remoldeado a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreas de 5 mm de altura (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ).....	101
Figura 74 Curva de compresibilidad de suelo remoldeado a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreas de 7 mm de altura (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ).....	102
Figura 75 Curva de compresibilidad de suelo remoldeado a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreas de 5 mm de altura (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ).....	103
Figura 76 Curva de compresibilidad de suelo remoldeado a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreas de 7 mm de altura (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ).....	104
Figura 77 Curva de compresibilidad de suelo remoldeado a humedad natural con estructura pétreas de 5 mm de altura (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ).....	105
Figura 78 Curva de compresibilidad de suelo remoldeado a humedad natural con estructura pétreas de 7 mm de altura (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ).....	106
Figura 79 Curva granulométrica vía seca del suelo natural.....	123
Figura 80 Medición con hidrómetro.....	124
Figura 81 Probeta con suelo y defloculante.....	124
Figura 82 Curva de flujo del límite líquido.....	129
Figura 83 Curva de calibración del matraz.....	132

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Pérdidas económicas debido a suelos expansivos (Jones y Holtz, 1973) .....	9
Tabla 2 Análisis de la deformación vertical abatida del suelo, en volumen (Rodríguez, N.P. (2015) .....	14
Tabla 3 Clasificación de suelos expansivos basada en el límite líquido y el índice plástico (Pitts, 1984; Kalantari, 1991).....	20
Tabla 4 Clasificación de suelos expansivos basada en el índice de plasticidad (Chen, 1988) .....	20
Tabla 5 Clasificación de suelos expansivos basada en los índices de plasticidad y contracción (Raman, 1967).....	20
Tabla 6 Grado de expansión basado en los límites de contracción y de contracción lineal (Altmeyer, 1955) .....	21
Tabla 7 Clasificación de suelos expansivos basada en el contenido coloidal, índice plástico y límite de contracción (Holtz y Gibbs, 1956) .....	22
Tabla 8 Categorías del Potencial de Cambio de Volumen (Lambe, 1960). .....	23
Tabla 9 Propiedades del suelo que influyen en el potencial de expansión (Nelson y Miller, 1992) .....	25
Tabla 10 Características de algunos minerales de las arcillas (Nelson y Miller, 1992) .....	27
Tabla 11 Aplicaciones para concreto permeable (Tennis et al., 2004) .....	33
Tabla 12 Rangos típicos* de proporciones de materiales en concreto permeable** (Tennis et al., 2004).....	38
Tabla 13 Valores efectivos de $b/b_0$ (ASTM C33). .....	42
Tabla 14 Clasificación internacional (Juárez, E., y Rico, A., 2005).....	51
Tabla 15 Clasificación M.I.T. (Juárez, E., y Rico, A., 2005).....	52
Tabla 16 Clasificación de Kopecky (Juárez, E., y Rico, A., 2005) .....	52
Tabla 17 Diseño experimental para ensayos de expansión .....	65
Tabla 18 Resumen de la granulometría vía seca y húmeda del suelo .....	74
Tabla 19 Deciles 10, 30 y 60 .....	75
Tabla 20 Coeficiente de uniformidad y de curvatura .....	75
Tabla 21 Límites de consistencia .....	76
Tabla 22 Resultados del contenido de agua del suelo natural .....	78
Tabla 23 Peso específico por inmersión en agua.....	78
Tabla 24 Resultados de la prueba de expansión inalterada (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ).....	82
Tabla 25 Resultados de la prueba de expansión remodelada a humedad natural (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ).....	83
Tabla 26 Resultados de la prueba de expansión remodelada a humedad 5% por debajo de la óptima (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ).....	84
Tabla 27 Resultados de la prueba de expansión remodelada a humedad natural (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ).....	85
Tabla 28 Resultados de la prueba de expansión remodelada a humedad 5% por debajo de la óptima (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ).....	86

Tabla 29 Resumen de los resultados de las pruebas de expansión del suelo natural.....	87
Tabla 30 Esfuerzos principales obtenidos de la prueba de compresión triaxial UU.....	87
Tabla 31 Granulometría del agregado grueso.....	90
Tabla 32 Resumen de los parámetros del agregado grueso.....	91
Tabla 33 Dosificaciones de concreto.....	92
Tabla 34 Resistencia a la compresión del concreto a diferentes relaciones agua/cemento.....	94
Tabla 35 Tasa de infiltración del concreto permeable.....	95
Tabla 36 Densidad, absorción y porcentajes de vacíos, relación A/C= 0.3.....	97
Tabla 37 Densidad, absorción y porcentajes de vacíos, relación A/C= 0.4.....	97
Tabla 38 Densidad, absorción y porcentajes de vacíos, relación A/C= 0.5.....	97
Tabla 39 Características de las estructuras pétreas.....	98
Tabla 40 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreas de 5 mm de altura (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ).....	101
Tabla 41 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreas de 7 mm de altura (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ).....	102
Tabla 42 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreas de 5 mm de altura (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ).....	103
Tabla 43 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreas de 7 mm de altura (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ).....	104
Tabla 44 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad natural con estructura pétreas de 5 mm de altura (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ).....	105
Tabla 45 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad natural con estructura pétreas de 7 mm de altura (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ).....	106
Tabla 46 Resumen de los resultados de las pruebas de expansión del suelo con estructuras pétreas porosas y del suelo natural.....	107
Tabla 47 Granulometría vía seca.....	122
Tabla 48 Peso de la tara y de la muestra de suelo empleada.....	123
Tabla 49 Granulometría vía seca del suelo natural.....	123
Tabla 50 Peso de la tara y de la muestra de suelo empleada.....	124
Tabla 51 Granulometría vía seca después del lavado del material.....	124
Tabla 52 Datos del hidrómetro, probeta y defloculante empleados.....	125
Tabla 53 Factores de corrección a para el peso unitario de sólidos (Bowles, Joseph E., 1978).....	125
Tabla 54 Propiedades del agua destilada (Bowles, Joseph E., 1978).....	126
Tabla 55 Factores de corrección por temperatura CT (Bowles, Joseph E., 1978).....	126
Tabla 56 Valores de K para varias combinaciones de pesos unitarios y temperaturas (Bowles, Joseph E., 1978).....	127
Tabla 57 Datos obtenidos de la prueba del hidrómetro, parte 1.....	127
Tabla 58 Datos obtenidos de la prueba del hidrómetro, parte 2.....	128
Tabla 59 Resultados de la prueba de la copa de Casagrande.....	128
Tabla 60 Resultados de la prueba del límite plástico.....	129

Tabla 61 Resultados de la prueba del límite de contracción volumétrica .....	130
Tabla 62 Cálculo del límite de contracción lineal .....	130
Tabla 63 Peso de los matraces y de la muestra de suelo empleados en la prueba .....	130
Tabla 64 Resultados de la prueba de peso específico por inmersión en agua .....	131
Tabla 65 Resultados de la calibración del matraz con agua destilada .....	131
Tabla 66 Cálculo del peso específico relativo de los sólidos .....	132
Tabla 67 Datos del molde Proctor .....	133
Tabla 68 Cálculo del contenido de agua, peso volumétrico húmedo y peso volumétrico seco .....	133
Tabla 69 Datos del molde para obtener el peso volumétrico seco compacto del agregado grueso .....	133
Tabla 70 Resultados de los ensayos para obtener el peso volumétrico seco compacto del agregado grueso .....	134
Tabla 71 Resultados de la prueba de densidad y absorción de la grava .....	134
Tabla 72 Resultados de la prueba de expansión inalterada (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ) .....	135
Tabla 73 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad natural (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ) .....	136
Tabla 74 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ) .....	137
Tabla 75 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad natural (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ) .....	138
Tabla 76 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ) .....	139
Tabla 77 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreo de 5 mm de altura (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ) .....	140
Tabla 78 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreo de 7 mm de altura (Carga 4.8 T/m <sup>2</sup> ) .....	141
Tabla 79 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreo de 5 mm de altura (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ) .....	142
Tabla 80 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreo de 7 mm de altura (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ) .....	143
Tabla 81 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad natural con estructura pétreo de 5 mm de altura (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ) .....	144
Tabla 82 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad natural con estructura pétreo de 7 mm de altura (Carga 2.25 T/m <sup>2</sup> ) .....	145

## RESUMEN

La presente investigación tuvo como objetivo analizar si la aplicación de estructuras pétreas porosas superficiales ayuda a disminuir el potencial de expansión de un suelo. Las estructuras pétreas consisten en un prototipo a escala de una placa de concreto permeable. Para este fin, se extrajo una muestra de suelo en Querétaro, Querétaro y se sometió a ensayos geotécnicos para caracterizarlo. Posteriormente se estudiaron 3 dosificaciones distintas de concreto permeable de baja resistencia a la compresión, para determinar la mezcla óptima para la elaboración de las estructuras pétreas porosas. Las dimensiones de las estructuras investigadas se establecieron en 8 cm de diámetro y alturas de 5 y 7 mm aproximadamente, de las cuales se calculó la expansión que pueden abatir sobre el suelo. Se realizaron pruebas de expansión considerando diferentes contenidos de humedad, así como distintos tipos de combinaciones de carga. La expansión del suelo disminuyó 74.17% en promedio con las estructuras pétreas de 5 mm de altura, a humedad natural y 81.71% en promedio con humedad por debajo de la óptima. Con las estructuras de 7 mm de altura, la expansión se redujo 79.28% en promedio a humedad natural y 77.22% en promedio con humedad por debajo de la óptima. Los resultados mostraron que la estructura pétreá más favorable fue la de 55 mm de altura, al abatir el 86.09 % de expansión.

**(Palabras clave:** arcilla, cimentación, concreto permeable, estructuras pétreas, expansión, suelo expansivo)

## ABSTRACT

The objective of this research was to analyze if the application of superficial porous stone structures helps to reduce the expansion potential of soil. Stone structures consist of a scale prototype of a permeable concrete plate. For this purpose, a soil sample was extracted in Queretaro, Queretaro, and subjected to geotechnical tests to characterize it. Subsequently, three different dosages of permeable concrete with low compressive strength were studied to determine the optimal mixture for the elaboration of porous stone structures. The dimensions of the structures investigated were established in 8 cm in diameter and heights of approximately 5 and 7 mm, of which the expansion that can reduce on the ground was calculated. Expansion tests were performed considering different moisture contents as well as different types of load combinations. Soil expansion decreased 74.17% on average with stone structures of 5 mm height, at natural humidity, and 81.71% on average with humidity below optimal. With structures of 7 mm height, expansion was reduced by 79.28% on average to natural humidity and 77.22% on average with humidity below optimal. The results showed that the most favorable stone structure was the 55 mm height, reducing 86.09% expansion.

**(Keywords:** clay, expansion, expansive soil, foundation, permeable concrete, stone structures)

## I. INTRODUCCIÓN

Un suelo expansivo se caracteriza por la capacidad de expandirse o contraerse ante las variaciones de humedad a las que se encuentre sometido.

La presencia de suelos expansivos se remonta a miles de años atrás, sin embargo, los problemas que ocasionan este tipo de suelos no habían sido identificados y reconocidos hasta hace apenas unas décadas por varios especialistas. Si bien, aunque ya se han realizado varios tipos de remediaciones, estabilizaciones y diseño de cimentaciones especiales para este tipo de suelo, la problemática aún continúa sin resolverse satisfactoriamente.

La distribución geográfica de los suelos expansivos a nivel mundial corresponde aproximadamente a 335 millones de hectáreas, encontrándose en países como Angola, Argelia, Argentina, Australia, Brasil, Canadá, Colombia, Cuba, Ecuador, España, Etiopía, Estados Unidos de América, Ghana, India, Irak, Irán, Kenia, México, Marruecos, Mozambique, Myanmar, Perú, Rusia, Sudáfrica, Turquía, Venezuela, entre otros (FAO, 2008).

En la República Mexicana se ha documentado la presencia de 16.5 millones de hectáreas (8.6% de su superficie), particularmente en Querétaro, Guanajuato, Michoacán, Tamaulipas, Morelos, Sonora, Baja California Norte, Veracruz, Chiapas, Campeche, entre otros.

Las pérdidas económicas debidas a problemas de suelos expansivos superan los 2000 millones de dólares al año, lo que supera el promedio anual de los daños causados por inundaciones, huracanes, sismos y tornados (Jones y Holtz, 1973).



En la presente investigación se ha propuesto un modelo de cimentación basado en la colocación de estructuras pétreas porosas sobre la superficie del suelo, con la finalidad de abatir la expansión de manera funcional y económica. Las estructuras pétreas porosas consisten en cilindros de concreto permeable de baja altura, en relación al diámetro, cuyo principio de funcionamiento se basa en dirigir la expansión del suelo hacia los espacios vacíos de la estructura.

El presente trabajo está estructurado en los siguientes capítulos:

El capítulo 1 presenta la introducción, el planteamiento del problema y la justificación del proyecto de tesis.

El capítulo 2 plantea los antecedentes a nivel general y particular referentes al tema de investigación.

El capítulo 3 define la hipótesis en la que está basada la tesis.

El capítulo 4 describe los objetivos de la investigación, a partir del planteamiento de la hipótesis.

El capítulo 5 especifica los materiales y metodologías empleadas para lograr el cumplimiento de los objetivos de la investigación.

El capítulo 6 corresponde a los resultados del proyecto de tesis y su discusión.

El capítulo 7 incluye conclusiones importantes de los resultados obtenidos, posibles aplicaciones, así como la descripción de trabajos posteriores de investigación.

El capítulo 8 engloba la bibliografía o referencias empleadas en todo el desarrollo de la investigación.

El capítulo 9 incluye los anexos necesarios que complementan el trabajo desarrollado.

## 1.1 Descripción del problema

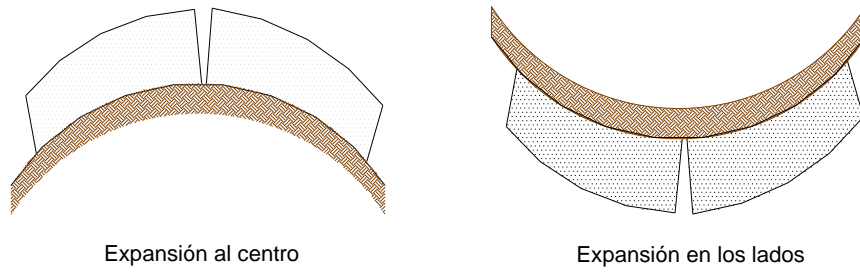
Los suelos expansivos ocasionan daños en las estructuras desplantadas en ellos de acuerdo al contenido de agua presente. El aumento del contenido de agua hace que el suelo se expanda, lo que ocasiona levantamientos en las estructuras.

Y, por el contrario, si el contenido de agua disminuye, el suelo se contrae, y al no existir una distribución homogénea de la humedad en el suelo en el plano vertical, se presentan asentamientos diferenciales.

Kalantari (2012) presenta una lista de los principales problemas atribuidos a los suelos expansivos:

- Pandeo de pavimentos: este tipo de daño se presenta en las capas superficiales de caminos o carreteras, debido al potencial de expansión del subsuelo, el cual está conformado por las capas de subrasante, subbase y base. La figura 1 muestra las posibles deformaciones en el pavimento debido a la expansión del subsuelo.
- Agrietamientos en la losa de cimentación: este tipo de falla ocurre de manera secuencial, dando como resultado una deformación que se curva hacia arriba en el centro (figura 2).
- Movimiento diferencial, así como grietas laterales y longitudinales en el muro de cimentación y marco (figura 3).
- Movimiento diferencial y fisuras de tuberías subterráneas: la expansión de las capas de suelo puede provocar el colapso de las tuberías subterráneas, principalmente cuando hay agua cerca del suelo expansivo que rodea a las tuberías.
- Grietas en muros causadas por la infiltración de agua y la presencia de suelo expansivo (figura 4).

“Aplicación experimental de estructuras pétreas porosas para disminuir la expansión de suelos”



Expansión al centro

Expansión en los lados

Figura 1 Posible pandeo de pavimentos (Kalantari, 2012)

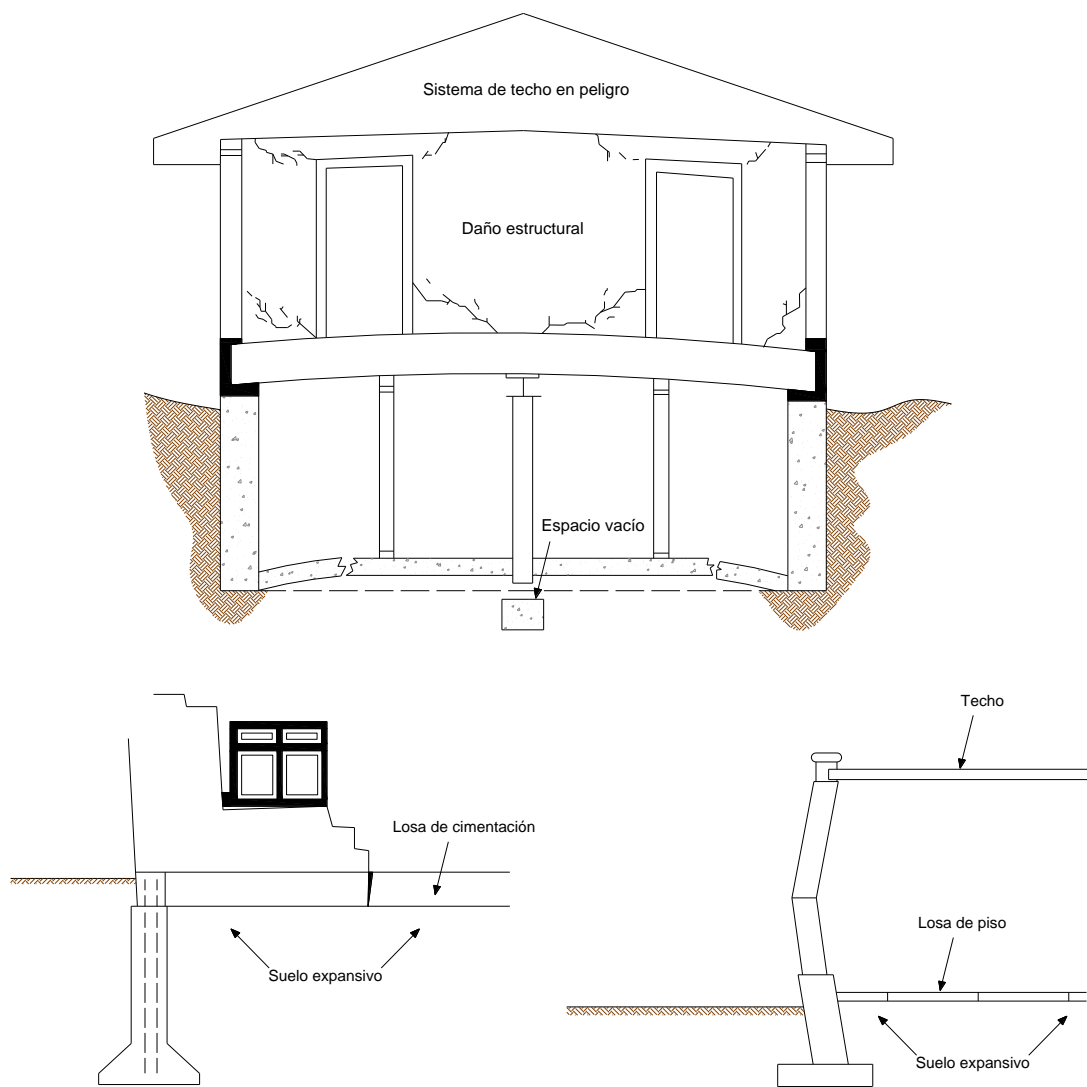


Figura 2 Posibles tipos de daños a estructuras ligeras (Kalantari, 2012)

“Aplicación experimental de estructuras pétreas porosas para disminuir la expansión de suelos”

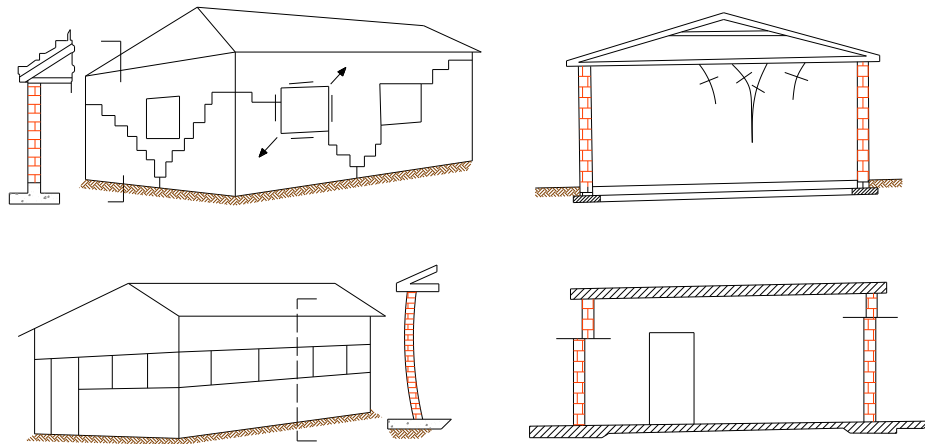


Figura 3 Distintos tipos de daños en los muros de los edificios debido al movimiento diferencial del subsuelo (Kalantari, 2012)

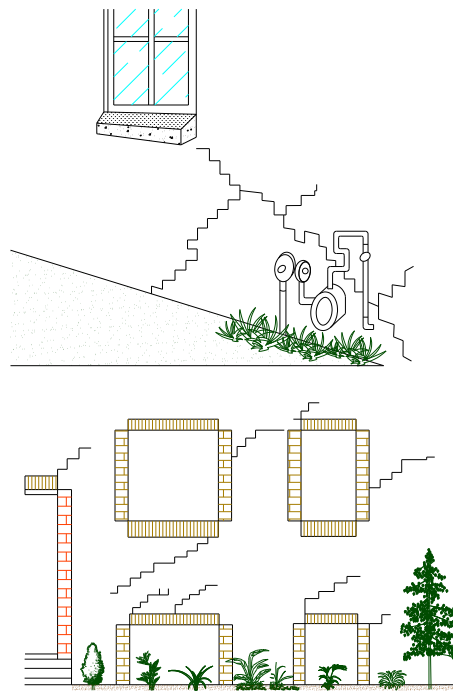


Figura 4 Grietas visibles en las paredes y alrededor de las ventanas causadas por la filtración de agua en la cimentación del subsuelo expansivo (Kalantari, 2012)

Los problemas que causan los suelos expansivos se pueden contrarrestar de diversas maneras, dependiendo del factor que los origine, así como del potencial de expansión que posea dicho suelo.

Sobre el terreno es posible intervenir de distintas formas: mediante el aislamiento de la zona, impermeabilizando entre la cimentación y el suelo, sustituyendo la capa superficial, estabilizando el suelo mediante diversos métodos, remoldeando el suelo y, sobre excavando en la zona, para rellenar con material inerte.

Mientras que, para evitar daños en la estructura desplantada en el suelo, se puede recurrir al uso de palafitos, estructuras flexibles o estructuras rígidas:

### **Palafitos**

Los palafitos son un tipo de cimentación con pilotes o pilas, sobre las que se construyen vigas, las cuales van separadas del terreno. Este tipo de cimentación es muy costosa, por lo que se recomienda solo para edificios de múltiples niveles o estructuras altas. Sin embargo, en viviendas de tipo popular, se pueden utilizar pilotes cortos, sólo si la capa activa de suelo expansivo no es muy profunda y la zona estable posee una resistencia al esfuerzo cortante pertinente; además, la compresibilidad debe ser baja, en estado natural y saturado.

### **Estructuras flexibles**

Las estructuras flexibles o semirrígidas se pueden emplear para construcciones más amplias, donde es necesario considerar que la estructura se distorsiona, por lo que las cimentaciones deben ser aptas para resistir deformaciones, sin exhibir daños apreciables.

### **Estructuras rígidas**

Las estructuras rígidas, engloban a las losas de concreto armado y a las zapatas. Las losas de cimentación no se pueden aplicar a suelos con potencial de expansión moderado ni alto, y considerando que descansan directamente sobre la superficie del suelo, no se puede controlar la expansión en toda la losa por la variación de la humedad en el terreno.

Las zapatas superficiales deben ser lo suficientemente resistentes como para contener la presión de expansión del suelo y que esto no cause problemas a las estructuras superiores. Sin embargo, en algunas ocasiones, lograr la adecuada resistencia de la zapata puede generar costos altos en su fabricación.

Las zapatas corridas no pueden emplearse en suelos con gran potencial de expansión ni a grandes profundidades, porque resultan incosteables, mientras que las zapatas aisladas solo se pueden aplicar en suelos moderadamente expansivos.

## **1.2 Justificación**

Los suelos más susceptibles de expansión, según la clasificación de la World Reference Base for Soil Resources (WRB) corresponden a los vertisoles, los cuales son suelos con altos contenidos de arcillas, las cuales son en su mayoría expansivas. Después del secado, estos suelos forman grietas anchas y profundas desde la superficie hacia abajo (FAO, 2008).

Los vertisoles cubren 335 millones de hectáreas a nivel mundial, presentándose en varios países, entre ellos México (FAO, 2008). Dentro de la República Mexicana, este tipo de suelos se encuentra en diversos estados, entre los que destaca Querétaro, como se aprecia en la figura 5.

En el caso de Querétaro, se ha encontrado que casi mil 500 km<sup>2</sup> de su superficie presenta suelos expansivos, esto es, 13% de su superficie (Zepeda, 2004).



Figura 5 Mapa de los tipos de suelo en la República Mexicana (Servicio de Información Agroalimentaria y Pesquera, 2017)

Por otro lado, Jones y Holtz (1973) estimaron las pérdidas económicas anuales promedio, originadas por los desplazamientos de suelos expansivos (ver tabla 1).

Tabla 1 Pérdidas económicas debido a suelos expansivos (Jones y Holtz, 1973)

<b>Categoría de la construcción</b>	<b>Estimación anual promedio de pérdidas en millones de dólares</b>
Casas unifamiliares	300
Edificios comerciales	360
Edificios de varios pisos	80
Banquetas, andadores y áreas de estacionamiento	110
Carreteras y calles	1140
Servicios subterráneos e instalaciones	100
Aeropuertos	40
Deslizamientos de tierra urbanos	25
Otros	100
<b>TOTAL</b>	<b>2255</b>

Según los autores, las pérdidas económicas causadas por suelos expansivos, superan los gastos anuales promedio ocasionados por los efectos de inundaciones, huracanes, terremotos y tornados en conjunto.

Resumiendo lo expuesto anteriormente, la presencia de suelos expansivos ocurre en varios países, incluyendo México, específicamente en Querétaro y con base a la tabla anterior, se puede observar que los problemas que acarrear los suelos expansivos generan importantes pérdidas económicas en varios tipos de construcciones, por encima de otro tipo de desastres naturales.

Si bien existen varios métodos y técnicas para la estabilización y remediación de suelos, así como diversos tipos de cimentaciones especiales para suelos expansivos, estas últimas resultan muy costosas e inviables en la construcción, sobre todo en obras cuya magnitud no justifica una gran inversión de dinero en la cimentación, como las viviendas de tipo popular; es por ello que se propone este tema de investigación para desarrollar una cimentación de bajo costo y fácil implementación.



## II. ANTECEDENTES

El problema de los suelos expansivos fue reconocido hasta finales de 1930, en Estados Unidos de América, cuando aumentó la construcción de residencias de revestimiento de ladrillo. Inicialmente las grietas que presentaban las viviendas se atribuían a un inadecuado proceso constructivo y al asentamiento de la cimentación, pero no se relacionaban con la presencia de suelos expansivos (Chen, 1975).

Hasta 1938, el *U.S. Bureau of Reclamation* fue la primera institución en estudiar la problemática de los suelos expansivos, al realizar la cimentación para un sifón de acero para el proyecto Owyhee en Oregón. Posteriormente, la primera conferencia internacional sobre suelos expansivos se llevó a cabo en la Universidad Texas A & M en 1965, la segunda conferencia en 1969 y la tercera conferencia en Haifa, Israel, en 1973 (Chen, 1975).

En México, específicamente en Querétaro, el estudio de los suelos expansivos inició en 1983, a través de la Universidad Autónoma de Querétaro, para abordar la problemática que plantean este tipo de suelos, dentro y fuera del estado.

A nivel mundial se han desarrollado varias investigaciones para reducir la expansión de los suelos, así como para su estabilización, como la de Abu-Zreig, Flórez, Viswanadham y Abd El Halim, A.A. y El Baroudy, A.A., que se sintetizan a continuación:

Abu-Zreig, et al. (2001) realizaron un estudio para observar el efecto de exposición a altas temperaturas, en tres suelos arcillosos obtenidos del norte de Jordán, para medir su potencial expansivo. Los suelos se expusieron a las temperaturas de 100, 200, 300 y 400 °C.

Se analizaron varias propiedades del suelo, como los límites de Atterberg, la distribución del tamaño de partícula, el contenido óptimo de agua, la densidad máxima en seco, el potencial de expansión y la resistencia a la compresión no confinada. Los resultados mostraron que al someter el suelo arcilloso a una temperatura superior a los 100 °C se disminuyó el límite líquido y plástico, el contenido óptimo de agua, la resistencia a la compresión no confinada y la presión de expansión. No obstante, la densidad seca máxima aumentó. A 400 °C el límite líquido y plástico, al igual que la resistencia a la compresión se eliminaron completamente en todos los suelos analizados.

Flórez et al. (2008) realizaron la estabilización química con cenizas volantes en los suelos expansivos de una zona de San José de Cúcuta, Colombia. Se analizaron los límites de consistencia, la humedad, las relaciones de contracción, la granulometría, la gravedad específica y el ensayo estándar de Proctor. Se elaboraron mezclas de suelo con cenizas volantes en 20, 25 y 30% en volumen. En los resultados obtenidos se pudo observar que el porcentaje de cenizas que arrojó los mejores resultados sobre el suelo en estudio fue el de 30%, ya que disminuyó en mayor medida el límite líquido, el índice de plasticidad y la superficie específica, con lo que se consiguió un aumento en la estabilidad del suelo.

Viswanadham et al. (2009), estudiaron los suelos remoldeados expansivos, los cuales estaban reforzados con geofibras. Se analizaron las muestras con un contenido de fibras de 0.25% y 0.5%, con relación en sus dimensiones (l/b) en 15, 30 y 45. Dichas muestras fueron sometidas a pruebas de expansión y consolidación unidimensional. Los resultados mostraron que se redujo el potencial de expansión en un 70%, siendo las muestras de relación de 15 (l/b) con 0.25% y 0.5% de contenido de fibra las que presentaron la mayor reducción de expansión.

Abd El Halim, A.A. y El Baroudy, A.A. (2014), evaluaron como el aserrín fino puede modificar las propiedades hidrofísicas de la expansión de suelos obtenidos del delta medio del Nilo, Egipto. Para este estudio se realizaron varias pruebas de laboratorio en suelo franco arcilloso. Dicho suelo se mezcló con aserrín a distintas proporciones: 0%, 1%, 2%, 5%, 10%, 15% y 20% en peso seco. Al realizar pruebas a las distintas mezclas de suelo, se observó que al agregar aserrín se disminuyó la fracción del tamaño de arcilla, el índice de plasticidad, la contracción lineal y el ancho de agrietamiento, y aumentó la permeabilidad, por lo que se llegó a la conclusión de que el aserrín puede mejorar las propiedades hidrofísicas de los suelos expansivos significativamente, mientras que este se agregue al suelo entre uno y dos por ciento en peso seco.

En México se han realizado investigaciones, a cargo de López – Lara, Rodríguez J.C. y Rodríguez N.P. con el objetivo de disminuir el potencial de expansión de los suelos, que se resumen a continuación:

López-Lara et al. (2010), realizaron una investigación para medir el efecto del poliuretano (polímero) en la disminución del potencial de expansión de suelos. Se emplearon muestras remoldeadas de suelo natural y suelo tratado con el polímero; en dichas muestras se analizaron las propiedades índice, la compactación, la resistencia al esfuerzo cortante, la expansión y la consolidación. Como conclusión de la investigación, se obtuvo que las mezclas suelo-polímero redujeron la expansión en aproximadamente 40%, respecto a la expansión del suelo natural.

López-Lara et al. (2014), presentaron una propuesta para disminuir la expansión de suelos, la cual consiste en estructuras huecas invertidas colocadas sobre suelos expansivos. Se realizaron perforaciones en la masa de suelo y se analizaron como una losa nervada. Se llegó a la conclusión de que el volumen hueco de las estructuras situadas sobre suelos expansivos resulta mucho más grande que el espacio que se puede colocar dentro del propio suelo.

Teóricamente, el volumen hueco forma el espacio requerido para alojar la expansión del suelo a medida que ocurre. Por lo que puede deducirse que las estructuras huecas representan un buen método para cimentaciones de bajo presupuesto.

Rodríguez, J. C. (2018), analizó la disminución de la expansión de un suelo mediante la combinación de un tratamiento químico con cal y la aplicación de sobrecarga. Estudió las propiedades índice de los suelos y ejecutó las pruebas de volumen constante, de expansión libre no restringida, de porcentaje y de presión de expansión.

Realizó ensayos con 2, 4 y 6% en peso de cal sobre el suelo y se sometieron a 2, 4, 8 y 10 toneladas de sobrecarga. Los resultados arrojaron que la combinación con 6% de cal y 10 toneladas de sobrecarga proporcionan los mayores abatimientos de la expansión en suelos.

Rodríguez, N.P. (2015), presentó una metodología para abatir la expansión del suelo mediante la introducción de estructuras tubulares porosas. Realizó pruebas de expansión y consolidación en suelo remoldeado con diversos números de perforaciones, las cuales se reforzaron con estructuras tubulares porosas.

Se analizaron varias muestras con diámetros de perforación de 5, 7, 8.5 y 10 mm. Los resultados mostraron que los diámetros más funcionales fueron los de 5 y 10 mm, los cuales disminuyeron la expansión en un 54% y 62% respectivamente, comparándolo contra su porcentaje de expansión inicial.

El resumen de los resultados obtenidos del análisis de la deformación vertical abatida del suelo (en volumen), se presentan a continuación, en la tabla 2.

Tabla 2 Análisis de la deformación vertical abatida del suelo, en volumen (Rodríguez, N.P. (2015))

<b>Diámetro perforación (cm)</b>	<b>Cantidad perforaciones</b>	<b>Volumen de huecos (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Volumen abatido (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>% de volumen de huecos respecto a volumen abatido</b>
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

Respecto al uso de materiales con oquedades para disipar la presión de expansión de suelos, Bowles (1997) propuso un método que consiste en construir cavidades en la cimentación, para permitir que el suelo se expanda dentro de dichos huecos. Este método tiene diversas aplicaciones, como el uso de losas nervadas o reticulares. En este tipo de cimentación, las nervaduras se encargan de soportar la estructura, mientras que los huecos contienen la expansión del suelo.

Bowles (1997) también propone el uso de muros de cimentación en el suelo, empleando tejas, lo que permite que el suelo se expanda lateralmente dentro de las cavidades de dichas tejas.

También se han empleado sistemas de pisos nervados y pisos con cavidades. Los primeros fueron propuestos por la Asociación de Cemento de Portland de California, los cuales corresponden a pisos elevados, contruidos a partir de una losa nervada, donde la moldura se asienta directamente sobre el suelo expansivo, mientras que los huecos proporcionan el medio para aminorar la presión de expansión del suelo. Dependiendo del potencial de expansión del suelo y la carga aplicada permisible, se diseña el espaciamiento entre nervios y se define el espesor de la losa (Patrone J. y Prefumo. J.E., 2002).

En la presente investigación partiremos de la tesis de Rodríguez N.P. (2015) sobre el uso de estructuras tubulares porosas, haciendo la implementación de un nuevo material y una nueva estructura que disminuya la expansividad y contribuya a mejorar las características del suelo.

### **III. FUNDAMENTACION TEÓRICA**

Zepeda et al. (1989) define al suelo expansivo como “aquel que es susceptible de sufrir cambios volumétricos por cambios de humedad. Puede decirse que los suelos expansivos son un fenómeno que se origina por la presencia de un suelo arcilloso con mineral montmorillonita y un clima semiárido, donde la evapotranspiración potencial media anual es mayor que la precipitación media anual”.

#### **3.1 Origen de los suelos expansivos**

G. W. Donaldson (1969) clasificó en dos amplias categorías los componentes formadores de suelo expansivo. Dentro de la primera categoría están incluidas las rocas ígneas básicas, como los basaltos de la meseta de Decán en la India y los gabros al oeste de Pretoria Norte, Transvaal. En estos suelos, los minerales de feldespato y piroxeno de la roca madre se descomponen en montmorillonita y otros minerales secundarios.

La segunda categoría incluye rocas sedimentarias, cuyo componente principal es la montmorillonita, la cual se desintegra para formar suelo expansivo. En América del Norte, los ejemplos de esta roca son el esquisto que se encuentra en la Formación Pierre, así como en las formaciones posteriores Laramie y Denver. El esquisto de marga y la piedra caliza se encuentran en Israel y el esquisto de Eccá en Sudáfrica.

### **3.2 Identificación de los suelos expansivos.**

Para clasificar el potencial de expansión de un suelo se puede recurrir a 3 métodos:

- Identificación mineralógica;
- Métodos indirectos, como las propiedades índice, el método de la actividad y el método PVC (Potencial de Cambio Volumétrico)
- Mediciones directas

#### **3.2.1 Identificación mineralógica**

La composición mineral del suelo expansivo tiene un efecto significativo en la capacidad o potencial de expansión, atribuido a su estructura reticular, que consiste en capas de sílice y aluminio, de acuerdo al tipo de arcilla.

Las cargas negativas en la superficie del mineral arcilloso, la fuerza entre las capas de unión y la capacidad de intercambio catiónico afectan el potencial de expansión de la arcilla (Zepeda, 2004).

Para determinar los minerales presentes en un suelo expansivo, las técnicas que pueden utilizarse son:

- Difracción de rayos X
- Análisis térmico diferencial
- Adsorción de calor
- Análisis químico
- Microscopio electrónico de barrido

### **3.2.1.1 Difracción de rayos X**

El método de difracción de rayos X permite definir la proporción de los diferentes minerales que se encuentran en una arcilla coloidal, por lo que se comparan las proporciones de la intensidad de las líneas de difracción de los diversos minerales contra la intensidad de las líneas del elemento estándar (Chen, 1975).

### **3.2.1.2 Análisis térmico diferencial**

El análisis térmico diferencial se puede emplear para identificar minerales, siempre y cuando en los materiales se aprecien cambios de propiedades al calentarse. El uso de esta técnica de manera individual no proporciona resultados muy precisos, por lo que es conveniente recurrir a otros métodos como la difracción de rayos X y el análisis químico, que en conjunto arrojan buenos resultados (Chen, 1975).

### **3.2.1.3 Adsorción de colorantes**

Se han utilizado tintes y otros reactivos que muestran un color distintivo cuando se absorben en la arcilla para definir los minerales presentes en el suelo. Si una muestra de arcilla se somete a un pretratamiento con ácido, el color que adopta el colorante adsorbido está en función de la capacidad de intercambio de bases de los diferentes minerales que contenga la muestra. Se puede detectar la presencia de montmorillonita en el suelo si su cantidad es superior a aproximadamente 5 a 10% de la muestra (Chen, 1975).

### **3.2.1.4 Análisis químico**

El análisis químico se utiliza para identificar los minerales arcillosos de la montmorillonita, a través del estudio de las propiedades del isomorfismo, identificando su origen y la ubicación de la carga en la estructura (Chen, 1975).



Los minerales isomorfos presentes en la arcilla se pueden reemplazar de 3 formas distintas: sustituyendo aluminio por silicio en posiciones tetraédricas en la red; sustituyendo hierro por aluminio en la coordinación octaédrica; y sustituyendo magnesio por aluminio en las posiciones octaédricas (Chen, 1975).

### **3.2.1.5 Microscopio electrónico de barrido**

Este método permite identificar la composición mineralógica, la textura y la estructura interna de una muestra de suelo. Si dos arcillas poseen el mismo patrón de rayos X y una curva térmica diferencial similar, a través del microscopio electrónico se podrán apreciar las diferencias en las características morfológicas de cada arcilla (Chen, 1975).

## **3.2.2 Métodos indirectos**

### **3.2.2.1 Propiedades índice**

Las pruebas de clasificación para propiedades índice del suelo que más se utilizan para evaluar el potencial de expansión son:

- Límites de Atterberg
- Límite de contracción y contracción lineal
- Contenido de coloides

El potencial de expansión se define como “el porcentaje de expansión de una muestra confinada lateralmente que se ha saturado bajo una sobrecarga de 1 libra por pulgada cuadrada (0.07 kg/cm<sup>2</sup>) después de haber sido compactada a la densidad máxima con un contenido de humedad óptimo de acuerdo con la prueba de compactación AASHO” (Chen, 1975).

Seed Woodward y Lundgren (1962) determinaron la siguiente ecuación simplificada:

$$S = 60 K (I_p)^{2.44}$$

Donde:

S = Potencial de expansión

K =  $3.6 \times 10^{-5}$  y es una constante

$I_p$  = Índice plástico

La ecuación anterior se restringe a suelos con contenidos de arcilla entre el 8 y el 65%.

Holtz y Gibbs (1956) concluyeron que el límite plástico, el límite Líquido y el índice plástico son útiles para determinar la expansión característica de la mayoría de las arcillas. También Koerner (1984) demostró que el índice de plasticidad y el límite de contracción son indicadores de un potencial de expansión.

En la figura 6 se pueden apreciar los estados de consistencia y la clasificación de límites propuesta por Atterberg para suelos finos:

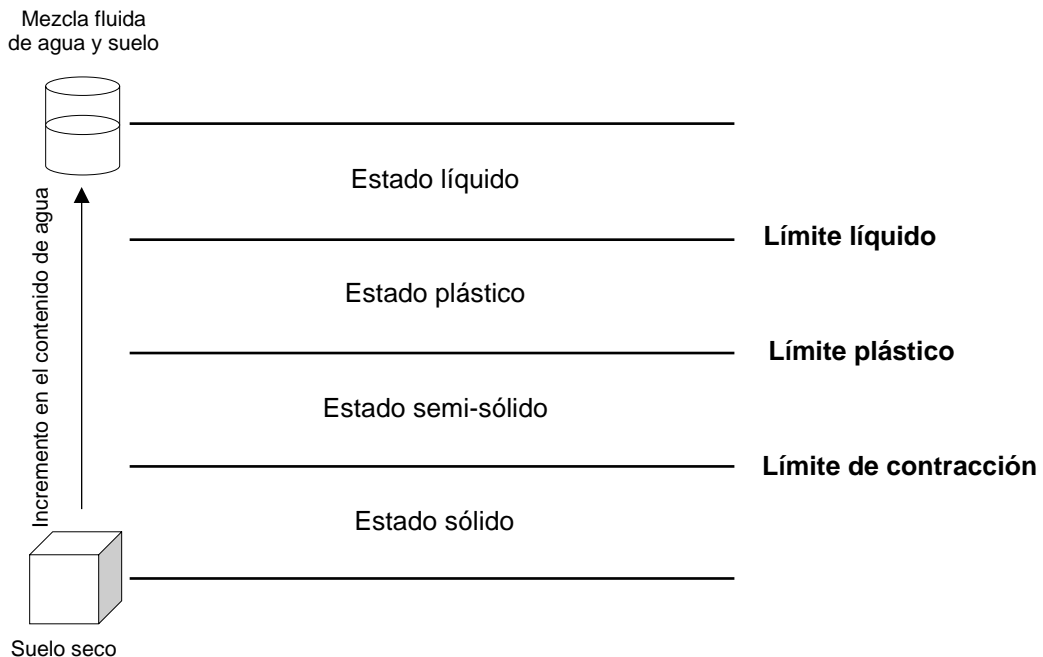


Figura 6 Estados de consistencia y límites de Atterberg

Las relaciones entre los límites de Atterberg y la expansión potencial se observan en la tabla 3 (Pitts, 1984; Kalantari, 1991):

Tabla 3 Clasificación de suelos expansivos basada en el límite líquido y el índice plástico (Pitts, 1984; Kalantari, 1991)

Límite líquido (%)	Índice de plasticidad (%)	Potencial de expansión
<50	<25	Bajo
50-60	25 – 35	Marginal
>60	>35	Alto

Chen (1988) presentó un método sencillo para clasificar los suelos expansivos solamente considerando el índice de plasticidad (ver tabla 4).

Tabla 4 Clasificación de suelos expansivos basada en el índice de plasticidad (Chen, 1988)

Potencial de expansión	Índice de plasticidad
Bajo	0-15
Medio	10-35
Alto	20-55
Muy alto	>35

Raman (1967) presentó el grado de expansión como función del índice de plasticidad y el índice de contracción como se muestra en la tabla 5.

Tabla 5 Clasificación de suelos expansivos basada en los índices de plasticidad y contracción (Raman, 1967)

Índice de plasticidad (%)	Índice de contracción	Grado de expansión
<12	<15	Bajo
12 – 23	15 – 30	Medio
23 – 32	30 – 40	Alto
>32	>40	Muy alto

### 3.2.2.2 Límite de contracción y contracción lineal

El potencial de expansión está relacionado con los límites de contracción, por lo que Altmeyer (1955) sugirió los valores dados en siguiente tabla como orientación para determinar la expansión potencial basada en los límites de contracción y de contracción lineal (ver tabla 6).

Tabla 6 Grado de expansión basado en los límites de contracción y de contracción lineal (Altmeyer, 1955)

Límite de contracción (%)	Contracción lineal (%)	Grado de expansión
<10	>8	Crítico
10 - 12	5 - 8	Marginal
>12	0 - 5	No crítico

### 3.2.2.3 Contenido de coloides

El contenido de coloides es el porcentaje de tamaños de partícula menores a 0.001 mm de diámetro. Estudios indican que la presencia de partículas coloides contribuye a la expansión del suelo, por lo tanto, se puede utilizar para detectar suelos expansivos (Zepeda, 2004).

### 3.2.2.4 Índice de actividad

El contenido de arcilla y los límites de Atterberg se pueden combinar en un parámetro denominado actividad. El método de la actividad se le atribuye a Seed, Woodward y Lundgren (1962).

La actividad se define como:

$$\text{Actividad } (A_c) = \frac{\text{Índice de plasticidad}}{\% \text{ de finos menores que } 2 \mu\text{m}}$$

Skempton (1953) sugirió tres clases de arcillas según la relación de actividad. El mayor potencial de expansión se atribuye a las arcillas activas:

- Inactiva para actividades menores que 0.75,
- Normal para actividades entre 0.75 y 1.25 y,
- Activa, para actividades mayores que 1.25.

### 3.2.2.5 Método USBR

Fue propuesto por Holtz y Gibbs (1956), para la identificación de suelos expansivos, el cual está basado en 45 pruebas de expansión sobre muestras remoldeadas e inalteradas, por lo que el método no se considera suficiente para obtener relaciones empíricas confiables. El criterio del método se muestra en la tabla 7:

Tabla 7 Clasificación de suelos expansivos basada en el contenido coloidal, índice plástico y límite de contracción (Holtz y Gibbs, 1956)

Contenido coloidal (% menor a 0.0001 mm)	Índice de plasticidad	Límite de contracción	Expansión probable (% total del cambio de volumen)	Grado de expansión
>28	>35	<11	30	Muy alto
20 - 13	25 – 41	7 - 12	20 - 30	Alto
13 - 23	15 – 28	15 -28	10 - 20	Medio
<15	<18	>15	<10	Bajo

### 3.2.2.6 Método del Potencial de Cambio de Volumen (PVC)

Este método fue propuesto por Lambe (1960). El primer paso es colocar la muestra remoldeada en un anillo de consolidación, para ser compactada con una energía definida de 2638 kJ/m<sup>3</sup> (26.87 kg.cm/cm<sup>3</sup>). Luego, se establece una presión inicial de 1380 kN/m<sup>2</sup> y se añade agua.

El espécimen se humedece en el aparato y con un anillo de carga se le restringe la expansión vertical. La lectura del anillo se toma a las 2 horas de inicio de la prueba y dicha lectura se transforma a presión, lo cual se reporta como el índice de expansión. Mediante una gráfica se puede transformar el índice de expansión a potencial de cambio de volumen.

Lambe definió las siguientes categorías de PVC, como se observa en la tabla 8:

Tabla 8 Categorías del Potencial de Cambio de Volumen (Lambe, 1960).

Rango de PVC	Peligro de expansión
Menos de 2	No crítico
2 - 4	Marginal
4 - 6	Crítico
Mayor de 6	Muy crítico

### 3.2.3 Mediciones directas

Se puede estimar el potencial de expansión y la presión de expansión de un suelo de manera directa, por medio del consolidómetro unidimensional estándar. Existen varios tipos de consolidómetros, siendo el más común el de cantiléver, donde la carga se aplica por peso directo. La muestra de suelo se labra en un anillo metálico, cuyo diámetro puede variar de 5 a 10 cm; la altura de la muestra oscila de media a una pulgada. En la parte superior e inferior de la muestra labrada, se colocan piedras porosas. La saturación de la muestra se puede realizar indistintamente desde abajo o desde arriba. El porcentaje de expansión corresponde a la expansión vertical calculada a partir de la altura inicial de la muestra de suelo, hasta que alcanza su altura máxima; después de que la muestra obtuvo su aumento de volumen total, es posible cargar el espécimen de nuevo, para obtener la presión de expansión (Chen, 1975).

Para realizar una prueba de expansión, los aspectos más relevantes a considerar son los siguientes (Chen, 1975):

- **Estado de la muestra:** en muestras inalteradas, la condición natural de la muestra, el método de muestreo empleado, así como el historial de esfuerzos del suelo. En muestras remoldeadas, el método de compactación, el tiempo de saturación de la muestra, antes y después de compactarla, y el peso volumétrico de compactación.

- **Contenido de humedad:** entre menor sea el contenido de humedad inicial, mayor será la expansión. La humedad inicial de la muestra puede variar dependiendo del tiempo que permanezca en el anillo antes de saturarse, la evaporación que sufra mientras se mantiene dentro del anillo y de la temperatura y humedad del laboratorio.
- **Aumento de carga:** cada aumento de carga que se aplique a la muestra disminuye la expansión del suelo.
- **Tiempo permitido:** el tiempo necesario para que la expansión se complete puede variar ampliamente, pues depende de varios factores, como la permeabilidad de la arcilla, el contenido de agua de la muestra, el peso volumétrico y la altura de la muestra.

### 3.3 Minerales constitutivos de las arcillas

La naturaleza fisicoquímica de los minerales arcillosos no puede definirse sin la caracterización de los tres elementos que constituyen una muestra de suelo: la lámina, la partícula y el agregado (El Brahmi, J. y Zoukaghe, M., 2016).

La lámina se define como una superposición de dos tipos de capas:

- La capa tetraédrica ( $\text{SiO}_4$ ): en esta capa los átomos de oxígeno ocupan los vértices del tetraedro mientras que un átomo de silicio ocupa el centro.
- La capa octaédrica ( $\text{Al}_2(\text{OH})_6$  (o  $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$ ): en esta capa los vértices del octaedro están ocupados por hidroxilo OH, mientras que el centro está ocupado por un átomo de aluminio o un átomo de magnesio.

La partícula de arcilla, con un tamaño máximo de 2  $\mu\text{m}$ , es una pila de láminas de arcilla de diferentes configuraciones. La posición de las láminas entre sí y su número por partícula varían según el tipo de contenido de arcilla y agua (Ben Rhaim, 1986). El agregado es un ensamblaje desordenado entre las partículas de arcilla cuya forma y dimensiones pueden variar.

### 3.4 Propiedades del suelo que influyen en el potencial de expansión

Las características del suelo que más contribuyen en el potencial de expansión, se resumen en la tabla 9 (Nelson y Miller, 1992):

Tabla 9 Propiedades del suelo que influyen en el potencial de expansión (Nelson y Miller, 1992)

Factor	Descripción
Mineralogía de la arcilla	Los minerales arcillosos que comúnmente originan cambios volumétricos en el suelo son la montmorillonita, la vermiculita y algunos minerales de capa mixta. Aunque las illitas y las caolinitas tienen menor potencial de expansión, pueden causar cambios de volumen cuando el tamaño de las partículas es muy pequeño (menos de una décima parte de una micra).
Química del agua del suelo	La expansión se inhibe aumentando la concentración de cationes y la valencia de cationes.
Succión del suelo	La succión del suelo es la variable independiente de la tensión efectiva, expresada como la presión intersticial negativa, en un suelo no saturado. La succión del suelo está interrelacionada con la saturación, la gravedad, el tamaño y la forma de los poros, la tensión superficial y las propiedades eléctricas y químicas del suelo y el agua.
Plasticidad	En general, los suelos que exhiben plasticidad en un amplio rango del contenido de agua y que a su vez poseen un límite líquido alto, presentan un mayor potencial de contracción y expansión.
Estructura del suelo	Las arcillas floculadas tienden a expandirse más que las arcillas dispersas, mientras que las partículas cementadas presentan menor expansión. Compactar el suelo con un contenido de humedad alto, puede modificar su estructura.
Densidad seca	Los suelos con densidades secas altas, por lo general poseen un espacio entre partículas reducido, por lo que las fuerzas repulsivas entre partículas son de magnitud considerable, ocasionando un mayor potencial de expansión.



### 3.5 Principales tipos de arcilla

Los tres grupos principales de arcillas en la ingeniería geotécnica son: caolinitas, illitas y esmectitas (Mitchel y Soga, 2005).

**Caolinitas:** son minerales arcillosos con láminas equidistantes fijas. Cuando se superponen dos láminas de caolinita, el O- presente en la superficie superior y el H + de la superficie inferior desarrollan un fuerte enlace de hidrógeno OH entre ellas atribuido a las fuerzas de Van der Waals.

**Esmectitas:** Las esmectitas o montmorillonitas son minerales arcillosos cuya constitución de los lados inferior y superior no permite el desarrollo de un enlace de hidrógeno entre las capas, y por lo tanto facilita su separación y la adsorción de diversas moléculas en los espacios entre capas.

**Illitas:** los minerales de arcilla illita tienen láminas equidistantes fijas. Tienen la misma composición que la montmorillonita, pero las láminas están fuertemente unidas por los cationes de potasio K +.

### 3.6 Características de algunos minerales de las arcillas

Las características de los principales grupos de arcillas, considerando el espaciado basal, las características de partícula, las fuerzas interparticulares, el área específica, los límites de Atterberg y la actividad, se resumen en la tabla 10 (Nelson y Miller, 1992):

Tabla 10 Características de algunos minerales de las arcillas (Nelson y Miller, 1992)

Grupo mineral	Espaciamiento basal (Å)	Características de partícula	Fuerzas interparticulares	Área específica (m <sup>2</sup> /g)	Límites de Atterberg			Actividad Ip/ % arcillas
					LL %	LP %	SL %	
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
Montmorillonitas	9.6	Delgada, escamosa >10Å x 1.0 a 10 µm	Fuerzas Van der Waals débiles	700-840	100-900	50-100	8.5-15	7.2

### 3.7 Cimentaciones sobre suelos expansivos

Peck et al. (1974), Bowles (1988), Kalantari (1991) y Murphy (2010) proponen tres métodos generales para prevenir daños estructurales en construcciones sobre suelos expansivos:

- Eliminación o reducción de la expansión
- Uso de estructuras suficientemente fuertes que permanecerán sin daños a pesar de la expansión
- Aislar la estructura del suelo expansivo

#### Eliminación o reducción de la expansión

La eliminación o reducción de la expansión del suelo se puede lograr de 3 formas distintas (Kalantari, 2012):

- Reemplazando el suelo expansivo
- Cambiando la naturaleza del suelo
- Controlando el contenido de agua de la base del subsuelo

### **Reemplazando el suelo expansivo**

De acuerdo a Das (1984), los suelos de expansión moderada y de poco espesor que se localizan en la superficie de la base del subsuelo, pueden removerse y reemplazarse, para compactarse posteriormente de manera adecuada.

Huat (2004) sugiere que mezclar suelo expansivo con suelo sin cohesión, dará como resultado un suelo con menos potencial de expansión, cuyo costo será menor a reemplazar toda la capa de suelo expansivo, además existe la probabilidad de que cumpla con los requerimientos de construcción.

Es posible construir una base apropiada, ya sea superficial o profunda, que no ocasione daños estructurales por los movimientos de expansión del suelo, si se reemplaza el suelo expansivo por alguno favorable y se compacta debidamente. No es necesario reemplazar toda la capa de suelo expansivo, basta con sustituir o modificar solamente el suelo que se encuentra dentro de la zona activa, donde se presentan varios problemas de expansión alta en la cimentación (Kalantari, 2012).

### **Cambiar la naturaleza del suelo expansivo**

Gromko (1974) propuso las siguientes técnicas para disminuir o eliminar los suelos expansivos:

- Control de compactación
- Estabilización química
- Prehumectación

### **Control de compactación**

El potencial de expansión de un suelo puede disminuir si se compacta con un peso unitario más bajo en el lado más alto de la humedad óptima, probablemente en un rango de 3% a 4% superior al contenido de humedad óptimo. No es recomendable el uso de losas de cimentación sobre suelos cuya expansión sobrepasa los 35 mm (Kalantari, 2012; Das, 1984).

A rasgos generales, el método de control de compactación se puede emplear para cimentaciones de poca profundidad. Además, se puede utilizar en conjunto con una capa de base de agregados graduados, siempre y cuando la losa que se desplanta en el suelo sea autónoma de las vigas, columnas y paredes, y la presión admisible sea similar a la resistencia admisible del subsuelo de la cimentación (Kalantari, 2012).

### **Estabilización química**

Existen diversos tipos de estabilizadores para suelos expansivos, como la cal, las cenizas volantes o el cemento. Dichas sustancias pueden disminuir considerablemente la expansión del suelo, siendo la cal la más utilizada. De acuerdo a varios autores, mezclar arcilla plástica con 4% a 8% de cal, disminuye el índice de plasticidad de la capa superficial del suelo y aumenta su capacidad de carga (Gromko, 1974; Chen, 1988; O'Neill y Poormoayed, 1980; Bowles, 1988; Prusinski y Bhattacharja, 1999; Murphy, 2010; Ziaie et al., 2010).

### **Prehumectación**

La prehumectación es una técnica que consiste en sumergir un área de suelo en agua, con el objetivo de incrementar el contenido de humedad.

Se puede utilizar en la construcción de viviendas unifamiliares. Adicionalmente, la capa superior del suelo que ha sido humedecida, puede mezclarse con cal y posteriormente compactarse, para disminuir la plasticidad del suelo y al mismo tiempo aumentar la capacidad de carga (Kalantari, 1991; Kalantari, 2012).

De acuerdo a Das (1984), sumergir el suelo expansivo en agua permite alcanzar casi la totalidad del empuje esperado, antes de iniciar la obra constructiva.

Por otro lado, Hauck (1959) y Gromko (1974) sugieren utilizar una capa de grava, arena o tierra granular de aproximadamente 10 a 15 cm de altura, sobre el área que se someterá a prehumedecimiento, pues provee una adecuada zona de trabajo, antes y después de emplear la técnica, además permite disminuir la evaporación, trasmite una ligera sobrecarga y produce una subrasante horizontal y equilibrada.

### **Control del contenido de agua de la base del subsuelo**

El control del contenido de agua generalmente se aplica en el perímetro de las estructuras, para reducir la saturación de los bordes o para evitar el desecamiento de los cimientos del subsuelo. Entre los métodos más comunes que existen para conservar la humedad constante del suelo, destaca el uso de barreras impermeables (muros de contención y membranas geotextiles), los sistemas de drenaje apropiados y el monitoreo de la cobertura vegetal (Gromko, 1974; O'Neill y Poormoayed, 1980).

### **Uso de estructuras suficientemente fuertes que permanecerán sin daños a pesar de la expansión**

Este método se basa en utilizar estructuras resistentes y rígidas, que soporten la expansión del suelo y permanezcan íntegras, aun cuando descansen libremente sobre el suelo expansivo. Esta técnica tiene dos variantes, que se describen a continuación (Kalantari, 2012):

- Control de la dirección de expansión
- Cargar el suelo a una presión suficiente para equilibrar la presión de expansión

### **Control de la dirección de expansión**

De acuerdo a Bowles, (1988), este método implica que el suelo se pueda expandir dentro de las cavidades construidas en los cimientos, lo que permitiría reducir los movimientos del suelo a un nivel aceptable. Lo más común es utilizar losas reticulares, en donde las nervaduras de concreto armado pueden soportar la carga estructural, mientras que las oquedades permiten que el suelo se expanda.

### **Cargar el suelo a una presión suficiente para equilibrar la presión de expansión**

Este método se utiliza en rellenos, donde el propio peso del material equilibra la presión de expansión. También se puede emplear esta técnica en la parte inferior de estructuras, utilizando zapatas corridas que soporten altas presiones o extrayendo algunos metros de suelo expansivo, para posteriormente rellenar con material granular (Kalantari, 2012).

### **Aislar la estructura del suelo expansivo**

En este tipo de método, se emplean cimentaciones profundas (pilotes y/o pilas) junto con una losa de piso suspendida, por lo que la estructura permanecerá aislada de los movimientos perjudiciales del suelo expansivo (Kalantari, 2012).

Los pilotes y las pilas se colocan a una profundidad adecuada y proporcionando un espacio de separación suficiente entre la superficie del terreno y la edificación, que permita al suelo expandirse, sin ocasionar daños. Generalmente se emplean pilares con forma de campana, cuidando que se desplanten a una profundidad conveniente, que las fuerzas de resistencia del fuste no los remuevan y que el cambio volumétrico en la zona activa no los levante (Kalantari, 2012; Peck et al., 1974; Murphy, 2010).

Ocasionalmente se emplean materiales como paja, aserrín o suelo con agregados gruesos alrededor de pilas o dentro del área donde existe potencial de expansión, para dirigir la expansión del suelo hacia las oquedades del material, en vez de perjudicar la pila (Bowles, 1988).

### **3.8 Concreto permeable**

El concreto permeable o poroso está constituido por cemento, agregado grueso, agua, aditivos y poca o nada cantidad de agregado fino (arena). El agregado fino por lo general solo se añade cuando se necesita una mayor resistencia a la compresión, lo que a su vez disminuye la infiltración de agua a través del concreto (ACI 211.3R-02).

El concreto permeable contiene poros interconectados, cuyo tamaño puede variar de 2 a 8 mm, por donde es posible el paso de agua. El porcentaje de vacíos oscila entre el 18 al 35% y puede alcanzar resistencias a la compresión de 2.8 a 28 Mpa (Cabello et al., 2015).

La transmisión de cargas del concreto al suelo, se realiza de diferentes maneras. Con el concreto convencional se transmiten las cargas de forma homogénea, mientras que con el concreto permeable la transmisión es de manera heterogénea.

En el concreto permeable, la transmisión se produce a través de los puntos de contacto, provocando que las cargas se repartan aleatoriamente, de manera que se distribuyen en una superficie mucho mayor (Cabello et al., 2015).

La transferencia no uniforme de las cargas hace que la superficie sobre la que se distribuyen sea muchas veces mayor que el producto de la distribución de las cargas sobre un suelo convencional de concreto (Cabello et al., 2015).

### 3.8.1 Aplicaciones para concreto permeable

El concreto permeable se utilizó por primera vez en 1852 (Ghafoori y Dutta, 1995). El uso predominante de este material es en pavimentos, aunque también se ha empleado como elemento estructural en Europa por varios años (Malhotra 1976). En la tabla 11 se exponen varios ejemplos de aplicación del concreto permeable:

Tabla 11 Aplicaciones para concreto permeable (Tennis et al., 2004)

Pavimentos de bajo volumen de tránsito	Estabilización de taludes
Carreteras residenciales	Revestimientos de pozos
Callejones y entradas de vehículos	Rejas para árboles en las aceras
Aceras y caminos	Cubiertas de piscina
Estacionamientos	Desagües de borde de pavimento
Cruces de aguas bajas	Espigones y malecones
Canchas de tenis	Barreras de ruido
Subbase para pavimentos de concreto convencional	Cimientos/pisos para invernaderos, centros de diversión acuáticos y zoológicos
Patios	Estructuras hidráulicas
Arrecifes artificiales	Muros (incluidos los de carga)



### **3.8.2 Desempeño**

Los pavimentos de concreto permeable pueden alcanzar resistencias superiores a los 20.5 MPa (209.04 kg/cm<sup>2</sup>) y resistencias a la flexión de más de 3.5 MPa (35.69 kg/cm<sup>2</sup>), si son debidamente colocados (Tennis et al., 2004).

A diferencia del concreto convencional, el concreto permeable posee una consistencia predominantemente rígida, lo que podría complicar ligeramente su colocación, sin embargo, con adecuadas técnicas constructivas, se pueden lograr trabajos satisfactorios, que garanticen su rendimiento. De manera similar con el concreto convencional, es importante el curado del material, desde el momento de su colocación y como mínimo los primeros 7 días (Tennis et al., 2004).

También es de suma importancia el vibrado del concreto, para que se alcance la densidad y resistencia óptima, además del uso de herramientas adecuadas, que no sellen ni obstruyan los poros de la superficie.

### **3.8.3 Propiedades ingenieriles del concreto permeable**

#### **3.8.3.1 Propiedades en estado fresco**

Se alcanzan revenimientos de 20 mm en promedio, aunque se pueden llegar a utilizar revenimientos de hasta 50 mm. Al momento de colocarse y compactarse, los agregados se aglutinan con firmeza, formando una matriz abierta (Tennis et al., 2004).

El parámetro más importante para el control de calidad del concreto es el peso unitario o la densidad aparente. Los pesos unitarios del concreto permeable son 30% inferiores a los del concreto convencional, por lo general (Tennis et al., 2004).

El tiempo recomendado entre el mezclado y la colocación del concreto es de aproximadamente una hora. Si se requiere más tiempo, se pueden emplear retardantes y estabilizadores de hidratación.

### **3.8.3.2 Propiedades en estado endurecido**

#### **Densidad y porosidad**

La densidad del concreto permeable puede variar por 3 factores: las características de los materiales empleados, la dosificación utilizada y los métodos de compactación que se apliquen al momento de colocarlo. Las densidades in situ del concreto permeable oscilan entre  $1600 \text{ kg/m}^3$  a  $2000 \text{ kg/m}^3$ . Un pavimento de 125 mm de altura y 20% de vacíos puede almacenar 25 mm de una tormenta de lluvia, en sus oquedades. Si se coloca sobre una capa de subbase de roca triturada de 150 mm de altura, puede llegar a acumular hasta 75 mm de precipitación (Tennis et al., 2004).

#### **Permeabilidad**

El flujo de agua que puede pasar a través del concreto permeable varía de  $120 \text{ L/m}^2/\text{min}$  ( $0.2 \text{ cm/s}$ ) a  $320 \text{ L/m}^2/\text{min}$  ( $0.54 \text{ cm/s}$ ), con caudales de hasta  $700 \text{ L/m}^2/\text{min}$  ( $1.2 \text{ cm/s}$ ) (Crouch 2004).

#### **Resistencia a la compresión**

La resistencia a la compresión del concreto permeable puede variar de 3.5 MPa a 28 MPa ( $35.6$  a  $285.52 \text{ kg/cm}^2$ ). Los valores promedio son de 17 MPa ( $173.35 \text{ kg/cm}^2$ ). Dichos valores son apropiados para una gran cantidad de aplicaciones (Tennis et al., 2004).

### **Resistencia a la flexión**

La resistencia a la flexión del concreto permeable generalmente fluctúa entre 1 MPa y 3.8 MPa (10.20 y 38.75 kg/cm<sup>2</sup>). Entre los factores que intervienen en la resistencia a la flexión, destaca el grado de compactación, la porosidad y la relación agregado/cemento (Tennis et al., 2004).

### **Contracción**

La contracción del concreto permeable depende de las mezclas y los materiales empleados. Los valores típicos de contracción son menores que los del concreto convencional; en promedio son de  $200 \times 10^{-6}$  (Malhotra 1976), lo que representa aproximadamente el 50% de los valores reportados en concretos comunes. Alrededor del 50% al 80% de contracción se desarrolla en los primeros 10 días, en contraste con el concreto convencional, que sólo alcanza el 20% al 30% de contracción en el mismo periodo (Tennis et al., 2004).

### **Durabilidad**

La durabilidad del concreto se define como la capacidad para resistir la acción del intemperismo, ataque químico, abrasión u otro tipo de degradación. El concreto debe conservar sus características iniciales, así como su calidad, al exponerse a cualquier tipo de ambiente nocivo (Tennis et al., 2004).

### **Resistencia al hielo-deshielo**

La resistencia del concreto en campo depende de la cantidad de vacíos que se encuentren saturados en el momento del congelamiento; es probable que el concreto permeable que se cubre de nieve se limpie con mayor rapidez, porque los vacíos propician que la nieve se descongele apresuradamente, en comparación con los concretos convencionales (Tennis et al., 2004).

Según diversos estudios, el aire incorporado en la mezcla optimiza la protección contra congelamiento y descongelamiento del concreto permeable (Neithalath 2003; Malhotra 1976).

### **Resistencia a los sulfatos**

Al igual que el concreto convencional, el concreto permeable puede deteriorarse si es expuesto a químicos agresivos, como ácidos y sulfatos, ya sea en contacto con suelo o agua que contengan estos elementos. Debido a las oquedades del concreto permeable, es más probable que sufra un ataque en una zona más amplia (Tennis et al., 2004).

Sin embargo, este tipo de concreto se puede emplear en zonas con suelos con gran contenido de sulfato y aguas subterráneas, mientras se encuentre aislado de estos agentes. Otra forma de proteger el concreto permeable es colocándolo sobre una capa de 150 mm de altura, de agregado con tamaño máximo de 1 pulgada (25 mm). Dicha capa funciona como base de pavimento, facilita el almacenamiento de aguas pluviales y además permite aislar el concreto (Tennis et al., 2004).

### **Resistencia a la abrasión**

El concreto permeable es más susceptible a presentar abrasión en su superficie, debido a la textura rugosa y la estructura abierta que presenta, lo que propicia que las partículas de agregado se desprendan fácilmente. Sin embargo, en pavimentos de concreto permeable, estos agregados sueltos en su superficie sólo se presentarán durante las primeras semanas después de dar paso al tráfico. Al cabo de las primeras semanas, la cantidad de partículas que se desmoronan en la superficie se reduce ampliamente, por lo que el límite superior del pavimento adquiere estabilidad (Tennis et al., 2004).

### 3.8.4 Dosificación de mezcla

#### 3.8.4.1 Materiales

Para la fabricación del concreto permeable se emplean los mismo materiales que en el concreto convencional, a excepción del agregado fino, que se utiliza muy poco o se elimina totalmente, y la granulometría del agregado grueso no es muy variada, al no requerir tamaños de partículas muy pequeños. Para garantizar buenos resultados, se debe tener un control riguroso en la dosificación del concreto permeable (Tennis et al., 2004).

En la tabla 12 se presentan los rangos típicos de proporciones de materiales empleados en la fabricación de concreto permeable.

Tabla 12 Rangos típicos\* de proporciones de materiales en concreto permeable\*\* (Tennis et al., 2004).

	<b>Proporciones (kg/m)</b>
Cemento	270 a 415
Agregado	1190 a 1480
Relación agua/cemento (en masa) ***	0.27 a 0.34
Relación agregado/cemento (en masa) ***	4 a 4.5:1
Relación agregado fino/agregado grueso (en masa) ****	0 a 1:1

\*Estas proporciones sólo son informativas. El diseño exitoso de la mezcla dependerá de las propiedades de los materiales particulares utilizados y debe probarse en lotes de prueba para establecer las proporciones adecuadas y determinar el comportamiento esperado, los productores de concreto pueden tener proporciones de mezcla para concreto permeable optimizadas para el desempeño con materiales locales. En tales casos, esas proporciones son preferibles.

\*\* Las mezclas químicas, particularmente los retardantes y los estabilizadores de hidratación, también se usan comúnmente, en las dosis recomendadas por el fabricante. También es común el uso de materiales cementantes complementarios, como cenizas volantes y escoria.

\*\*\*Se han utilizado proporciones más altas, pero pueden resultar reducciones significativas en la resistencia y la durabilidad.

\*\*\*\* La adición de agregado fino disminuirá el contenido de vacíos y aumentará la resistencia.

#### **3.8.4.2 Cemento**

Se pueden emplear cementos portland (ASTM C150) y cementos combinados (ASTM C595) para la fabricación de concreto permeable. Adicionalmente se pueden utilizar otros materiales cementantes de forma complementaria, como cenizas volantes y puzolanas (ASTM C618) y escoria de alto horno granulada molida (ASTM C989).

#### **3.8.4.3 Agregado**

En el concreto permeable la cantidad de agregado fino es casi nula y la granulometría del agregado grueso es limitada. Por lo general se emplean tamaños de partícula que pasa por los tamices No. 67 (19.0 a 4.75 mm), No. 8 (9.5 a 2.36 mm), o No. 89 (9.5 a 1.18 mm). También se puede emplear agregado de un solo tamaño de hasta 1 pulgada (25 mm) (ASTM C33).

Entre más grandes sean las partículas del agregado grueso, la superficie tendrá una apariencia más áspera. También se pueden utilizar la norma ASTM D448 para delimitar la granulometría del agregado grueso. Las proporciones de agregado/cemento por lo general tienen pesos volumétricos de 1300 kg/m<sup>3</sup> a 1800 kg/m<sup>3</sup>.

Se pueden emplear agregados redondeados o angulares para la elaboración de concreto permeable, logrando resistencias más altas con los agregados redondeados (Tennis et al., 2004).

La norma ASTM D448 dicta las normas que deben cumplir los agregados para pavimentos y la norma ASTM C33 aplica para los agregados que se emplean en cualquier tipo de construcción de concreto en general.

#### **3.8.4.4 Agua**

Las proporciones de agua/cemento típicas oscilan entre 0.27 a 0.30, sin embargo, se ha utilizado de hasta 0.34 a 0.40 con éxito. También se pueden emplear aditivos químicos para lograr mejores mezclas (Tennis et al., 2004).

Para la elaboración del concreto, lo recomendable es utilizar agua potable, aunque también se puede utilizar agua reciclada, mientras cumpla con las normas ASTM C94 o AASHTO M 157.

De acuerdo a Tennis et al. (2004), la cantidad adecuada de agua le proporciona brillo a la mezcla, sin que se desborde del agregado. Una pequeña cantidad de concreto moldeado en forma de bola, no colapsa ni pierde su estructura hueca a medida que la mezcla fluye hacia los espacios entre los agregados.

#### **3.8.4.5 Aditivos**

Al igual que en el concreto convencional, en el concreto permeable se emplean aditivos químicos que mejoren sus propiedades. Dado que el concreto permeable presenta tiempos de fraguado muy pequeños, es común que se empleen retardantes o aditivos estabilizadores de hidratación.

Los aditivos inclusores de aire sólo se utilizan cuando se pretende disminuir el daño por congelación y descongelación del concreto. El manejo de aditivos químicos está sometido a las recomendaciones del fabricante y se rige por la norma ASTM C494, mientras que la norma ASTM C260 dicta los requerimientos para aditivos inclusores de aire (Tennis et al., 2004).

### **3.8.5 Relación agua/cemento**

La relación agua/cemento es uno de los parámetros de mayor importancia en la dosificación de concreto. Se define como la razón entre el contenido de agua y el contenido de cemento, del concreto en estado fresco. Una relación agua/cemento alta reduce la adherencia de la mezcla al agregado, por lo que dicha pasta puede fluir y ocupar los espacios vacíos. En cambio, una relación agua/cemento baja puede producir grumos al momento de preparar la pasta, por lo que los materiales no se podrán distribuir de manera uniforme. Para que el agregado presente un adecuado recubrimiento y la mezcla una consistencia idónea, el rango recomendado es de 0.35 a 0.45 (ACI 211.3R-02).

### **3.8.6 Porcentaje de vacíos**

El porcentaje de vacíos debe ser de 15% o más para asegurar la infiltración de agua a través del concreto permeable. Entre más alto sea el valor del porcentaje de vacíos, mayor será la tasa de infiltración, mientras que la resistencia a la compresión disminuirá. Por el contrario, entre menor sea el porcentaje de vacíos, menor será la tasa de infiltración y la resistencia a la compresión aumentará. Adicionalmente, la resistencia a la compresión se incrementa al disminuir el tamaño máximo nominal del agregado (ACI 211.3R-02).



### 3.8.7 Cantidad de agregado grueso

Según la Asociación Nacional de Concreto Premezclado de la Asociación Nacional de Agregados, la densidad del agregado grueso en seco se puede utilizar para realizar la dosificación de concreto permeable, a través de la siguiente relación (ACI 211.3R-02).

$$\frac{b}{b_0}$$

Donde:

$b$  = volumen sólido de agregado grueso en una unidad de volumen de concreto

$b_0$  = volumen sólido de agregado grueso en una unidad de volumen de agregado grueso.

El valor  $b/b_0$  sirve para compensar las repercusiones que pudiera tener la mezcla de concreto al utilizar agregado grueso con diversas formas de partículas, granulometría y peso específico. En la tabla 13 se presentan los valores  $b/b_0$  para el agregado grueso con tamaño del No. 8 y No. 67 para contenidos de agregado fino de 0, 10 y 20% del agregado total (ACI 211.3R-02).

Tabla 13 Valores efectivos de  $b/b_0$  (ASTM C33).

Porcentaje de agregado fino	$b/b_0$	
	No. 8	No. 67
0	0.99	0.99
10	0.93	0.93
20	0.85	0.86

## IV. HIPOTESIS

La aplicación de estructuras pétreas porosas sobre la superficie del suelo abatirá hasta el 80% de la expansión.

## **V. OBJETIVOS**

### **5.1 OBJETIVO GENERAL**

Disminuir el potencial de expansión del suelo a través de la aplicación de estructuras pétreas porosas superficiales.

### **5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Establecer la dosificación y agregados adecuados para la elaboración de las estructuras pétreas porosas que garanticen la disminución de la expansión.
- Determinar el comportamiento de expansión del suelo con estructuras pétreas porosas.

## **VI. METODOLOGÍA**

El proyecto se efectuará en 4 etapas:

- Determinación de los parámetros del suelo natural y del agregado grueso,
- Modelo suelo-estructura,
- Análisis experimental y
- Experimentación final

Dichas etapas se describen a continuación en la figura 7:

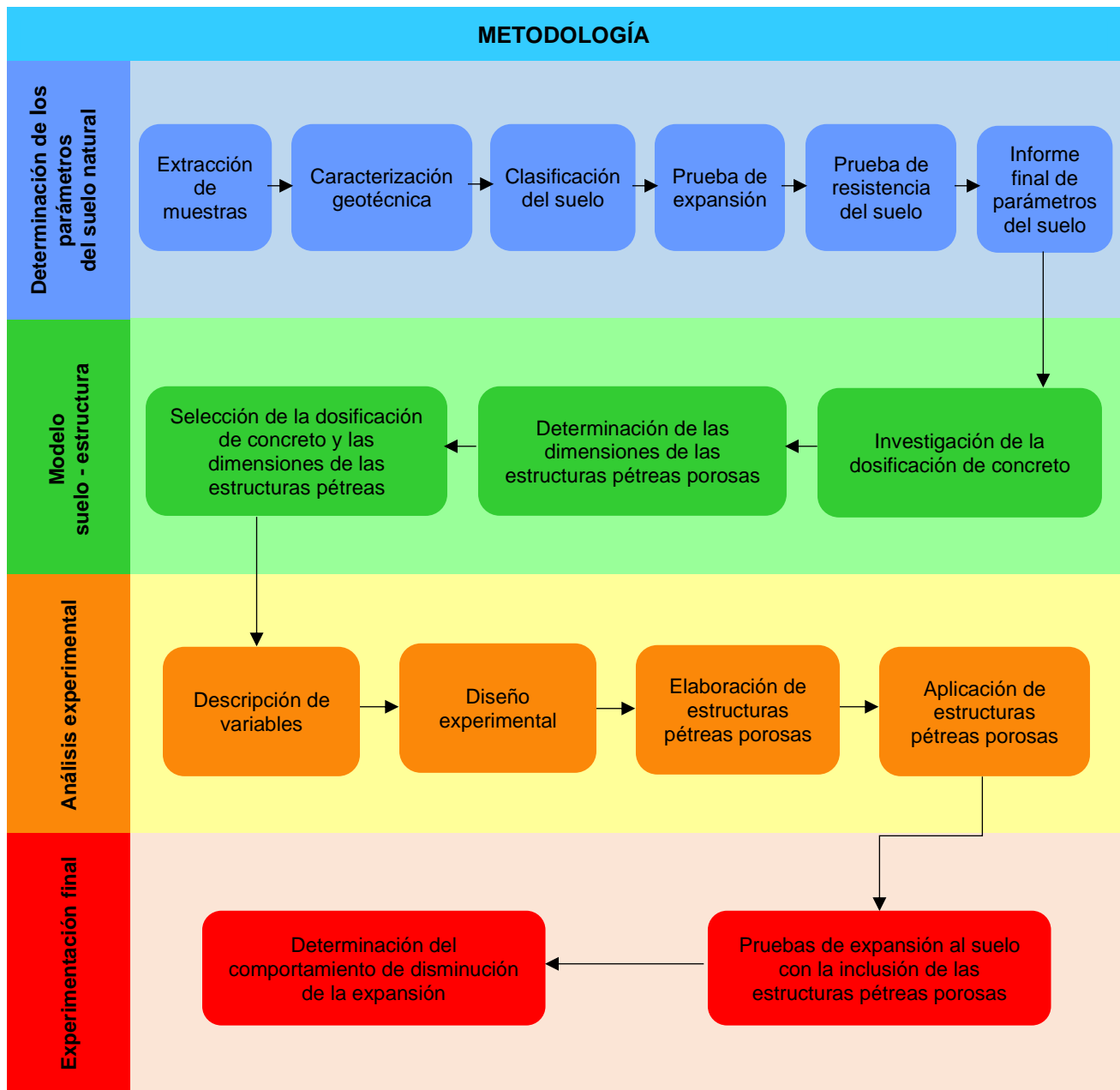


Figura 7 Etapas de la metodología del proyecto

Para la determinación de los parámetros del suelo se adoptó el siguiente diagrama de proceso (figura 8):

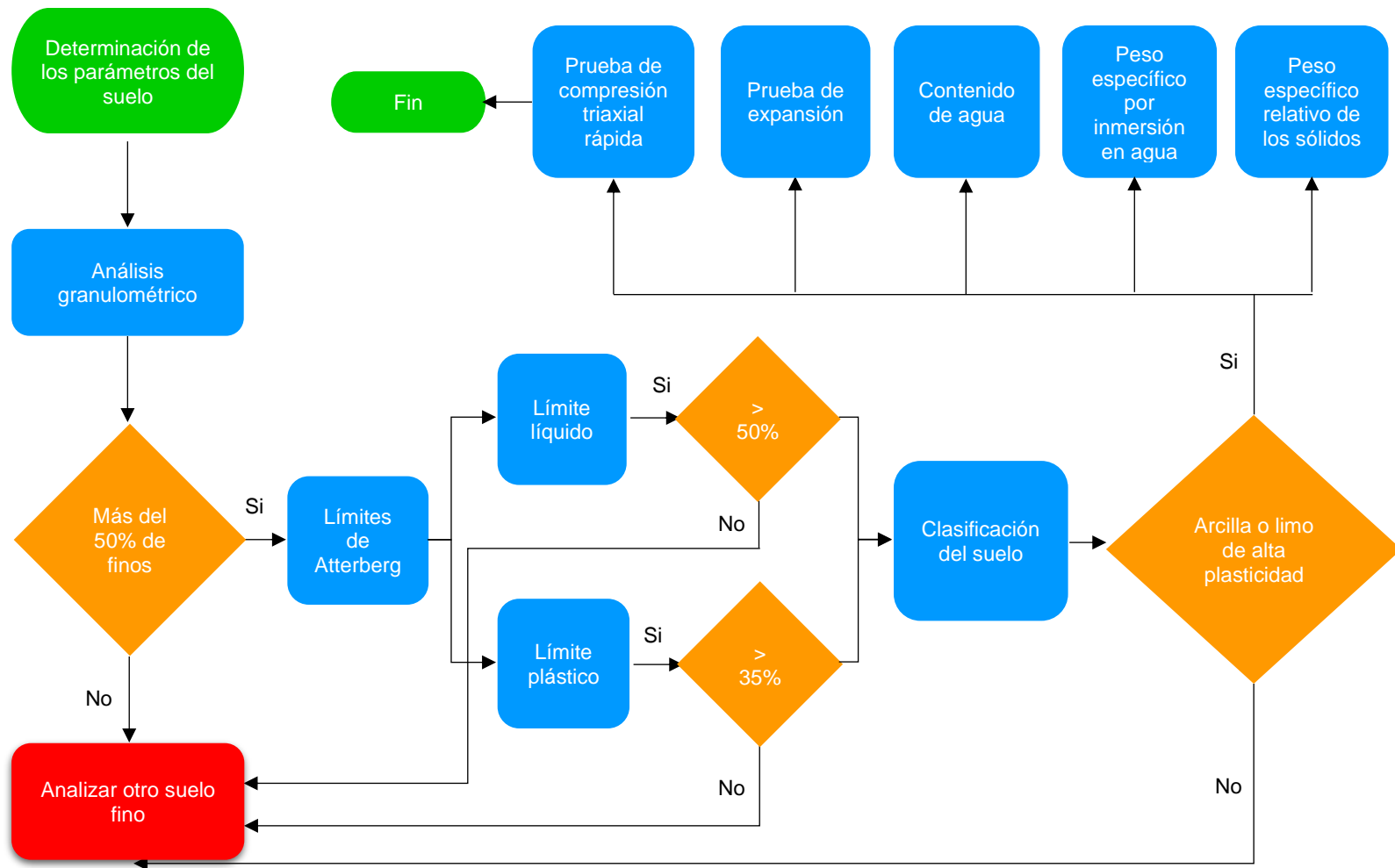


Figura 8 Diagrama de proceso para la determinación de los parámetros del suelo

## 6.1 Determinación de los parámetros del suelo

### 6.1.1 Muestreo de suelo

Las muestras de suelo que se me emplearon en la presente investigación fueron extraídas en el espacio 60, en la calle Loma de Sangremal, Santiago de Querétaro, Querétaro, México. Las coordenadas de dicho terreno son  $20^{\circ}35'49.6''$  latitud norte y  $100^{\circ}27'47.1''$  longitud oeste.

El estado de Querétaro está ubicado en el centro del país, entre las paralelos  $20^{\circ}01'02''$  y  $21^{\circ}37'17''$  de latitud norte y los meridianos  $99^{\circ}03' 23''$  y  $100^{\circ}34'01''$  de longitud oeste. Limita con San Luis Potosí al noreste, Hidalgo al este, Michoacán al sur, Estado de México al sureste y Guanajuato al oeste (Consejo de Ciencia y Tecnología del Estado de Querétaro, 2001). Su ubicación a nivel nacional se observa en la figura 9.



Figura 9 Ubicación de Querétaro

El estado tiene una temperatura media anual de 18°C, una temperatura máxima media de 28°C en abril y mayo, y una temperatura mínima media de 6°C en enero (INEGI, 2020).

En los municipios de Querétaro, Corregidora, El Marqués, Pedro Escobedo y San Juan del Río se encuentran vertisoles, los cuales son un tipo de suelo que se caracteriza por su alto contenido de arcilla expansible. En la figura 10 se puede apreciar el tipo de suelos dominantes en el municipio de Querétaro, (Consejo de Ciencia y Tecnología del Estado de Querétaro, 2001).

Los climas que predominan en el municipio de Querétaro son: semiseco templado (67.05%), semiseco semicálido (31.51%) y templado subhúmedo con lluvias en verano de menor humedad (1.44%) (Compendio de información geográfica municipal Querétaro, 2010).

El municipio de Querétaro pertenece a la provincia del Eje Neovolcánico y a la Mesa del Centro. Está integrado por las subprovincias de Llanuras y Sierras de Querétaro e Hidalgo y las Sierras y Llanuras del Norte de Guanajuato.

El sistema de topoformas que conforman el municipio se encuentra distribuido por: Lomerío de basalto con llanuras (61.50%), Sierra volcánica de laderas tendidas con lomerío (15.02%), Sierra alta escarpada (10.09%), Llanura aluvial (7.39%) y Escudo volcánico (6.00%) (Compendio de información geográfica municipal Querétaro, 2010).

Los periodos geológicos del municipio de Querétaro se distribuyen de la siguiente manera: Terciario-Cuaternario (48.17%), Neógeno (19.58%), Cuaternario (11.15%), Cretácico (2.12%) y Terciario (0.06%).

La composición de rocas predominantes se indica a continuación: ígnea intrusiva: granodiorita (0.06%), ígnea extrusiva: basalto (20.88%), andesita (26.34%), toba ácida (6.01%), riolita-toba ácida (4.70%) y basalto-brecha volcánica básica (0.95%), metamórfica: esquisto (0.15%), sedimentaria: arenisca-conglomerado (8.87%), caliza (1.81%) y caliza-lutita (0.16%) y suelo: aluvial (11.15%) (Compendio de información geográfica municipal Querétaro, 2010).

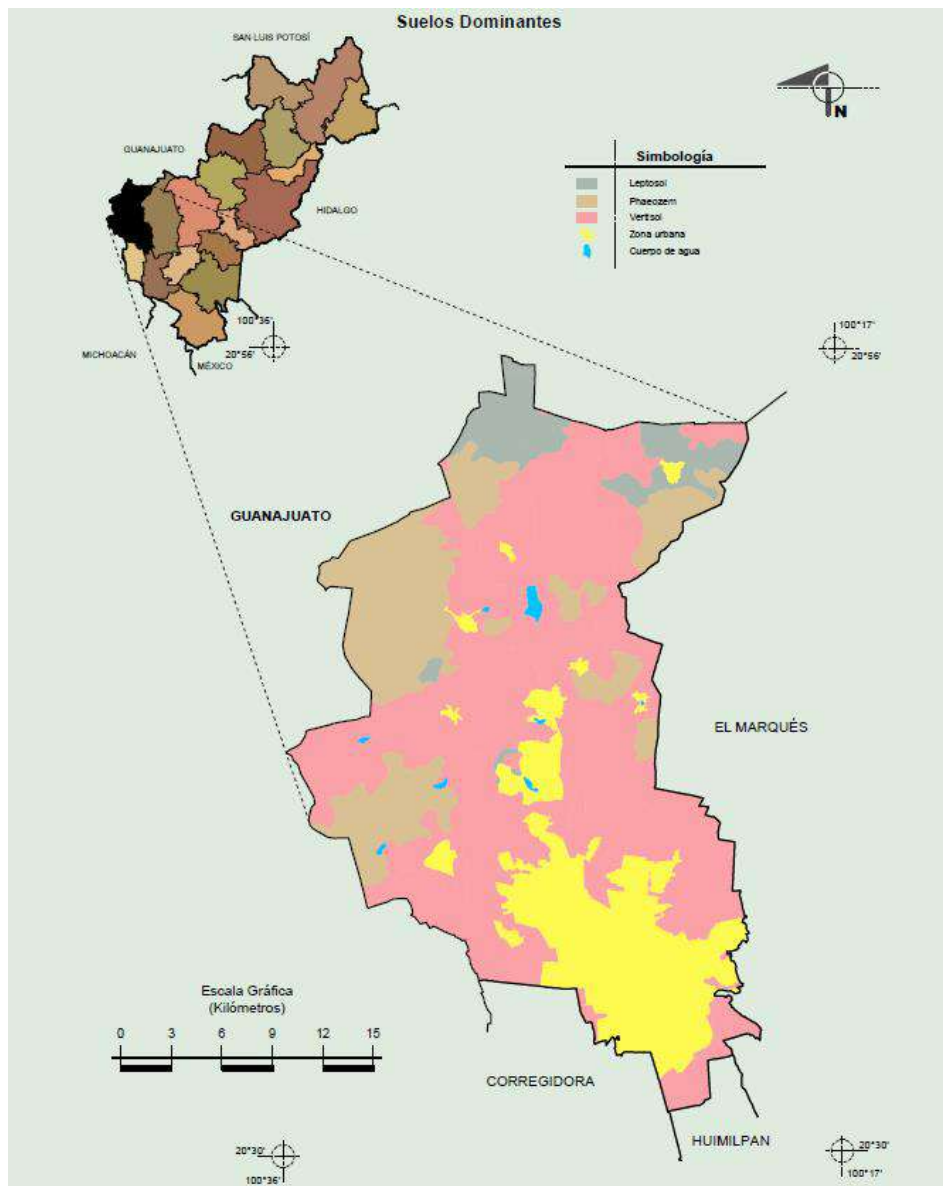


Figura 10 Suelos dominantes en el municipio de Querétaro (Compendio de información geográfica municipal Querétaro, 2010)



Figura 12 Excavación de pozo a cielo abierto



Figura 11 Labrado de muestra cúbica inalterada

El suelo se obtuvo mediante el método de Pozo a Cielo Abierto (PCA), empleando la retroexcavadora, a una profundidad de 2.2 metros. Se extrajeron 2 muestras cúbicas inalteradas y varias muestras alteradas.

La exploración y muestreo se realizó bajo los lineamientos de la norma ASTM-D420 (1993). La ubicación del sitio de muestreo se aprecia en las figuras 13, 14 y 15.

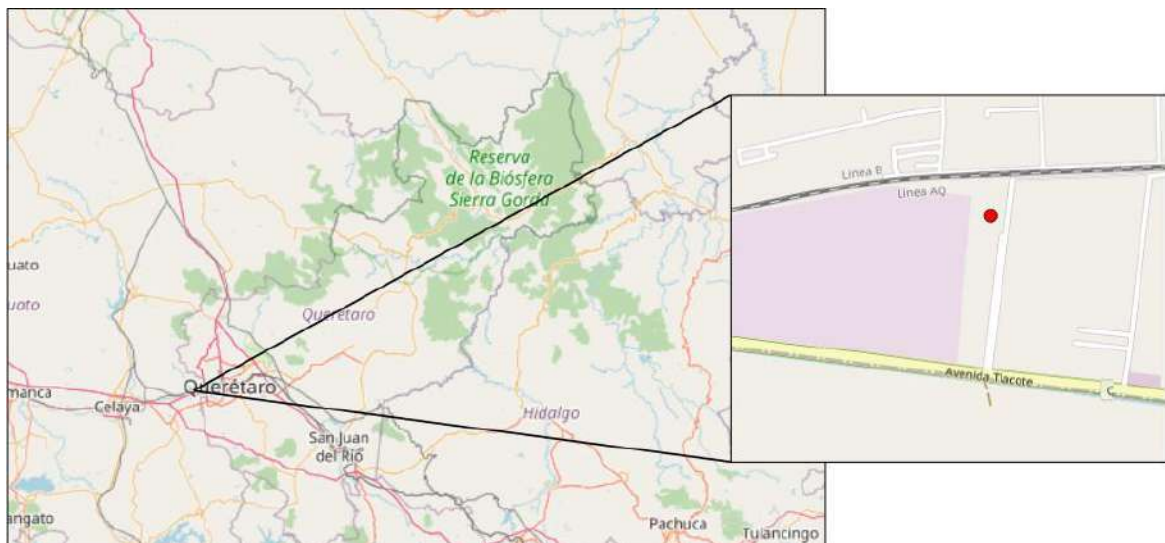


Figura 13 Ubicación del sitio de muestreo





Figura 14 Ubicación del sitio de muestreo (Google Maps, 2020)

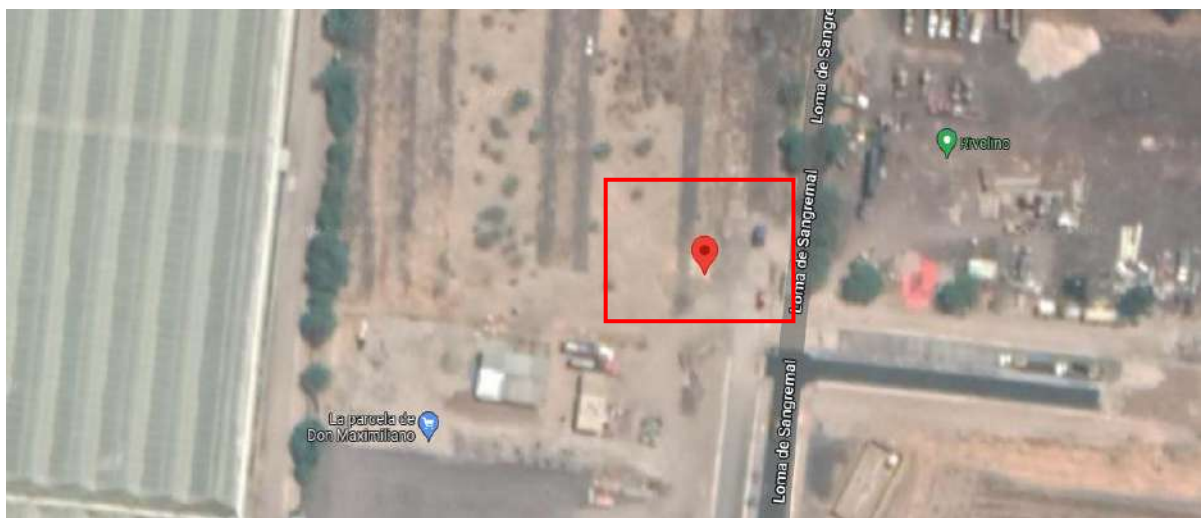


Figura 15 Ubicación del sitio de muestreo (Google Maps, 2022)

### 6.1.2 Caracterización geotécnica

El presente proyecto precisa de un suelo expansivo, por lo que es indispensable analizar sus propiedades a través de una caracterización geotécnica para corroborar que cumpla con los requerimientos solicitados.

Para la caracterización geotécnica se requiere realizar diferentes pruebas, tales como análisis granulométrico, límites de consistencia, contenido de agua, determinación del peso específico de la masa del suelo y peso específico relativo de los sólidos del suelo.

### 6.1.3 Análisis granulométrico

De acuerdo al tamaño predominante de partículas que componen un suelo, se pueden diferenciar gravas, arenas, limos o arcillas.

Por lo general se emplean dos métodos para determinar la distribución de tamaño de partículas de un suelo: (1) análisis de tamiz para tamaños de partículas mayores de 0.075 mm de diámetro, y (2) análisis de hidrómetro para tamaños de partículas inferiores a 0.075 mm de diámetro (Das, 2015).

Existen varias clasificaciones granulométricas de los suelos, según sus tamaños de partículas (Juárez, E., y Rico, A., 2005):

a) Clasificación Internacional, ver tabla 14.

Tabla 14 Clasificación internacional (Juárez, E., y Rico, A., 2005)

Tamaño en mm				
2.0	0.2	0.02	0.002	0.0002
Arena gruesa	Arena fina	Limo	Arcilla	Ultra-arcilla (coloides)

b) Clasificación M. I. T.: fue propuesta por G. Gilboy y adoptada por el Massachusetts Institute of Technology, ver tabla 15.

Tabla 15 Clasificación M.I.T. (Juárez, E., y Rico, A., 2005)

Tamaño en mm								
2.0	0.6	0.2	0.06	0.02	0.006	0.002	0.0006	0.0002
Gruesa	Media	Fina	Grueso	Medio	Fino	Gruesa	Media	Fina (coloides)
Arena			Limo			Arcilla		

c) Clasificación de Kopecky (1936), ver tabla 16.

Tabla 16 Clasificación de Kopecky (Juárez, E., y Rico, A., 2005)

Material	Característica	Tamaño mm
Piedra	----	Mayor de 70 mm
Grava	Gruesa	30 a 70
	Media	5 a 30
	Fina	2 a 5
Arena	Gruesa	1 a 2
	Media	0.2 a 1
	Fina	0.1 a 0.2
Polvo	Grueso	0.05 a 0.1
	Fino	0.02 a 0.05
Limo	Grueso	0.006 a 0.02
	Fino	0.002 a 0.006
Arcilla	Grueso	0.0006 a 0.002
	Fina	0.0002 a 0.0006
Ultra-arcilla	----	0.00002 a 0.0002

d) Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Diferencia los suelos gruesos y los finos, a partir del cribado del material a través de la malla N° 200; las partículas de suelo que retiene dicha malla, corresponden a la parte gruesa y las partículas que pasan a través de la malla, equivalen a los finos.

En el análisis de tamiz, la muestra de suelo se pasa a través de un conjunto de mallas y se agita para determinar el peso que retiene cada una. Los tamices o mallas que se emplean, de acuerdo a su abertura, son las de 75.00 mm (3”), 50.8 mm (2”), 37.5 mm (1 ½”), 25.4 mm (1”), 19.1 mm (¾”), 12.7 mm (½”), 9.52 mm (3/8”), 6.35 mm (¼”), 4.76 mm (N° 4), 2.0 mm (N° 10), 0.84 mm (N° 20), 0.42 mm (N° 40), 0.25 mm (N° 60), 0.149 mm (N° 100) y 0.074 mm (N° 200).

El material retenido en la malla N° 4 se clasifica como grava, el material que pasa la malla N° 4, pero que retiene la malla N° 200, corresponde a arena y el material que pasa a través de la malla N° 200 se considera como fino.

El análisis de hidrómetro o densímetro, se fundamenta en el principio de la sedimentación de las partículas del suelo en agua. Al dispersarse la muestra de suelo en agua, las partículas se precipitan a diferente velocidad, dependiendo de su forma, tamaño y peso. Para simplificar, se supone que la totalidad de partículas del suelo tienen forma esférica; la velocidad con que se precipitan dichas partículas se puede expresar mediante la ley de Stokes, con la siguiente expresión (Das, 2015):

$$v = \frac{\rho_s - \rho_w}{18\eta} D^2$$

Donde:

v= velocidad

$\rho_s$ = densidad de las partículas del suelo

$\rho_w$ = densidad del agua

$\eta$ = viscosidad del fluido

D= diámetro de las partículas de suelo

El análisis del tamiz y el análisis del hidrómetro se rigen bajo la norma ASTM-D422.

A partir de dichos análisis se puede construir la curva granulométrica del suelo, en donde se grafican los porcentajes de suelo que pasa cada tamiz en el eje de las ordenadas y el tamaño de las partículas en el eje de las abscisas (Juárez, E., y Rico, A., 2005).

#### **6.1.4 Límites de Atterberg**

Mediante el límite líquido, el límite plástico, el índice de plasticidad y la contracción lineal se pueden conocer las características de la parte fina del suelo. Las pruebas se sujetan a la norma ASTM-D4318.

Albert Mauritz Atterberg expuso una metodología para describir la consistencia de los suelos con diferentes contenidos de humedad (Das, 2015).

Dependiendo del contenido de humedad, el suelo se divide en cinco estados: líquido, semilíquido, plástico, semisólido y sólido (Juárez, E., y Rico, A., 2005).

1. Estado líquido: el suelo aparenta y posee las propiedades de una suspensión.
2. Estado semilíquido: el suelo se comporta como un fluido viscoso.
3. Estado plástico: el suelo es dúctil, es decir, el suelo puede soportar una rápida deformación sin un cambio apreciable de volumen, sin astillarse ni agrietarse.
4. Estado semisólido: el suelo se ve firme, pero se reduce cuando se seca.
5. Estado sólido: el volumen del suelo no cambia cuando se seca.

Las fronteras entre los cinco estados de consistencia del suelo se describen a continuación (Juárez, E., y Rico, A., 2005):

Límite líquido: representa la frontera entre los estados semilíquido y plástico. Se determina utilizando la copa de Casagrande; se coloca el suelo en dicho aparato y se ranura a la mitad. La copa se hace caer desde una altura de 1 cm y se cuenta el número de golpes. El límite corresponde al contenido de agua logrado cuando la ranura central del suelo se cierra aproximadamente 1.27 cm a los 25 golpes en la copa.

Límite plástico: corresponde al límite entre los estados plástico y semisólido. Se obtiene al rolar un fragmento de suelo hasta que alcance los 3 mm de diámetro y justo en ese momento se desmorone y se agriete.

Límite de contracción: es el límite entre los estados de consistencia semisólido y sólido y se define como: “el contenido de agua con el que el suelo ya no disminuye su volumen” al continuar secándose.

También se puede determinar el índice de plasticidad, el cual corresponde a la operación aritmética de restar el límite plástico del límite líquido.

### **6.1.5 Contenido de agua**

El contenido de agua o humedad se define como “la razón del peso de agua al peso de los sólidos en un volumen dado de suelo” (Das, 2015) y se determina mediante la norma ASTM-D2216, 1992. Para esta prueba se obtiene una muestra representativa del suelo muestreado de forma alterada y se registra su peso ( $W_m$ ). Posteriormente se seca al horno durante 24 horas a una temperatura constante de 105° a 110° C. Al término de las 24 horas, la muestra se pesa nuevamente ( $W_s$ ).

El contenido de agua se calcula mediante la siguiente expresión (Juárez, E., y Rico, A., 2005):

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Donde:

$W_w$ = Peso del agua

$W_s$ = Peso seco de la muestra

El peso del agua se obtiene con la expresión siguiente:

$$W_w = W_m - W_s$$

Donde:

$W_m$ = peso húmedo de la muestra

#### **6.1.6 Peso específico por inmersión en agua**

Mide la relación entre el peso del suelo y su volumen (peso volumétrico), de acuerdo a la norma ASTM-D4531. Se empleó el método B o método de cera de parafina. Para esta prueba se labran especímenes irregulares de suelo de la muestra inalterada y se registra su peso. Posteriormente se cubren con parafina y se determina su peso suspendido y finalmente su peso sumergido. También es necesario determinar la humedad de cada muestra, para obtener la densidad seca del suelo.

#### **6.1.7 Peso específico relativo de sólidos**

“El peso específico relativo se define como la relación entre el peso específico de una sustancia y el peso específico del agua, a 4°C, destilada y sujeta a una atmósfera de presión” (Juárez, E., y Rico, A., 2005).

El peso específico relativo de sólidos o de la fase sólida del suelo se obtiene a partir de la siguiente expresión (Juárez, E., y Rico, A., 2005):

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \frac{W_s}{V_s \gamma_0}$$

Donde:

$S_s$ = Peso específico relativo de la fase sólida del suelo

$\gamma_s$ = Peso específico de la fase sólida del suelo

$\gamma_0$ = Peso específico del agua destilada, a 4°C de temperatura y la presión atmosférica correspondiente al nivel del mar

$W_s$ = Peso de la fase sólida de la muestra de suelo

$V_s$ =Volumen de la fase sólida de la muestra

La prueba se rige bajo la norma ASTM-D854.

### **6.1.8 Clasificación del suelo**

Es necesario clasificar el suelo muestreado siguiendo los requerimientos de la norma ASTM-D2487 con base a los datos recabados en la caracterización geotécnica. El suelo extraído debe cumplir con la clasificación CH (arcilla de alta compresibilidad o plasticidad), OH (arcilla orgánica) o MH (limo de alta compresibilidad o plasticidad) para la correcta ejecución de esta investigación.

### **6.1.9 Prueba de expansión**

La prueba de expansión permite determinar el porcentaje de expansión y la presión de expansión de la muestra de suelo. Dicha prueba se basa en la norma ASTM-D4546 y existen 3 métodos de ensayo alternativos:



En el método A, a la muestra se le aplica una carga inicial de al menos 1 kPa o la carga de sitio correspondiente y posteriormente se inunda (la carga considera el peso de la piedra porosa superior y el cabezal de carga). La muestra se deja expandir verticalmente hasta que se complete la expansión primaria. Se aplican cargas sucesivas hasta que se obtenga la relación de vacíos o altura inicial de la muestra.

En el método B, se aplica una presión vertical equivalente a la presión de carga in situ o una carga estructural, o ambas y posteriormente se inunda la muestra. En este método se puede observar expansión, expansión y luego contracción, contracción, o contracción y luego expansión. La expansión o asentamiento se determina a la presión aplicada después de que el movimiento es inapreciable.

En el método C, la presión de expansión se obtiene manteniendo la altura de la muestra constante, al modificar la presión vertical, después de que la muestra se ha saturado.

En esta investigación se empleó el método B, considerando la carga de sitio del terreno natural y una carga estructural de 1.5 T/m<sup>2</sup>.

#### **6.1.10 Prueba de resistencia del suelo**

Para medir la resistencia del suelo se empleó la prueba de compresión triaxial rápida, bajo la norma ASTM-D2850. La prueba de compresión triaxial tiene el objetivo de determinar las características de esfuerzo- deformación y la resistencia de los suelos sometidos a esfuerzos cortantes, los cuales se producen cuando varían los esfuerzos principales actuantes sobre la probeta cilíndrica del suelo en estudio. Los esfuerzos principales se inducen por la presión de agua que rodea la probeta, dentro de la cámara triaxial.

Para la prueba se emplea un cilindro labrado o remoldeado de suelo, el cual debe recubrirse con una membrana impermeable, dentro de la cámara triaxial. Al espécimen se le aplican incrementos de cargas hasta que falle o hasta que su deformación axial sobrepase el 25-30% (Juárez, E., y Rico, A., 2005).

## **6.2 Determinación de los parámetros del agregado grueso**

### **6.2.1 Análisis granulométrico**

El análisis granulométrico tiene el objetivo de determinar el tamaño de partículas presentes en el agregado grueso, a través del cribado del material por varios tamices de distintas aberturas preestablecidas. Este ensayo se realizó bajo la norma N.CMT.2.02.002/02.

En este análisis, la muestra del agregado grueso se pasa a través de un conjunto de tamices y se agita para determinar el peso que retiene cada uno. Los tamices o mallas que se emplean, de acuerdo a su abertura, son las de 101.00 mm (4”), 89.00 mm (3 1/2”), 75.00 mm (3”), 63.00 mm (2 1/2”), 50.8 mm (2”), 37.5 mm (1 1/2”), 25.4 mm (1”), 19.1 mm (3/4”), 12.7 mm (1/2”), 9.52 mm (3/8”), 4.76 mm (N° 4), 2.36 mm (N° 8), 1.18 mm (N° 16), 0.60 mm (N° 30), 0.30 mm (N° 50) y 0.149 mm (N° 100).

Este ensayo permite obtener los valores para construir la curva granulométrica del agregado grueso; en el eje de las ordenadas se grafican los porcentajes de agregado grueso que pasa cada malla y en el eje de las abscisas el tamaño de las partículas.

### **6.2.2 Peso volumétrico seco compacto**

Este ensaye permite determinar la densidad total del agregado grueso, al dividir la masa de la muestra en estado seco, entre el volumen que ocupa, considerando los vacíos de aire entre partículas y los de absorción.

En esta prueba se empleó la consolidación por varillado, cuyo procedimiento consiste en llenar un molde, previamente dimensionado, en 3 capas de igual altura, con el agregado grueso en estado seco.

Cada capa debe compactarse mediante varillado, con 25 golpes distribuidos de manera uniforme sobre la superficie. La última capa se enrasa de tal manera que ninguna partícula del agregado grueso sobrepase de la altura total del molde. Este ensayo se realizó siguiendo los lineamientos de la norma ASTM C 29/C 29M-9.

### **6.2.3 Densidad y absorción**

Este método de ensayo se realizó bajo la norma ASTM C 127 – 01 y permite determinar la densidad promedio de las partículas del agregado grueso (sin incluir el volumen de vacíos entre las partículas), la densidad relativa y la absorción del agregado grueso.

En esta prueba, la muestra de agregado grueso se lava y se lleva a secar al horno durante 24 horas aproximadamente. Transcurrido este tiempo, la muestra se sumerge en agua y se deja saturando por aproximadamente 24 horas. Posteriormente, la muestra de agregado grueso se seca con un paño o franela, hasta que no se perciba ninguna película de agua en su superficie y se registra su masa. Después, la muestra se coloca en una canastilla y se determina su masa aparente en agua. Finalmente, la muestra se lleva al horno a secado y se registra su masa.

## **6.3 Modelo suelo-estructura**

### **6.3.1 Dosificación y fabricación del concreto**

Se analizaron dosificaciones de concreto permeable con relación agua/cemento de 0.3, 0.4 y 0.5 respectivamente. La dosificación se realizó de acuerdo al apéndice 6, de la guía ACI 211.3R-02. Con cada dosificación, se elaboraron especímenes de concreto, para someterse a diversas pruebas para su caracterización.

### **6.3.2 Caracterización del concreto**

#### **6.3.2.1 Resistencia a la compresión simple**

La resistencia a la compresión se define como “la oposición que presenta un espécimen o elemento de mortero o concreto bajo una carga axial expresada como la fuerza por unidad de área generalmente dada en  $\text{kg/cm}^2$ ” (NMX - C - 251 – ONNCCE-2019).

La norma NMX-C-083-ONNCCE-2014 especifica el método de ensayo para determinar la resistencia a la compresión del concreto.

Para esta prueba, se utilizaron cilindros de concreto con relación de esbeltez de 2.0 aproximadamente, los cuales permanecieron en el cuarto de curado por 28 días antes de su ensayo. El día del ensayo, los cilindros se retiran del agua y se cabecea la cara superior e inferior de cada espécimen con azufre y se dejan secar.

Posteriormente, se colocan en la máquina universal, en la placa inferior, alineando su eje con el centro de la placa, para aplicar carga con una velocidad constante, evitando producir impacto o pérdida de carga. La velocidad de la aplicación de la carga debe estar en el rango de  $2.55 \text{ kg/cm}^2/\text{s} \pm 0.51 \text{ kg/cm}^2/\text{s}$ .

La carga se aplica hasta que se registra la lectura de la carga máxima alcanzada. En algunos especímenes se extiende la aplicación de la carga hasta que se aprecie el tipo de falla o ruptura de manera definida.

### **6.3.2.2 Tasa de infiltración de concreto**

La tasa de infiltración del concreto permeable permite determinar la velocidad con la que el agua pasa a través del concreto, en unidades de mm/h. Esta prueba se rige por la norma ASTM C 1701/C 1701M-09.

Para este ensayo se empleó una placa de concreto de 32 cm de diámetro y un anillo de infiltración de 30 cm de diámetro por 5 cm de altura. Se marcan líneas al anillo a alturas de 10 y 15 mm, a partir del borde inferior. El anillo se coloca en la superficie de la placa de concreto y se fija alrededor del borde inferior con masilla de fontanería para evitar fugas de agua.

Se prehumedece la placa de concreto, vertiendo 3.6 litros de agua a través del anillo, a una velocidad que permita mantener una altura constante entre las 2 líneas marcadas. Se registra el tiempo que toma desde que el agua toca el concreto, hasta que no se aprecia agua en la superficie. Si la prehumectación dura menos de 30 segundos, se utilizan 18 litros de agua para la prueba, de lo contrario, se utilizan 3.6 litros.

Se dejan transcurrir 2 minutos entre la prehumectación y la infiltración del agua de la prueba. La infiltración se realiza con los litros requeridos y a la misma velocidad de la prehumectación, manteniendo la altura de agua entre las 2 líneas marcadas y registrando el tiempo que tarda el agua en pasar a través de la placa.

### **6.3.2.3 Densidad, absorción y vacíos en concreto endurecido**

Este método de ensayo tiene el objetivo de determinar la densidad, el porcentaje de absorción y el porcentaje de vacíos en el concreto endurecido. Dicho ensayo se realizó bajo la norma ASTM C642-06.

Para esta prueba se emplearon cilindros de concreto de 7 cm de diámetro por 14 cm de altura aproximadamente. Se sometieron a secado al horno por 24 horas y se registró su masa. Se vuelven a pesar y si la diferencia entre dos valores sucesivos de masa es menor que el 0.5% del valor más bajo obtenido, se considera como seco, de lo contrario, se lleva nuevamente al horno, por periodos de 24 horas, hasta que los valores de masa sean similares.

Posteriormente, los cilindros se sumergen en agua, a una temperatura constante de 21°C, por al menos 48 horas. Se remueve la humedad superficial de los especímenes con una toalla y se determina su masa. Después, los cilindros se colocan en un recipiente y se cubren con agua. Se hierven durante 5 horas y se dejan enfriar al aire libre, por al menos 14 horas, hasta alcanzar una temperatura de 20 a 25° C. Se elimina la humedad superficial con una toalla y se registra su masa. Finalmente, los cilindros se sumergen dentro del agua y se determina su masa aparente.

### **6.3.3 Determinación de las dimensiones de las estructuras pétreas porosas.**

En el laboratorio, las dimensiones de las estructuras pétreas porosas estarán restringidas por el tamaño del anillo del consolidómetro, el cual posee 2 cm de altura y 8 cm de diámetro aproximadamente. La dimensión fija será el diámetro del anillo, de 8 cm y la altura de las estructuras podrá variar dentro de los 2 cm.

### **6.3.4 Selección de la dosificación de concreto permeable**

La dosificación de concreto permeable para la fabricación de las estructuras pétreas porosas se determinará a partir de los resultados de la prueba de relación de vacíos, por ende, se seleccionará la mezcla que alcance el mayor porcentaje de vacíos en estado endurecido.

## **6.4 Análisis experimental**

### **6.4.1 Descripción de variables.**

Se analizará el comportamiento de disminución del porcentaje de expansión, al aplicar la estructura pétre porosa sobre el suelo, en donde el porcentaje de vacíos de la estructura es la variable independiente.

En el laboratorio, el diámetro de las estructuras pétreas se estableció en 8 cm aproximadamente y para la altura se consideró utilizar dos medidas distintas, de 5 y 7 mm, con el objetivo de evaluar cómo influye el volumen de vacíos libres y las dimensiones de la estructura, sobre el abatimiento de la expansión del suelo.

### **6.4.2 Diseño experimental**

Las pruebas de expansión de suelo, con la incorporación de las estructuras pétreas porosas, se llevaron a cabo considerando dos contenidos de agua distintos, el primero corresponde a la humedad natural de sitio y el segundo al contenido de agua 5% inferior a la humedad óptima. También se utilizaron 2 combinaciones de carga estructural diferentes, aplicando  $2.25 \text{ T/m}^2$  (carga de sitio a 0.5 m y sobrecarga de  $1.5 \text{ T/m}^2$ ) y  $4.8 \text{ T/m}^2$  (carga de sitio a 2.2 m y sobrecarga de  $1.5 \text{ T/m}^2$ ) sobre la muestra de suelo.

En la tabla 17 se presenta el diseño experimental para los ensayos de expansión del suelo con la incorporación de las estructuras pétreas porosas.

Tabla 17 Diseño experimental para ensayos de expansión

Corrida experimental	Altura del espécimen (mm)	Contenido de agua	Carga estructural (T/m <sup>2</sup> )	Porcentaje de vacíos teórico (%)	Expansión abatida (%)
1	5	Humedad natural	2.25	20	Variable a calcular
2	5	Humedad por debajo de la óptima	2.25	20	
3	5	Humedad por debajo de la óptima	4.8	20	
4	7	Humedad natural	2.25	20	
5	7	Humedad por debajo de la óptima	2.25	20	
6	7	Humedad por debajo de la óptima	4.8	20	

### 6.4.3 Elaboración de estructuras pétreas porosas.

El procedimiento para la elaboración de las estructuras pétreas porosas se describe a continuación:

1. Se fabricaron moldes a partir de los anillos de consolidación, los cuales se ajustaron a las alturas de 5 y 7 mm. Posteriormente se recubrieron con plástico para impedir que el concreto se adhiriera a las paredes y facilitar el desmolde de las estructuras (figuras 16,17 y 18).





Figura 16 Molde para colado de estructura pétreo 1

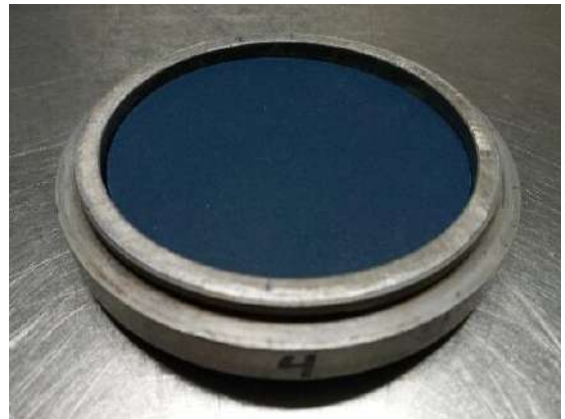


Figura 17 Molde para colado de estructura pétreo 2



Figura 18 Molde para colado de estructura pétreo 3

2. Se elaboró la mezcla de concreto permeable con la relación de agua-cemento con el mayor porcentaje de vacíos en estado endurecido (figura 19). El tamaño máximo de agregado fue el material que pasa la malla N°8 (2.36 mm).



Figura 19 Mezcla de concreto permeable

3. Los moldes se colocaron en una superficie nivelada y se vertió la mezcla de concreto. Dicha mezcla se compactó con una varilla pequeña y posteriormente se enrasó la superficie con una espátula. Finalmente, los especímenes se cubrieron con una bolsa plástica, para proteger el concreto de la evaporación, la luz solar y la contaminación.
4. Transcurridas 24 horas, se desmoldaron las estructuras pétreas y se colocaron en un recipiente, sumergidas en agua (figura 20). Posteriormente se trasladaron al cuarto de curado, el cual debe mantener una temperatura de  $23^{\circ}\text{C} \pm 3^{\circ}\text{C}$  durante las primeras 24 horas y después conservar una temperatura de  $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ .



Figura 20 Estructura pétreo porosa sumergida en agua

5. Las estructuras pétreas se mantuvieron en el cuarto de curado por 7 días, posteriormente se retiraron, se desechó el agua y se dejaron secar a temperatura ambiente (figura 21).



Figura 21 Estructuras pétreas secadas a temperatura ambiente

#### **6.4.4 Aplicación de las estructuras pétreas porosas.**

##### **Preparación de la muestra de suelo**

Se elaboraron especímenes de suelo en un molde de compactación, considerando dos contenidos de agua distintos y reproduciendo el peso específico del suelo natural. El primer contenido de agua corresponde a la humedad obtenida en campo, la cual fue de 34.46% en promedio. La muestra se obtuvo en el mes de noviembre de 2020. Dicha humedad conduce a un grado de saturación ( $G_w$ ) de aproximadamente el 75%, representando un valor alto. Sin embargo, según el Reporte del clima en México (CONAGUA, 2020), el valor más bajo de precipitación se obtuvo en el mes de diciembre, con una lámina de 1.3 mm, seguida del mes de noviembre, con una lámina de 6.6 mm.

Considerando lo anterior, se puede asumir que el suelo en el mes de noviembre se encontraba en sus niveles de humedad más bajos, pero aún podría disminuir más en diciembre, por lo que se optó por reproducir especímenes a una humedad de 23.85% aproximadamente, que corresponde al contenido de agua 5% menor que la humedad óptima del suelo, pues analizando la curva de compactación Proctor, se observó que dicha humedad posee un peso volumétrico seco similar al que se obtuvo con la humedad de campo.

Para los especímenes con contenido de agua menor a la óptima, fue necesario someter el suelo a secado; posteriormente el material se disgregó y se tamizó por la malla N° 40. Para los especímenes con humedad natural de campo, sólo se tamizó el suelo por la misma malla.

Se determinaron y registraron las medidas del molde de compactación (diámetro y altura), para calcular su volumen, a partir del cual se puede estimar la cantidad de suelo necesaria para replicar el peso específico del suelo natural. Además, se calculó la energía de compactación que se debe aplicar capa por capa, para obtener el peso específico requerido.

Todos los especímenes de suelo se compactaron en 3 capas y se desmoldaron, acto seguido se recubrieron con plástico para evitar pérdidas de humedad. Posteriormente, a partir de dichos especímenes compactados, se labraron muestras en los anillos de consolidación. Se enrasó una cara del anillo y se introdujo la estructura pétreá porosa hasta que el límite superior se situó al mismo nivel del anillo. Finalmente, se enrasó el extremo inferior del anillo de consolidación (figuras 22, 23 y 24).



Figura 23 Estructura pétreá porosa sobre el suelo



Figura 22 Estructura pétreá porosa sobre el suelo, dentro del anillo de consolidación

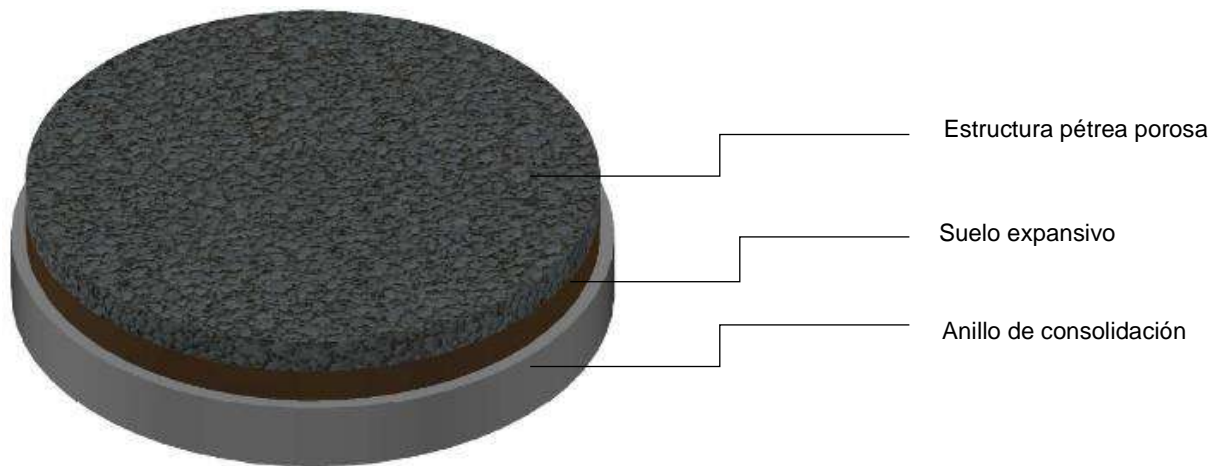


Figura 24 Detalle de estructura pétreo porosa sobre el suelo

## 6.5 Experimentación final

### 6.5.1 Pruebas de expansión al suelo con la inclusión de las estructuras pétreas porosas.

Para la prueba de expansión, se ensambló el anillo, con la muestra de suelo y la estructura pétreo porosa, con las extensiones. Se colocó papel filtro y piedras porosas en la cara superior e inferior del anillo (figura 25). Después, se situó el cabezal de carga en la parte superior (figura 26).

Posteriormente, el equipo de consolidación, cubierto por una membrana plástica, se colocó en el dispositivo de carga y se ajustó el deformímetro (figuras 27 y 28). El ensayo se realizó conforme al procedimiento descrito en el apartado 6.1.9. considerando el método B.

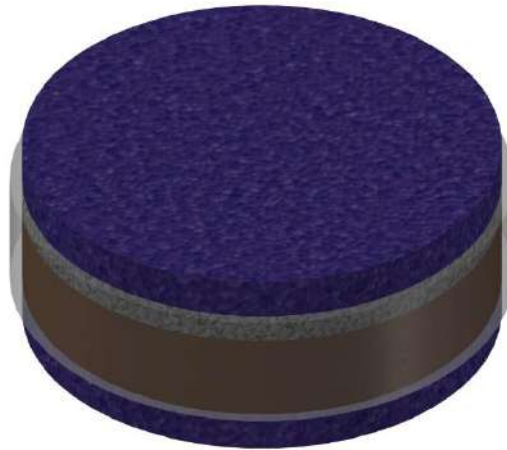


Figura 25 Anillo de consolidación con extensiones, muestra de suelo, estructura pétreá porosa, papel filtro y piedras porosas

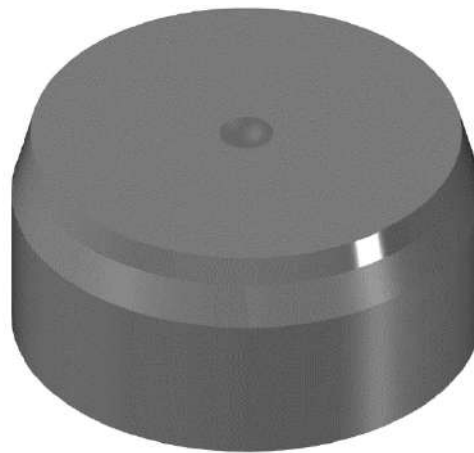


Figura 26 Anillo de consolidación con extensiones y cabezal de carga

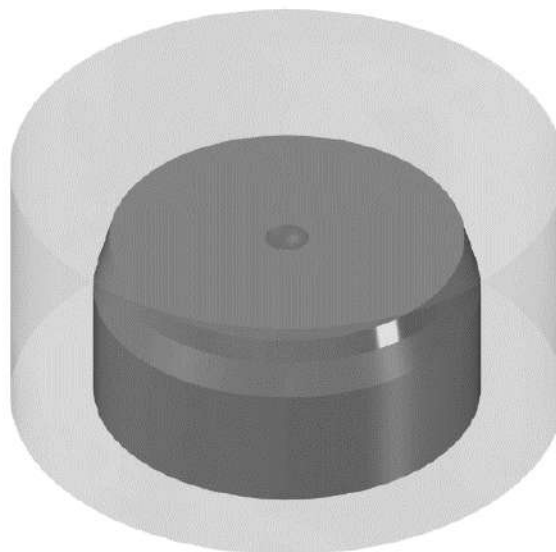


Figura 27 Equipo de consolidación

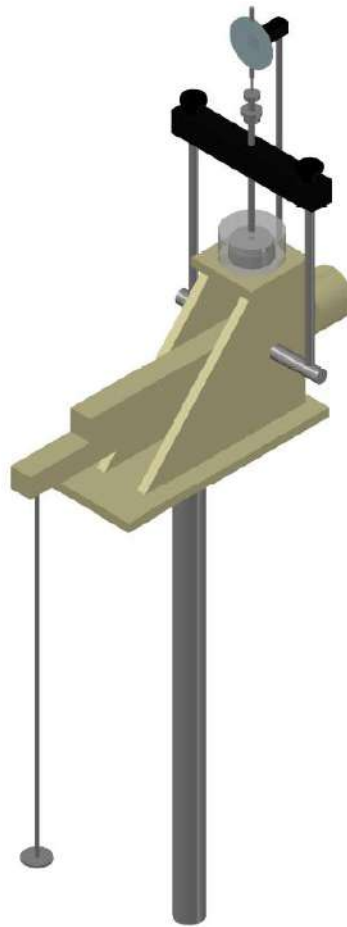


Figura 28 Equipo de consolidación ajustado en el dispositivo de carga

### **6.5.2 Determinación del comportamiento de disminución de la expansión.**

Se efectuó la comparación de los datos obtenidos en las pruebas iniciales de expansión de suelo y las pruebas de la experimentación final, para verificar si se cumplió el objetivo de disminuir la expansión del suelo con la implementación de las estructuras pétreas porosas en su superficie. De acuerdo a los resultados obtenidos, se puede determinar qué porcentaje de expansión decreció al implementar las estructuras pétreas porosas, en función de los espacios vacíos libres de dichas estructuras.

## VII. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A continuación, se presentan los resultados de los parámetros del suelo en estado natural, iniciando con la composición granulométrica.

### 7.1 Granulometría vía seca y húmeda

En las figuras 29 y 30 se muestran los tamices que se emplearon para realizar el ensayo.

La tabla 18 presenta los resultados de la granulometría vía seca y húmeda del suelo en estado natural. La composición granulométrica del suelo está conformada por 0.08% de grava, 16.01% de arena, 58.02% de limos y 25.89% de arcillas.



Figura 29 Juego de mallas de 2" a N° 4



Figura 30 Juego de mallas del N° 4 a N° 200



Tabla 18 Resumen de la granulometría vía seca y húmeda del suelo

Denominación	Malla		Porcentaje que pasa
	Abertura (mm)		
2"	50.80		100.00
1 1/2 "	38.10		100.00
1 "	25.40		100.00
3/4"	19.10		100.00
1/2"	12.70		100.00
3/8"	9.52		100.00
N° 4	4.76		99.92
N°10	2.00		99.88
N°20	0.84		99.72
N°40	0.42		99.40
N°60	0.25		99.38
N°100	0.149		94.60
N°200	0.074		83.91
Hidrómetro		0.0715	81.68
		0.0507	79.45
		0.0357	74.98
		0.0293	70.52
		0.0256	66.06
		0.0182	61.59
		0.0149	59.36
		0.0130	57.13
		0.0123	54.90
		0.0117	52.67
		0.0096	48.20
		0.0068	43.74
		0.0048	41.51
		0.0034	32.58
	0.0024	28.12	
	0.0015	25.89	
	0.0010	21.42	

### 7.1.1 Curva granulométrica vía seca y húmeda

En la figura 31 se presenta la curva granulométrica obtenida de los ensayos de granulometría vía seca y húmeda.

La línea roja representa la frontera entre gravas y arenas, la línea verde el límite entre arenas y limos, mientras que los valores a la derecha de la línea amarilla corresponden a las arcillas.

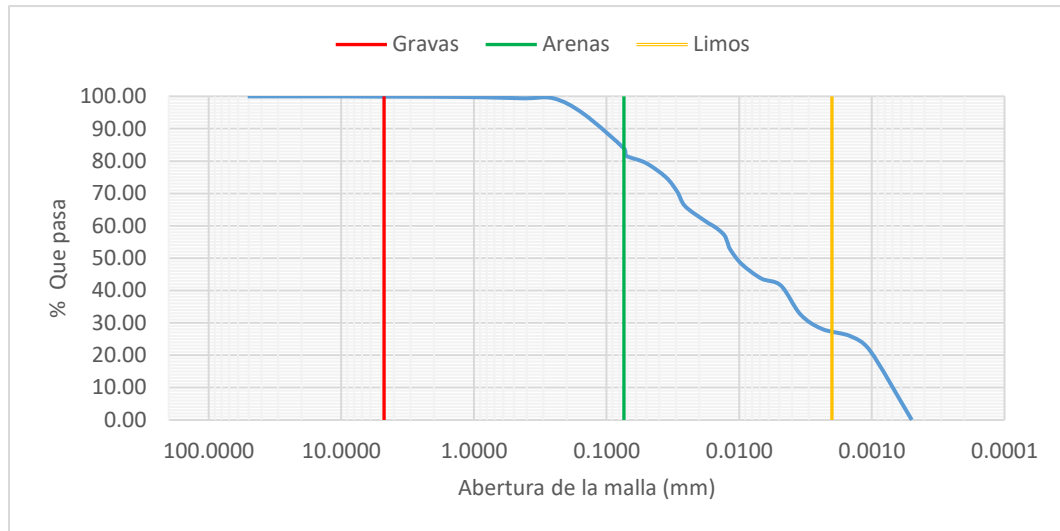


Figura 31 Curva granulométrica vía seca y húmeda

En la tabla 19 se muestran los deciles obtenidos de la curva granulométrica y en la tabla 20 el coeficiente de uniformidad ( $C_u$ ) y el coeficiente de curvatura ( $C_c$ ) del suelo.

Tabla 19 Deciles 10, 30 y 60

$D_{10}$	0.00070
$D_{30}$	0.00274
$D_{60}$	0.01635

Tabla 20 Coeficiente de uniformidad y de curvatura

$C_u$	23.352
$C_c$	0.655

## 7.2 Límites de consistencia

En la tabla 21 se presenta el resumen de los límites de consistencia del suelo natural, tales como el límite líquido, el límite plástico, el índice plástico, el límite de contracción volumétrica y el límite de contracción lineal.

Tabla 21 Límites de consistencia

Límites de consistencia	
Límite líquido (%)	76.39
Límite plástico (%)	38.50
Índice plástico (%)	37.89
Límite de contracción volumétrica (%)	22.7
Límite de contracción lineal (%)	19.97

En la figura 32 se aprecia el suelo en la copa de Casagrande, antes de ser ranurado, para la prueba del límite líquido.



Figura 32 Prueba de límite líquido en copa de Casagrande

En la figura 33 se muestra el proceso de rolado para obtener los especímenes que servirán para determinar el límite plástico (figura 34).



Figura 33 Proceso de rolado de límite plástico



Figura 34 Especímenes para obtener el límite plástico

En la figura 35 se aprecia el molde de contracción con suelo al inicio de la prueba y en la figura 36, el espécimen al final del ensayo.



Figura 35 Molde de contracción lineal con suelo húmedo



Figura 36 Molde de contracción lineal con suelo seco

### 7.3 Clasificación del suelo

De acuerdo a la carta de plasticidad, la clasificación del suelo corresponde a un limo inorgánico de alta compresibilidad o alta plasticidad (MH), como se observa en la figura 37.

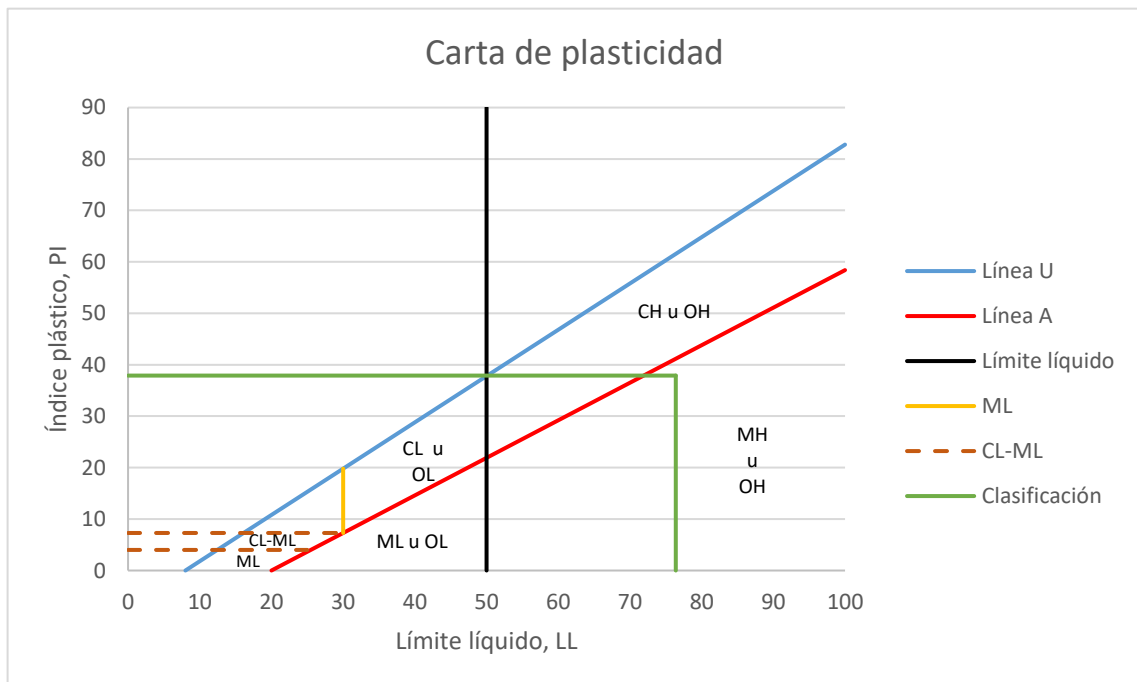


Figura 37 Carta de plasticidad

## 7.4 Contenido de agua

En la tabla 22 se presentan los resultados del contenido de humedad del suelo obtenido en campo.

Tabla 22 Resultados del contenido de agua del suelo natural

Contenido de agua (%)	
Tara (g)	119.4
Tara + suelo húmedo (g)	282.9
Tara + suelo seco (g)	241
Peso suelo húmedo (g)	163.5
Peso suelo seco (g)	121.6
w (%)	34.46%

## 7.5 Peso específico por inmersión en agua

En la tabla 23 se exponen los resultados de los ensayos de peso específico por inmersión en agua. En las figuras 38 y 39 se presentan los suelos antes y después de recubrirse con parafina, respectivamente.

Tabla 23 Peso específico por inmersión en agua

Peso específico por inmersión en agua	
Peso específico promedio de la muestra, ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	1.5
Peso específico seco promedio de la muestra, ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	1.11



Figura 38 Especímenes de suelo antes de recubrirse con parafina



Figura 39 Especímenes de suelo después de recubrirse con parafina

## 7.6 Peso específico relativo de los sólidos

El peso específico relativo de los sólidos del suelo en estado natural fue de 2.48 en promedio.

En las figuras 40 y 41 se aprecia la medición de la temperatura en agua destilada y la extracción de vacíos en las muestras, respectivamente.



Figura 40 Medición de temperatura en agua destilada



Figura 41 Extracción de vacíos en muestras

## 7.7 Prueba Proctor estándar

Se realizó la prueba Proctor estándar con humedades de 25.23%, 28.65%, 34.45%, 41.78% y 45.23%. En la figura 42 se pueden observar los especímenes compactados a diferentes contenidos de humedad. La curva de compactación Proctor se muestra en la figura 43.



Figura 42 Especímenes compactados a diferentes contenidos de humedad

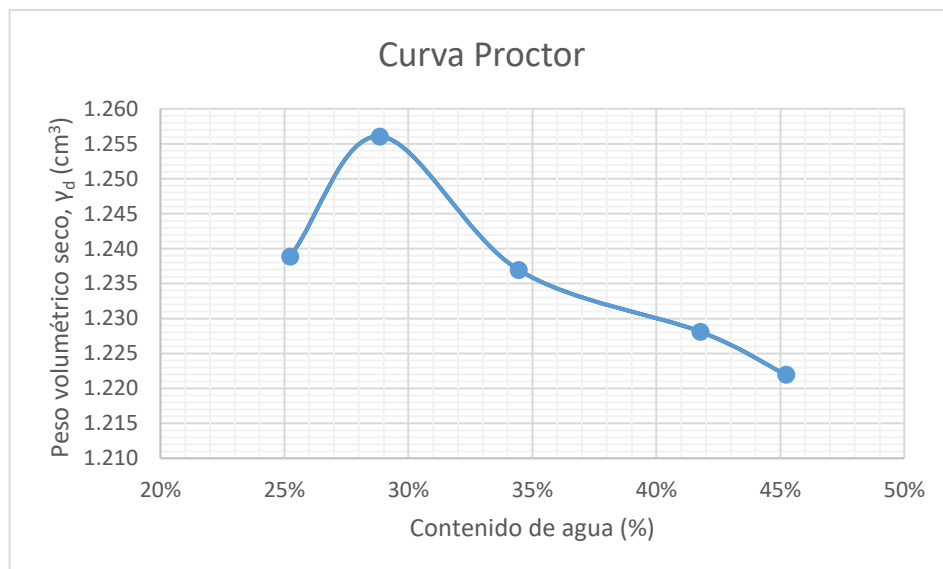


Figura 43 Curva Proctor

De acuerdo a la figura 43, la humedad óptima del suelo es de 28.85%, con un peso volumétrico seco máximo de 1.25 T/m<sup>2</sup>.

### 7.8 Prueba de expansión del suelo natural

Se realizó la prueba de expansión al suelo en estado inalterado y remoldeado, replicando los parámetros del suelo en estado natural.

Además, se realizó la prueba de expansión remoldeada a una humedad 5% por debajo del contenido óptimo de agua del suelo natural. Para las pruebas se consideraron dos combinaciones de carga distintas, la primera corresponde a la carga de sitio, a 2.2 m de profundidad, y una sobrecarga de 1.5 T/m<sup>2</sup>; la segunda considerando la carga de sitio a 0.5 m de profundidad y una sobrecarga de 1.5 T/m<sup>2</sup>. En las figuras 44, 45 y 46 se muestra el anillo de consolidación con la muestra de suelo, así como el equipo de prueba ensamblado en el consolidómetro.



Figura 44 Labrado de anillo en suelo inalterado



Figura 45 Anillo de consolidación con muestra de suelo inalterado



Figura 46 Prueba de expansión en consolidómetro



### 7.8.1 Prueba de expansión inalterada (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 24 Resultados de la prueba de expansión inalterada (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

Expansión (%)	1.81	Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )		17.96
	Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)
0.00	300	0	2.0407	1.05841
2408.72	271.5	0.285	2.0122	1.02967
Saturación	308	-0.08	2.0487	1.06648
204.40	307.5	-0.075	2.0482	1.06598
408.80	306	-0.06	2.0467	1.06447
817.60	302.8	-0.028	2.0435	1.06124
1635.20	294	0.06	2.0347	1.05236
3270.40	272.9	0.271	2.0136	1.03108
6540.8	218	0.82	1.9587	0.97570
13081.6	133	1.67	1.8737	0.88996
6540.8	146.5	1.535	1.8872	0.90358
3270.40	160.1	1.399	1.9008	0.91730
1635.20	171.2	1.288	1.9119	0.92849
817.60	179.8	1.202	1.9205	0.93717
408.80	185	1.15	1.9257	0.94241
204.40	188.2	1.118	1.9289	0.94564
2408.72	190.5	1.095	1.9312	0.94796

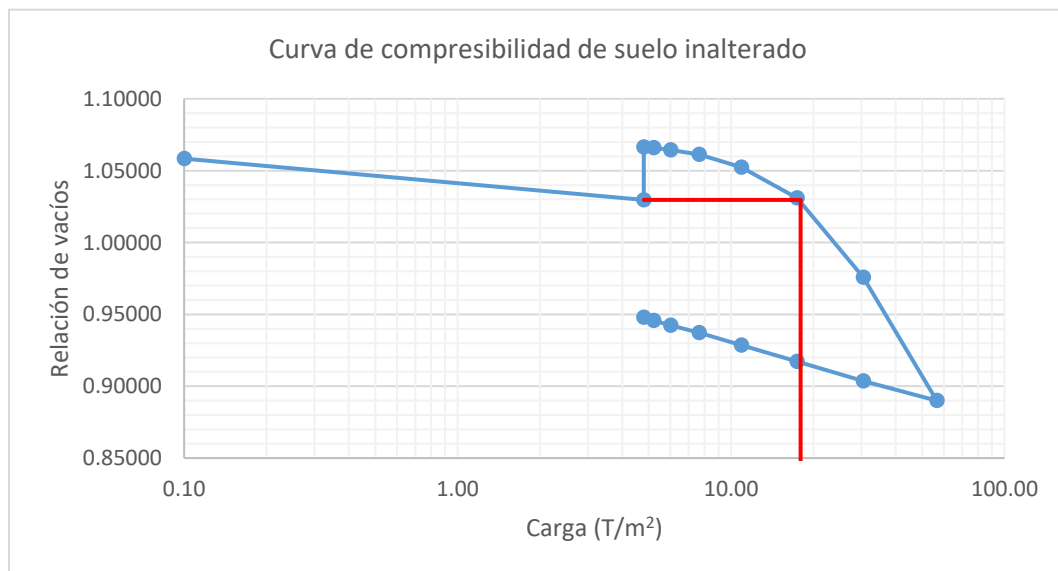


Figura 47 Curva de compresibilidad de suelo inalterado (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

## 7.8.2 Prueba de expansión remoldeada a humedad natural (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 25 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad natural (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

Expansión (%)	2.32	Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )		22.97
Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0.00	400	0	2.0047	1.10323
2227.45	381	0.19	1.9857	1.08330
Saturación	426	-0.26	2.0307	1.13051
205.80	427	-0.27	2.0317	1.13156
411.60	426	-0.26	2.0307	1.13051
823.20	423.1	-0.231	2.0278	1.12747
1646.40	416	-0.16	2.0207	1.12002
3292.80	398	0.02	2.0027	1.10114
6585.6	344	0.56	1.9487	1.04448
13171.2	233	1.67	1.8377	0.92802
26342.4	183	3.17	1.6877	0.77065
13171.20	195.5	3.045	1.7002	0.78376
6585.60	212	2.88	1.7167	0.80107
3292.80	227.5	2.725	1.7322	0.81734
1646.40	239.1	2.609	1.7438	0.82951
823.20	247.9	2.521	1.7526	0.83874
411.60	253.5	2.465	1.7582	0.84461
205.80	257	2.43	1.7582	0.84461
2227.45	259.5	2.405	1.7642	0.85091

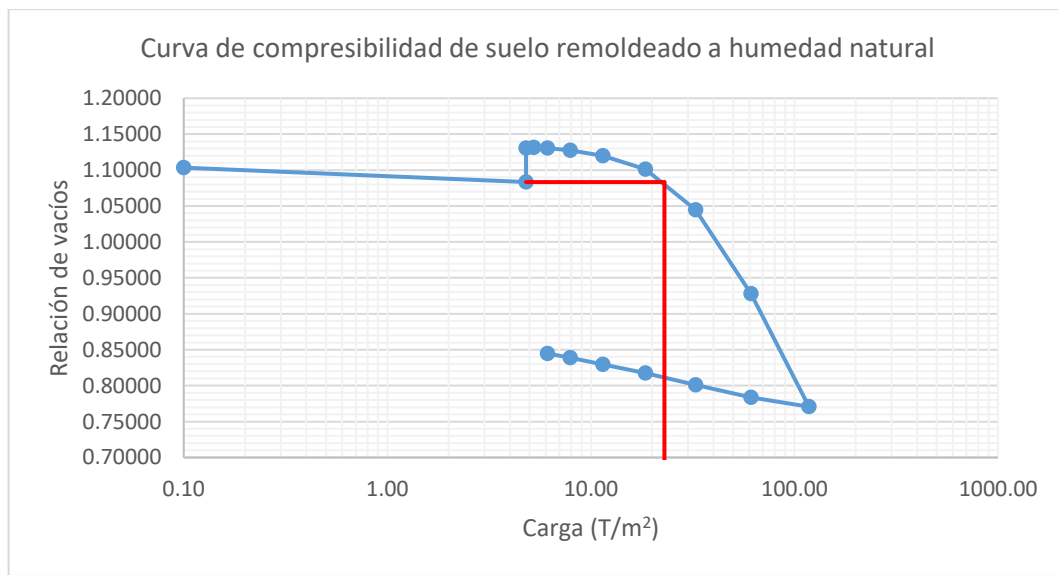


Figura 48 Curva de compresibilidad de suelo remoldeado a humedad natural (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

### 7.8.3 Prueba de expansión remodelada a humedad 5% por debajo de la óptima (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 26 Resultados de la prueba de expansión remodelada a humedad 5% por debajo de la óptima (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

Expansión (%)	3.44	Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )		14.23
Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0.00	400	0	2.0407	1.20290
2408.72	351	0.49	1.9917	1.15000
Saturación	418.9	-0.189	2.0596	1.22330
204.40	419.5	-0.195	2.0602	1.22395
408.80	418.5	-0.185	2.0592	1.22287
817.60	413.2	-0.132	2.0539	1.21714
1635.20	390	0.1	2.0307	1.19210
3270.40	317.5	0.825	1.9582	1.11384
6540.8	226.9	1.731	1.8676	1.01603
13081.6	107	2.93	1.7477	0.88660
6540.8	119	2.81	1.7597	0.89956
3270.40	132	2.68	1.7727	0.91359
1635.20	144	2.56	1.7847	0.92654
817.60	152	2.48	1.7927	0.93518
408.80	157.9	2.421	1.7986	0.94155
204.40	160.1	2.399	1.8008	0.94392
2408.72	162.1	2.379	1.8028	0.94608

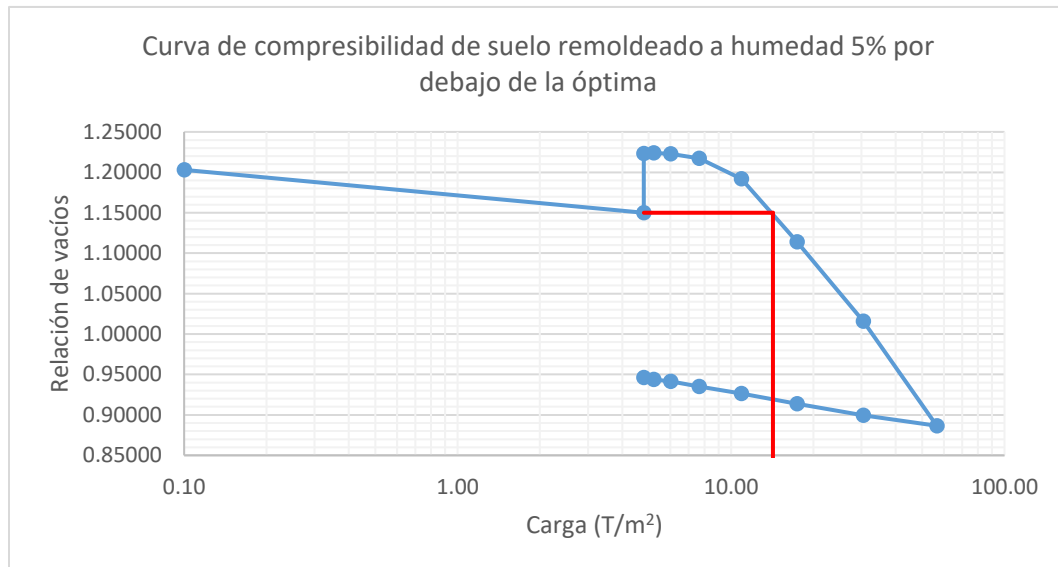


Figura 49 Curva de compresibilidad de suelo remodelado a humedad 5% por debajo de la óptima (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

### 7.8.4 Prueba de expansión remoldeada a humedad natural (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 27 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad natural (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Expansión (%)	3.33	Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )		20.51
Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0.00	400	0	2.0407	1.13088
1129.09	372	0.28	2.0127	1.10164
Saturación	437.1	-0.371	2.0778	1.16962
203.00	439	-0.39	2.0797	1.17161
406.00	438.2	-0.382	2.0789	1.17077
812.00	435.2	-0.352	2.0759	1.16764
1624.00	426	-0.26	2.0667	1.15803
3248.00	400.1	-0.001	2.0408	1.13099
6496	343	0.57	1.9837	1.07136
12992	278	1.22	1.9187	1.00349
25984	164	2.36	1.8047	0.88445
12992.00	174.5	2.255	1.8152	0.89541
6496.00	194	2.06	1.8347	0.91577
3248.00	213	1.87	1.8537	0.93561
1624.00	229.5	1.705	1.8702	0.95284
812.00	242	1.58	1.8827	0.96590
406.00	250	1.5	1.8907	0.97425
203.00	252	1.48	1.8907	0.97425
1129.09	254	1.46	1.8947	0.97843

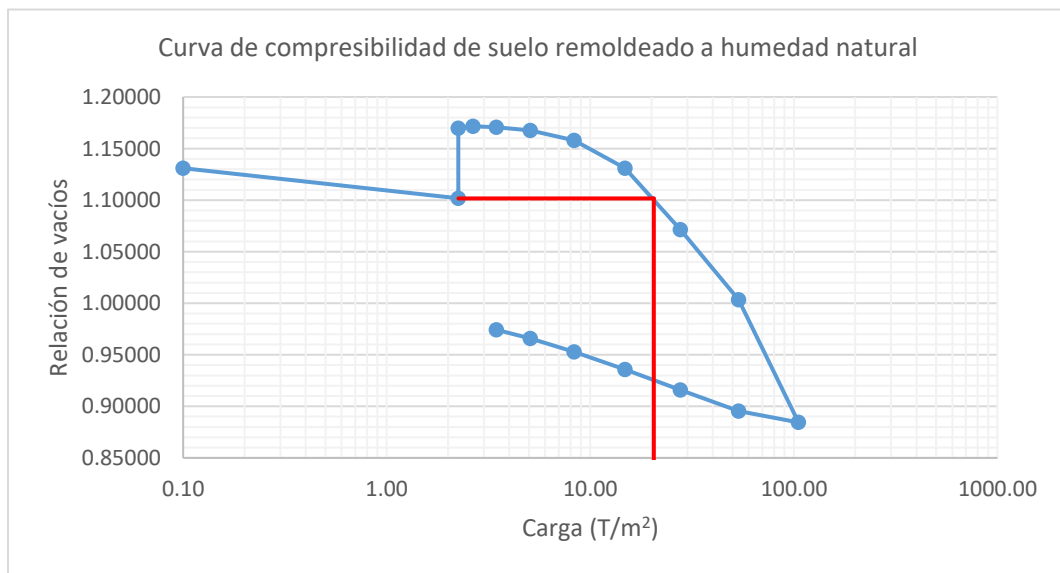


Figura 50 Curva de compresibilidad de suelo remoldeado a humedad natural (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

### 7.8.5 Prueba de expansión remodelada a humedad 5% por debajo de la óptima (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 28 Resultados de la prueba de expansión remodelada a humedad 5% por debajo de la óptima (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Expansión (%)	6.40	Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )		26.46
Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0.00	400	0	1.9377	1.17162
992.43	383.5	0.165	1.9212	1.15313
Saturación	500.5	-1.005	2.0382	1.28425
203.00	506.5	-1.065	2.0442	1.29098
406.00	506.1	-1.061	2.0438	1.29053
812.00	504.5	-1.045	2.0422	1.28874
1624.00	498	-0.98	2.0357	1.28145
3248.00	459.9	-0.599	1.9976	1.23875
6496	347	0.53	1.8847	1.11222
12992	227.5	1.725	1.7652	0.97829
25984	118	2.82	1.6557	0.85557
12992.00	134	2.66	1.6717	0.87350
6496.00	150	2.5	1.6877	0.89143
3248.00	167	2.33	1.7047	0.91049
1624.00	181.5	2.185	1.7192	0.92674
812.00	193	2.07	1.7307	0.93963
406.00	199	2.01	1.7367	0.94635
203.00	202	1.98	1.7367	0.94635
992.43	204	1.96	1.7417	0.95195

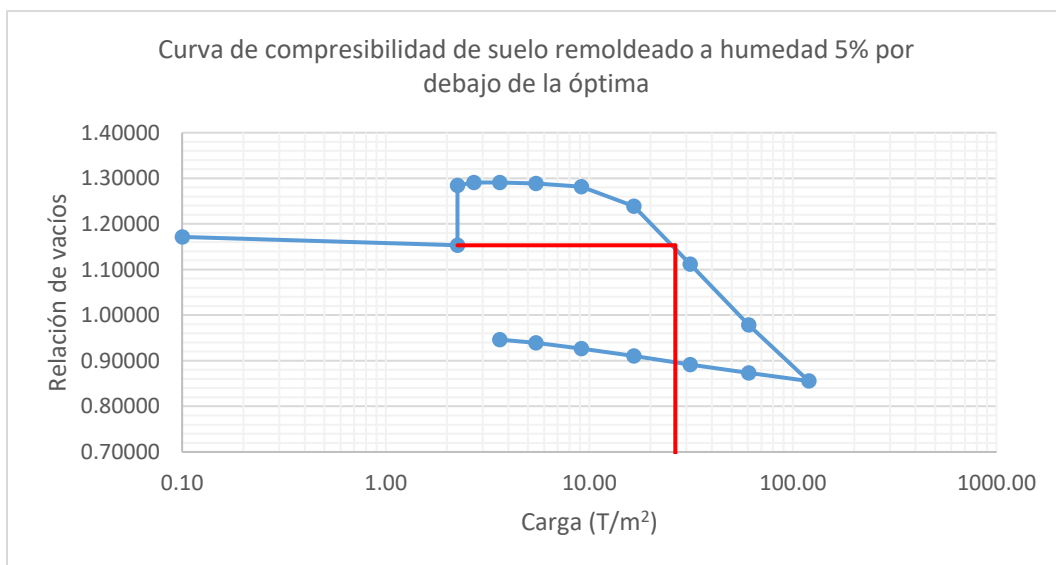


Figura 51 Curva de compresibilidad de suelo remodelado a humedad 5% por debajo de la óptima (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

En la tabla 29 se indica el resumen de los resultados de las pruebas de expansión del suelo en estado natural.

Tabla 29 Resumen de los resultados de las pruebas de expansión del suelo natural

Tipo de prueba	Contenido de agua	Carga (T/m <sup>2</sup> )	Expansión (%)	Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )
Inalterada	Humedad natural	4.8	1.81	17.96
Remoldeada	Humedad natural	4.8	2.32	22.97
Remoldeada	Humedad 5% por debajo de la óptima	4.8	3.44	14.23
Remoldeada	Humedad natural	2.25	3.33	20.51
Remoldeada	Humedad 5% por debajo de la óptima	2.25	6.4	26.46

## 7.9 Prueba de resistencia a la compresión del suelo

Se realizó la prueba de compresión triaxial rápida a probetas de suelo remoldeado, aplicando esfuerzos confinantes de 49, 98 y 196 kPa (0.5, 1 y 2 kg/cm<sup>2</sup>). Los resultados de dichos ensayos se presentan a continuación:

Tabla 30 Esfuerzos principales obtenidos de la prueba de compresión triaxial UU

Probeta	1		2		3	
Unidades	kPa	kg/cm <sup>2</sup>	kPa	kg/cm <sup>2</sup>	kPa	kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_1$	338.26	3.45	432.80	4.41	626.63	6.39
$\sigma_3$	49.03	0.50	98.06	1.00	196.12	2.00

En la figura 52 se observa el equipo para realizar la prueba de resistencia a la compresión en la cámara triaxial.



Figura 52 Prueba de resistencia a la compresión en cámara triaxial

En la figura 53 se presenta la gráfica de esfuerzo – deformación obtenida en la prueba de compresión triaxial rápida. El eje de las abscisas corresponde a la deformación axial de la probeta y el eje de las ordenadas al esfuerzo de compresión corregido.

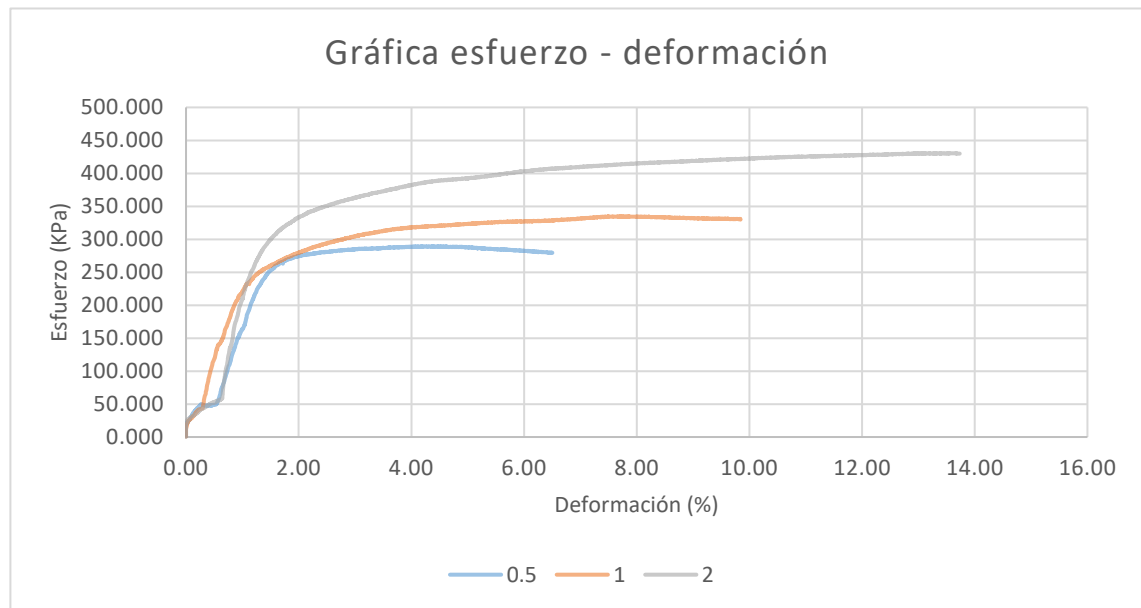


Figura 53 Gráfica esfuerzo – deformación de la prueba de compresión triaxial UU

En la figura 54 se muestra la gráfica p-q de la prueba de compresión triaxial rápida. En el eje de las abscisas se ubica el esfuerzo efectivo medio (p) y en el eje de las ordenadas el esfuerzo desviador (q). Los valores máximos de cada recta forman una pendiente, que corresponde a la envolvente de falla del suelo.

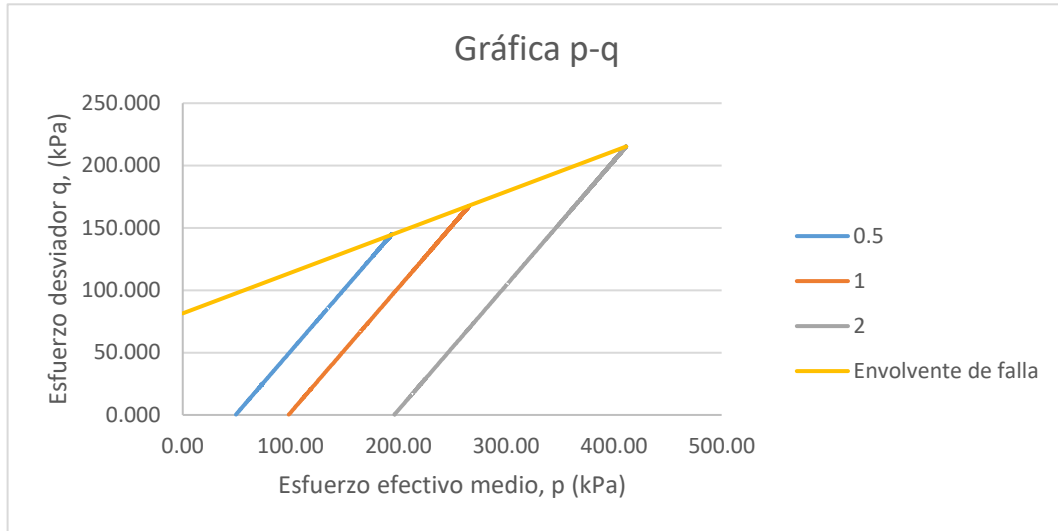


Figura 54 Gráfica p-q de la prueba de compresión triaxial UU

En la figura 55 se presentan los círculos de Mohr de la prueba de compresión triaxial rápida. En el eje de las abscisas se ubica el esfuerzo normal y en el eje de las ordenadas el esfuerzo cortante.

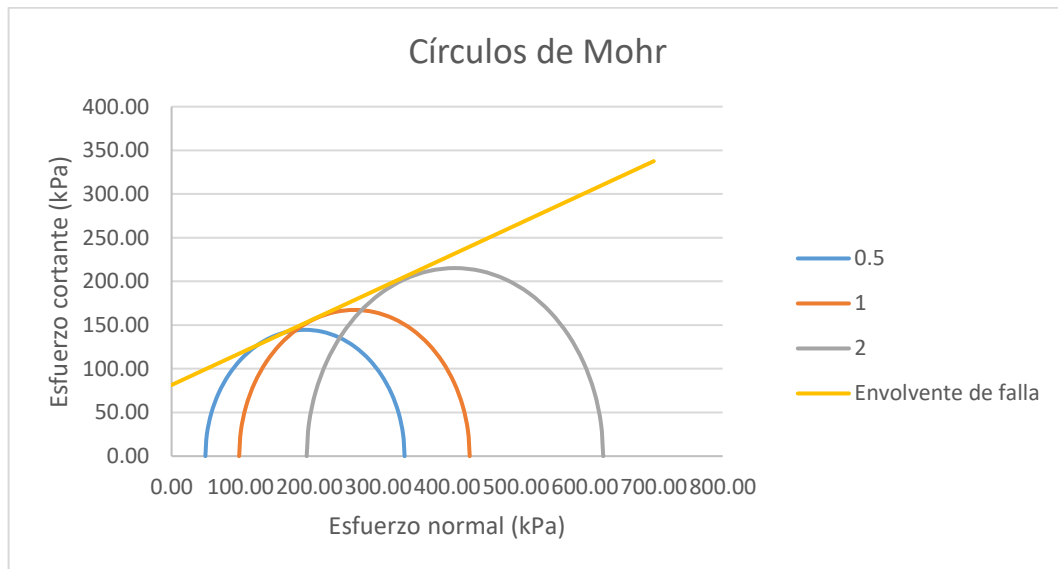


Figura 55 Círculos de Mohr de la prueba de compresión triaxial UU



De acuerdo a las figuras 54 y 55, a partir de la envolvente de falla, se obtiene el ángulo de fricción ( $\phi$ ) del suelo, arrojando un valor de  $20.1^\circ$ , con una cohesión interna de 81.459 kPa (0.831 kg/cm<sup>2</sup>).

## 7.10 Parámetros del agregado grueso

A continuación, se exponen los resultados del agregado pétreo que se empleó en la fabricación del concreto permeable.

### 7.10.1 Granulometría del agregado grueso

En la tabla 31 se muestran los resultados de la granulometría vía seca del agregado grueso y en la figura 56 se presenta la curva granulométrica con los datos obtenidos.

Tabla 31 Granulometría del agregado grueso

Tamiz N°	Abertura (mm)	Peso retenido parcial (g)	Retenido parcial (%)	Retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa
1/2"	12.7	10	0.07%	0.07%	99.93%
3/8"	9.5	159.3	1.09%	1.16%	98.84%
1/4"	6.35	9643.2	65.91%	67.07%	32.93%
N° 4	4.75	4123	28.18%	95.25%	4.75%
N° 8	2.36	452.1	3.09%	98.34%	1.66%
N° 16	1.18	62.6	0.43%	98.77%	1.23%
N° 30	0.6	24	0.16%	98.94%	1.06%
N° 50	0.3	9.7	0.07%	99.00%	1.00%
N° 100	0.15	15.7	0.11%	99.11%	0.89%
Pasa N°100	0.074	130.4	0.89%	100.00%	0.00%

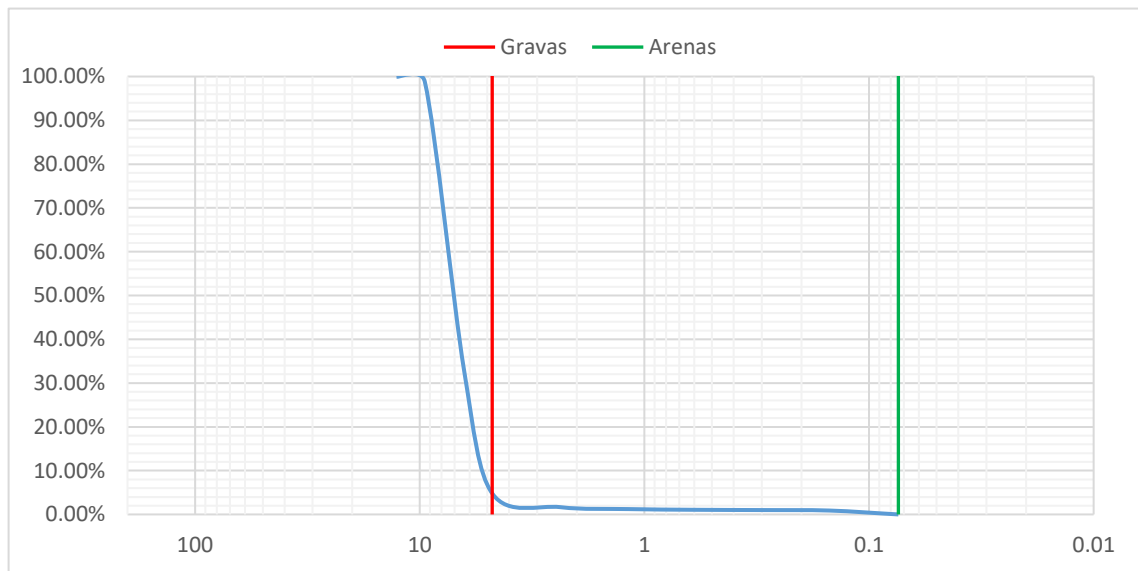


Figura 56 Curva granulométrica del agregado grueso

### 7.10.2 Características del agregado grueso

En la tabla 32 se expone el resumen de los parámetros del agregado grueso. En la figura 57 se presenta la prueba de peso volumétrico seco compacto y en la figura 58 se aprecia el agregado grueso en estado saturado superficialmente seco.

Tabla 32 Resumen de los parámetros del agregado grueso

Parámetro	Unidad	Valor
Peso volumétrico seco compacto (PVSC)	kg/m <sup>3</sup>	1588.11
Densidad aparente	g/cm <sup>3</sup>	2.65
Densidad aparente (saturada y superficialmente seca)	g/cm <sup>3</sup>	2.71
Densidad nominal	g/cm <sup>3</sup>	2.81
Absorción	%	2.09
D <sub>10</sub>	-	5.4
D <sub>30</sub>	-	6.2
D <sub>60</sub>	-	7.5
Coefficiente de uniformidad (C <sub>u</sub> )	-	1.389
Coefficiente de curvatura (C <sub>c</sub> )	-	0.949
Clasificación del agregado pétreo	-	Grava mal graduada (GP)



Figura 57 Prueba de peso volumétrico seco compacto



Figura 58 Agregado grueso saturado superficialmente seco

Con los datos obtenidos de la caracterización del agregado grueso, como el peso volumétrico seco máximo, la densidad y la absorción, se dosificaron 3 mezclas de concreto, con relación agua/cemento de 0.3, 0.4 y 0.5 respectivamente.

### 7.11 Dosificaciones de concreto

En la tabla 33 se presentan las dosificaciones de concreto permeable que se utilizaron, donde se especifica la cantidad de cemento, agua y agregado pétreo que se emplearon para producir 1 m<sup>3</sup> de concreto, de acuerdo a la relación agua/cemento de 0.3, 0.4 y 0.5 respectivamente.

Tabla 33 Dosificaciones de concreto

A/C	Cemento (kg)	Agua (L)	Agregado (kg)
0.3	407.99	122.40	1604.80
0.4	351.13	140.45	1604.80
0.5	308.17	154.09	1604.80

En las figuras 59, 60 y 61 se pueden apreciar las diferentes mezclas de concreto permeable en estado fresco, acorde a las dosificaciones correspondientes, con las diferentes relaciones de agua/cemento empleadas.



Figura 59 Mezcla de concreto en estado fresco (A/C=0.3)



Figura 60 Mezcla de concreto en estado fresco (A/C=0.4)



Figura 61 Mezcla de concreto en estado fresco (A/C=0.5)

## 7.12 Resistencia a la compresión del concreto

En la tabla 34 se presentan los resultados del ensaye de resistencia a la compresión de los especímenes de concreto permeable, elaborados con las relaciones de agua/cemento de 0.3, 0.4 y 0.5 respectivamente.

Tabla 34 Resistencia a la compresión del concreto a diferentes relaciones agua/cemento

Relación agua/cemento	0.3	0.4	0.5
Edad (días)	28	28	28
Diámetro (cm)	7.01	7.03	6.98
Altura (cm)	14.28	14.46	14.49
Relación de esbeltez	2.04	2.06	2.07
Factor de corrección	1	1	1
Área de la sección (cm <sup>2</sup> )	38.55	38.83	38.32
Masa (kg)	1.01	1.04	1.04
Carga (kgf)	3368.58	4097.15	2776.64
f'c (kgf/cm <sup>2</sup> )	87.37	105.46	72.49

En la figura 62 se muestran los cilindros elaborados con las dosificaciones de concreto permeable, con las relaciones agua/cemento de 0.3, 0.4 y 0.5 respectivamente.

En la figura 63 se aprecian los especímenes de concretos cabeceados con azufre en la cara superior e inferior y en la figura 64 se observa un cilindro de concreto colocado en la máquina universal, antes de la aplicación de la carga.



Figura 62 Cilindros de concreto (A/C= 0.3, 0.4 y 0.5 de izquierda a derecha)



Figura 63 Cilindros de concreto cabeceados con azufre



Figura 64 Cilindro de concreto en prensa de carga

La resistencia a la compresión del concreto fue menor en la mezcla con relación agua/cemento de 0.5, con un  $f'c = 72.49 \text{ kgf/cm}^2$  y la mayor resistencia se alcanzó con la mezcla con relación agua/cemento de 0.4, con un  $f'c = 105.46 \text{ kgf/cm}^2$ .

### 7.13 Tasa de infiltración en concreto

En la tabla 35 se indican los resultados del ensaye de tasa de infiltración de agua en concreto permeable. En la figura 65 se aprecia el dispositivo para la ejecución de la prueba, el cual consiste en un anillo de infiltración fijado a una placa de concreto permeable, sobre un recipiente, para captar el agua empleada durante el ensaye.

Tabla 35 Tasa de infiltración del concreto permeable

Parámetro	Unidad	Valor
Edad	Días	28
Factor de conversión	K	4583666000
Masa de agua infiltrada	kg	18
Diámetro del anillo de infiltración	mm	295
Tiempo de infiltración	Segundos	65
Tasa de infiltración	mm/h	14585.73



Figura 65 Placa de concreto con anillo de infiltración en su superficie

#### 7.14 Densidad, absorción y vacíos en concreto endurecido

En la figura 66 se observan los cilindros de concreto sumergidos en agua para someterse a ebullición y en la figura 67 se aprecia un cilindro de concreto sumergido para obtener su peso aparente.



Figura 66 Cilindros de concreto sumergidos en agua para ebullición



Figura 67 Peso aparente de cilindro de concreto

En las tablas 36, 37 y 38 se presentan los datos de absorción, densidad y los porcentajes de vacíos del concreto endurecido (volumen de poros permeables), de los cilindros de concreto elaborados con las relaciones de agua/cemento de 0.3, 0.4 y 0.5 respectivamente.

Tabla 36 Densidad, absorción y porcentajes de vacíos, relación A/C= 0.3

<b>Relación A/C = 0.3</b>	
<b>Absorción después de inmersión</b>	7.41 %
<b>Absorción después de inmersión y hervido</b>	8.00 %
<b>Densidad seca</b>	2.27
<b>Densidad después de inmersión</b>	2.44
<b>Densidad después de inmersión y hervido</b>	2.45
<b>Densidad aparente</b>	2.77
<b>Volumen de poros permeables (vacíos)</b>	18.14 %

Tabla 37 Densidad, absorción y porcentajes de vacíos, relación A/C= 0.4

<b>Relación A/C = 0.4</b>	
<b>Absorción después de inmersión</b>	7.66 %
<b>Absorción después de inmersión y hervido</b>	8.37 %
<b>Densidad seca</b>	2.23
<b>Densidad después de inmersión</b>	2.40
<b>Densidad después de inmersión y hervido</b>	2.42
<b>Densidad aparente</b>	2.74
<b>Volumen de poros permeables (vacíos)</b>	18.66 %

Tabla 38 Densidad, absorción y porcentajes de vacíos, relación A/C= 0.5

<b>Relación A/C = 0.5</b>	
<b>Absorción después de inmersión</b>	7.80 %
<b>Absorción después de inmersión y hervido</b>	8.80 %
<b>Densidad seca</b>	2.20
<b>Densidad después de inmersión</b>	2.37
<b>Densidad después de inmersión y hervido</b>	2.39
<b>Densidad aparente</b>	2.72
<b>Volumen de poros permeables (vacíos)</b>	19.33 %



Se evaluó el porcentaje de vacíos en estado endurecido de los cilindros de concreto. La mezcla con relación agua/cemento de 0.3 arrojó un volumen de vacíos de 18.14%, la mezcla A/C= 0.4, 18.66% y la mezcla A/C= 0.5, 19.33%. Sin embargo, aunque la mezcla A/C= 0.5 obtuvo el mayor porcentaje de vacíos, se presentó segregación del concreto al fondo del cilindro, por lo que se optó por emplear la mezcla A/C= 0.4 para elaborar las estructuras pétreas porosas.

### 7.15 Características de las estructuras pétreas porosas

En la tabla 39 se indican las principales características de las estructuras pétreas porosas, como su altura, diámetro, peso, volumen, porcentaje de vacíos, volumen de poros vacíos y absorción.

Tabla 39 Características de las estructuras pétreas

Altura (cm)	Diámetro (cm)	Peso (g)	Volumen (cm <sup>3</sup> )	Contenido de agua del suelo inicial	Carga de prueba (T/m <sup>2</sup> )	Porcentaje de vacíos	Volumen de poros vacíos (cm <sup>3</sup> )	Absorción (%)
0.49	7.37	34.5	20.85	23.87%	4.8	18.35	3.83	7.53
0.73	7.60	59.0	32.94	23.99%	4.8	18.72	6.17	7.69
0.55	7.63	47.2	24.97	23.94%	2.25	19.95	4.98	8.19
0.73	7.61	54.3	32.99	23.92%	2.25	18.29	6.03	7.51
0.54	7.62	52.7	24.51	34.73%	2.25	18.64	4.57	7.65
0.70	7.93	63.9	34.63	34.69%	2.25	18.91	6.55	7.76

En las figuras 68, 69, 70 y 71 se muestran algunas de las estructuras pétreas porosas elaboradas.



Figura 68 Estructura pétreo de 5 mm de altura



Figura 69 Estructura pétreo de 7 mm de altura



Figura 70 Comparación de estructura pétreo con una moneda



Figura 71 Vista superior de estructura pétreo

### 7.16 Prueba de expansión con estructuras pétreas porosas

La prueba de expansión con estructuras pétreas porosas se realizó con dos diferentes contenidos de agua: a humedad natural y a una humedad promedio de 23.85%, con suelo remoldeado. Se utilizaron dos combinaciones de carga:

1. Carga de sitio a 2.2 m de profundidad y una sobrecarga de 1.5 T/m<sup>2</sup>.
2. Carga de sitio a 0.5 m de profundidad y una sobrecarga de 1.5 T/m<sup>2</sup>.

Las combinaciones de humedad y carga se emplearon para las pruebas con estructuras pétreas de 5 y 7 mm de altura.

En la figura 72 se aprecia la estructura pétreo porosa dentro del anillo de consolidación.



Figura 72 Estructura pétreo dentro de anillo

### 7.16.1 Prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreo de 5 mm de altura (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 40 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreo de 5 mm de altura (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

Expansión (%)	0.78	Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )	11.48	
Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0.00	200	0	1.9377	0.97549
2151.68	184.1	0.159	1.9218	0.95928
Saturación	198.5	0.015	1.9362	0.97396
200.20	199	0.01	1.9367	0.97447
400.40	198	0.02	1.9357	0.97345
800.80	193	0.07	1.9307	0.96835
1601.60	182.2	0.178	1.9199	0.95734
3203.20	96.5	1.035	1.8342	0.86997
1601.60	100.2	0.998	1.8379	0.87374
800.80	104	0.96	1.8417	0.87761
400.40	107.9	0.921	1.8456	0.88159
200.20	109.9	0.901	1.8476	0.88363
2151.68	111	0.89	1.8487	0.88475

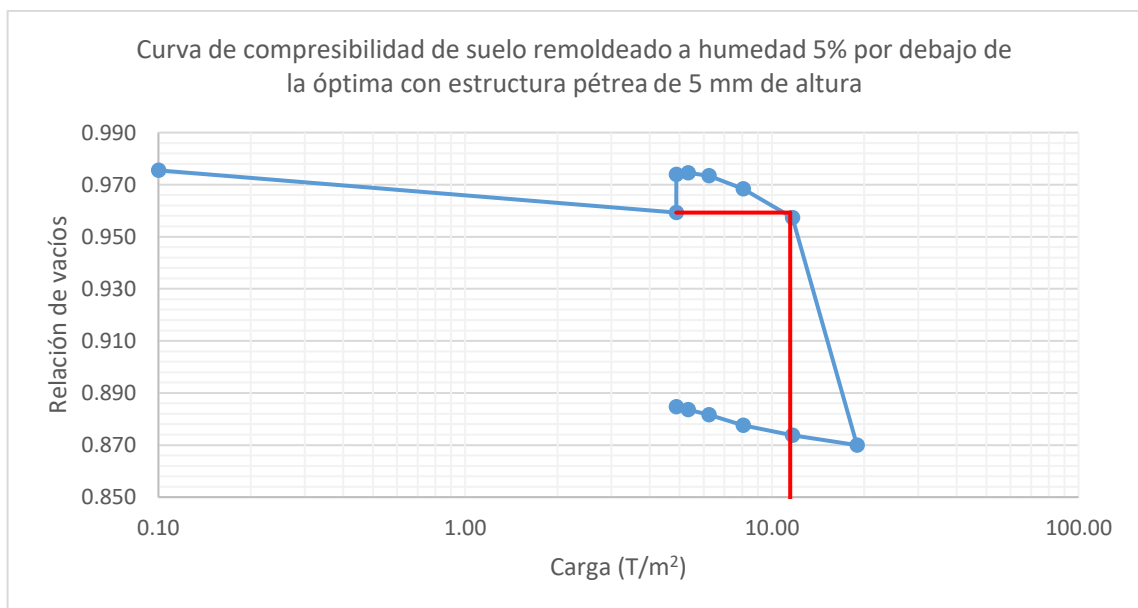


Figura 73 Curva de compresibilidad de suelo remoldeado a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreo de 5 mm de altura (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

### 7.16.2 Prueba de expansión remodelada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétre de 7 mm de altura (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 41 Resultados de la prueba de expansión remodelada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétre de 7 mm de altura (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

Expansión (%)	0.53	Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )	12.64	
Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0.00	200	0	1.9720	0.70490
2285.67	192	0.08	1.9640	0.69799
Saturación	202	-0.02	1.9740	0.70663
200.20	202.5	-0.025	1.9745	0.70707
400.40	202.1	-0.021	1.9741	0.70672
800.80	200.5	-0.005	1.9725	0.70534
1601.60	195	0.05	1.9670	0.70058
3203.20	180	0.2	1.9520	0.68761
1601.60	182	0.18	1.9540	0.68934
800.80	183.2	0.168	1.9552	0.69038
400.40	184.6	0.154	1.9566	0.69159
200.20	185.9	0.141	1.9579	0.69271
2285.67	186.1	0.139	1.9581	0.69289

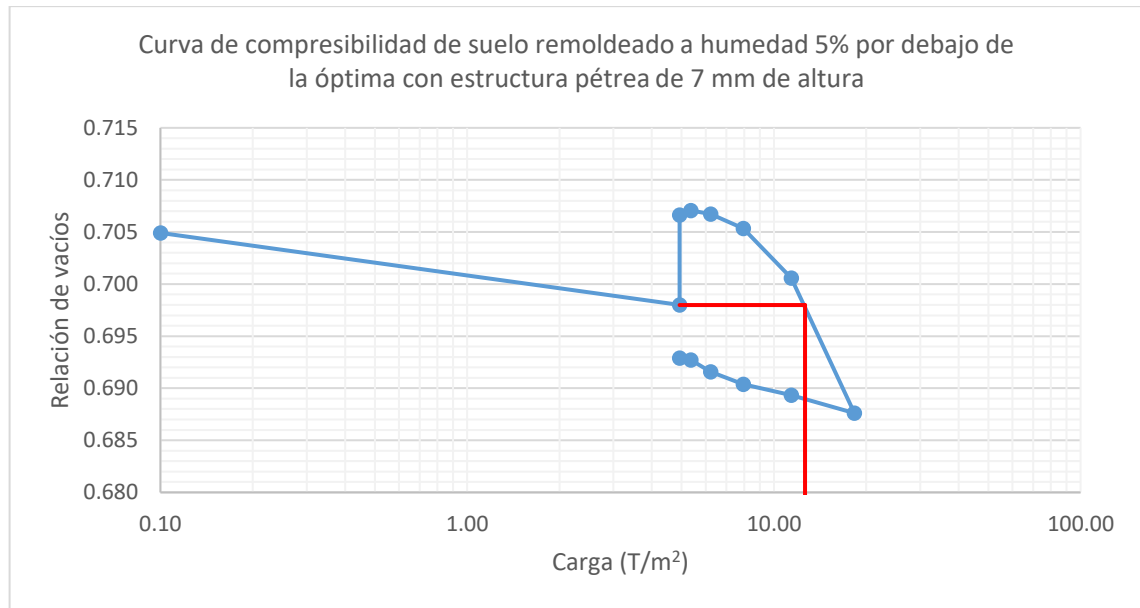


Figura 74 Curva de compresibilidad de suelo remodelado a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétre de 7 mm de altura (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

### 7.16.3 Prueba de expansión remodelada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreo de 5 mm de altura (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 42 Resultados de la prueba de expansión remodelada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreo de 5 mm de altura (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Expansión (%)	0.89	Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )		8.75
Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0.00	200	0	1.9720	0.75362
1090.95	196	0.04	1.9680	0.75006
Saturación	211	-0.11	1.9830	0.76340
200.20	213.5	-0.135	1.9855	0.76562
400.40	211.8	-0.118	1.9838	0.76411
800.80	206	-0.06	1.9780	0.75895
1601.60	196	0.04	1.9680	0.75006
3203.20	186	0.14	1.9580	0.74117
1601.60	188	0.12	1.9600	0.74294
800.80	190.5	0.095	1.9625	0.74517
400.40	194.8	0.052	1.9668	0.74899
200.20	198	0.02	1.9700	0.75184
1090.95	200.5	0.005	1.9715	0.75317

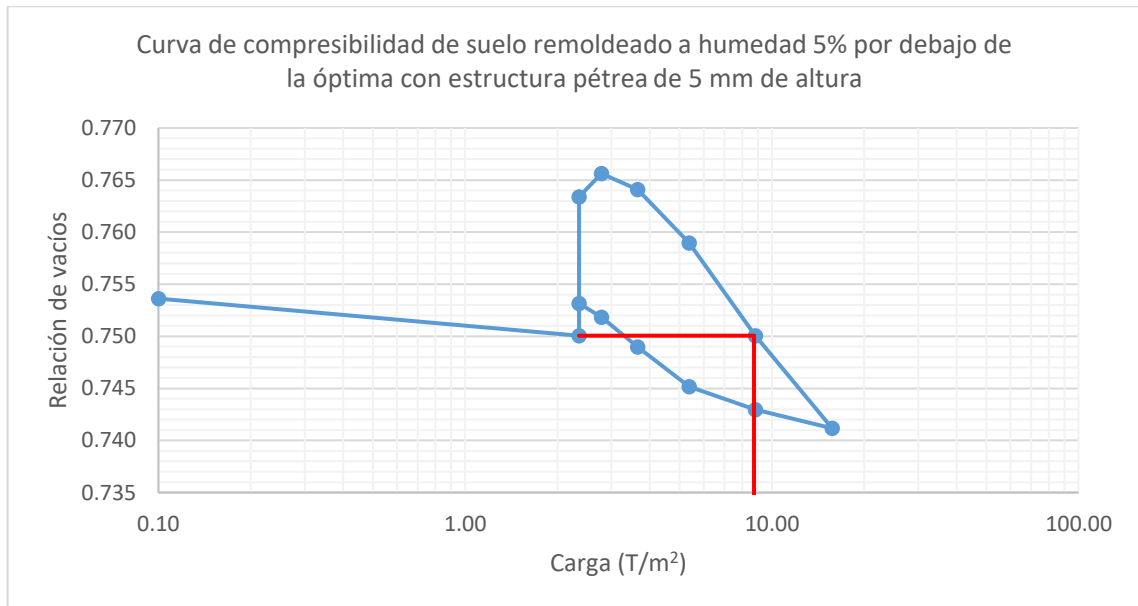


Figura 75 Curva de compresibilidad de suelo remodelado a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreo de 5 mm de altura (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

### 7.16.4 Prueba de expansión remodelada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreo de 7 mm de altura (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 43 Resultados de la prueba de expansión remodelada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreo de 7 mm de altura (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Expansión (%)	1.93	Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )		8.97
Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0.00	200	0	2.0047	0.83573
1098.42	189.5	0.105	1.9942	0.82612
Saturación	225.9	-0.259	2.0306	0.85945
207.20	228	-0.28	2.0327	0.86137
414.40	226.5	-0.265	2.0312	0.86000
828.80	219.8	-0.198	2.0245	0.85386
1657.60	189	0.11	1.9937	0.82566
3315.20	140	0.6	1.9447	0.78079
1657.60	144	0.56	1.9487	0.78445
828.80	151	0.49	1.9557	0.79086
414.40	156	0.44	1.9607	0.79544
207.20	160	0.4	1.9647	0.79910
1098.42	162.5	0.375	1.9672	0.80139

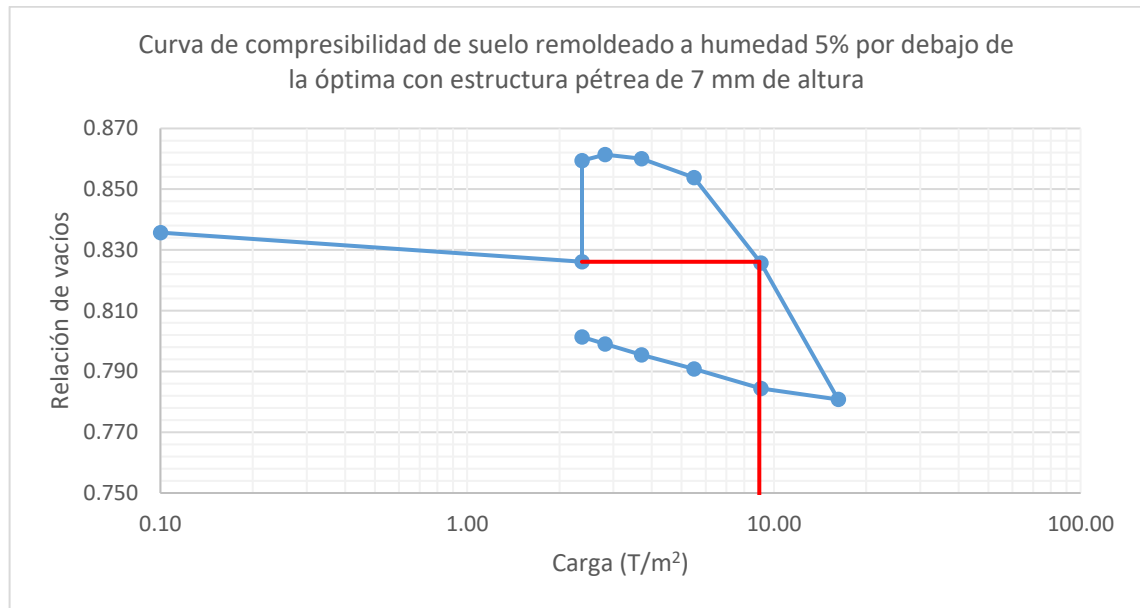


Figura 76 Curva de compresibilidad de suelo remodelado a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreo de 7 mm de altura (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

### 7.16.5 Prueba de expansión remodelada a humedad natural con estructura pétre de 5 mm de altura (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 44 Resultados de la prueba de expansión remodelada a humedad natural con estructura pétre de 5 mm de altura (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Expansión (%)	0.86	Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )		8.24
Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0.00	200	0	1.9720	0.82551
1096.45	195	0.05	1.9670	0.82088
Saturación	211	-0.11	1.9830	0.83569
200.20	212	-0.12	1.9840	0.83662
400.40	212	-0.12	1.9840	0.83662
800.80	208.1	-0.081	1.9801	0.83301
1601.60	192	0.08	1.9640	0.81810
3203.20	159	0.41	1.9310	0.78755
1601.60	162.5	0.375	1.9345	0.79079
800.80	168	0.32	1.9400	0.79589
400.40	172.1	0.279	1.9441	0.79968
200.20	177	0.23	1.9490	0.80422
1096.45	179	0.21	1.9510	0.80607

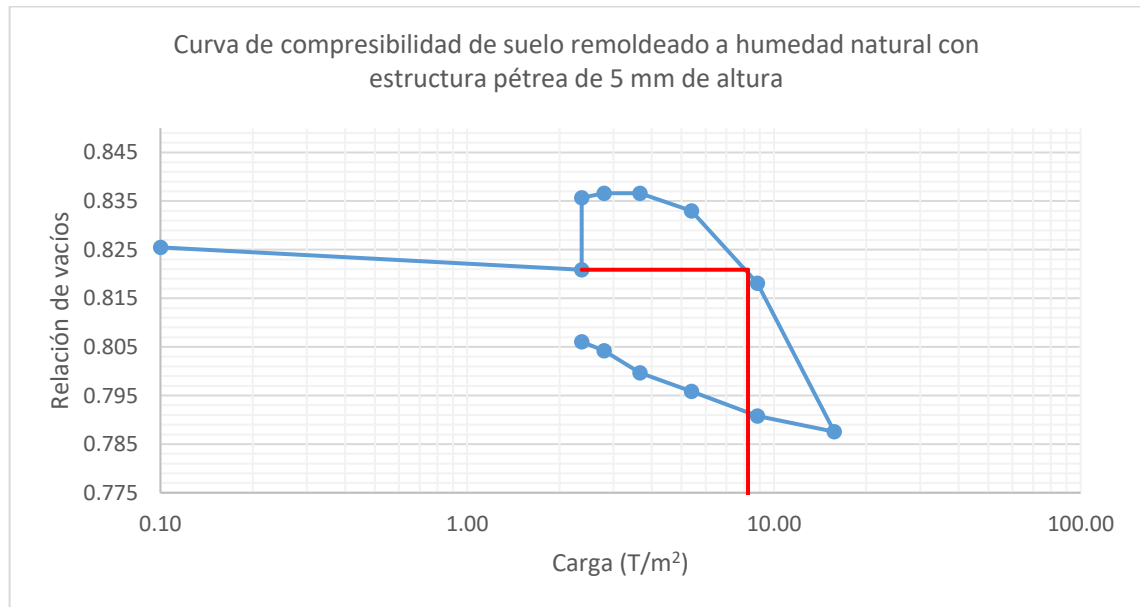


Figura 77 Curva de compresibilidad de suelo remodelado a humedad natural con estructura pétre de 5 mm de altura (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)



### 7.16.6 Prueba de expansión remodelada a humedad natural con estructura pétre de 7 mm de altura (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 45 Resultados de la prueba de expansión remodelada a humedad natural con estructura pétre de 7 mm de altura (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Expansión (%)	0.69	Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )		10.77
Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0.00	200	0	2.0407	0.81193
1192.99	194	0.06	2.0347	0.80661
Saturación	206.1	-0.061	2.0468	0.81735
207.20	208	-0.08	2.0487	0.81904
414.40	207.5	-0.075	2.0482	0.81859
828.80	205.8	-0.058	2.0465	0.81708
1657.60	199	0.01	2.0397	0.81104
3315.20	185	0.15	2.0257	0.79861
1657.60	186	0.14	2.0267	0.79950
828.80	188	0.12	2.0287	0.80128
414.40	189.5	0.105	2.0302	0.80261
207.20	190.9	0.091	2.0316	0.80385
1192.99	191.2	0.088	2.0319	0.80412

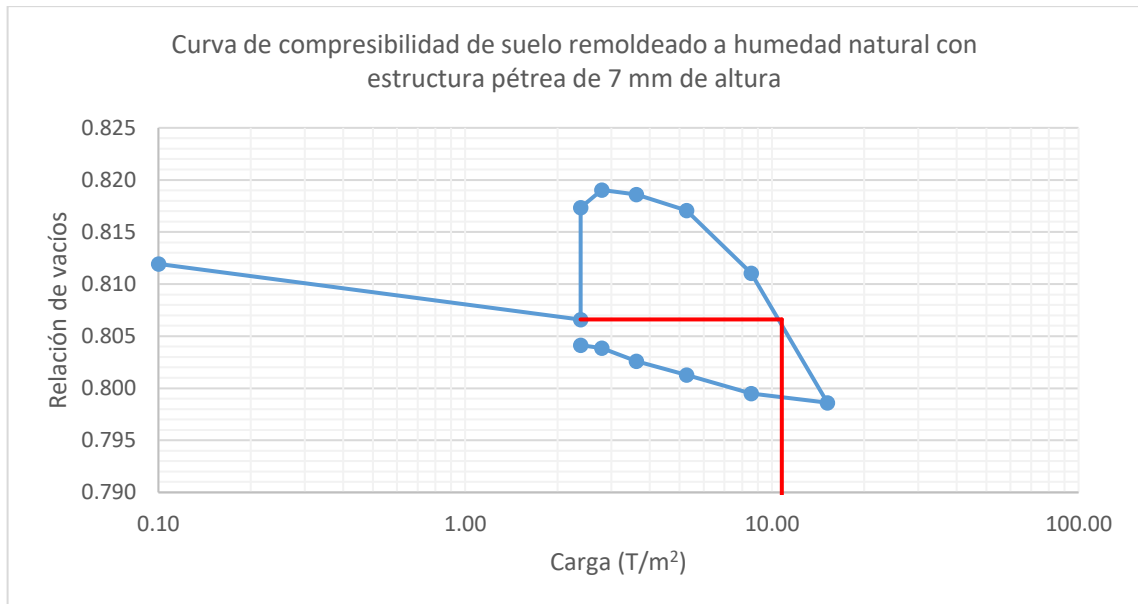


Figura 78 Curva de compresibilidad de suelo remodelado a humedad natural con estructura pétre de 7 mm de altura (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

En la tabla 46 se indica el resumen de los resultados de las pruebas de expansión del suelo con la incorporación de las estructuras pétreas porosas, así como los resultados obtenidos del suelo natural.

Tabla 46 Resumen de los resultados de las pruebas de expansión del suelo con estructuras pétreas porosas y del suelo natural

Suelo con estructuras pétreas porosas					Suelo natural	
Tipo de prueba	Contenido de agua	Carga (T/m <sup>2</sup> )	Expansión (%)	Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )	Expansión (%)	Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )
Remoldeada con estructura pétre de 5 mm de altura	Humedad 5% por debajo de la óptima	4.8	0.78	11.48	3.44	14.23
Remoldeada con estructura pétre de 7 mm de altura	Humedad 5% por debajo de la óptima	4.8	0.53	12.64	3.44	14.23
Remoldeada con estructura pétre de 5 mm de altura	Humedad 5% por debajo de la óptima	2.25	0.89	8.75	6.4	26.46
Remoldeada con estructura pétre de 7 mm de altura	Humedad 5% por debajo de la óptima	2.25	1.93	8.97	6.4	26.46
Remoldeada con estructura pétre de 5 mm de altura	Humedad natural	2.25	0.86	8.24	3.33	20.51
Remoldeada con estructura pétre de 7 mm de altura	Humedad natural	2.25	0.69	10.77	3.33	20.51

En resumen, el suelo analizado correspondió a un limo inorgánico de alta compresibilidad o plasticidad (MH) con un ángulo de fricción de 20.1° y una cohesión interna de 0.831 kg/cm<sup>2</sup>.

El agregado pétreo que se empleó para la fabricación de las estructuras pétreas porosas tuvo una clasificación como grava mal graduada, con un peso volumétrico seco compacto de 1588.11 kg/m<sup>3</sup>, densidad nominal de 2.81 g/cm<sup>3</sup> y absorción de 2.09%.

Para la elaboración de las estructuras pétreas porosas, se utilizó grava con tamaño nominal máximo del N°8 y se empleó concreto permeable con una relación agua/cemento de 0.4. El porcentaje de vacíos promedio fue de 18.66% y un volumen de vacíos promedio de 5.00 cm<sup>3</sup>. Se alcanzó una resistencia a la compresión máxima de 105.46 kgf/cm<sup>2</sup>.

El porcentaje de expansión del suelo natural remoldeado a humedad debajo de la óptima y carga de 4.8 T/m<sup>2</sup>, fue de 3.44%, equivalente a 3.52 cm<sup>3</sup> del volumen de la pastilla de suelo. Con la inclusión de la estructura pétre porosa de 5 mm de altura se obtuvo una expansión 0.78%, equivalente a 0.50 cm<sup>3</sup>, y con la inclusión de la estructura pétre porosa de 7 mm de altura se alcanzó una expansión de 0.53%, equivalente a 0.31 cm<sup>3</sup> del volumen de la pastilla de suelo.

La expansión del suelo natural remoldeado a humedad debajo de la óptima y carga de 2.25 T/m<sup>2</sup>, fue de 6.4%, que equivale a 5.47 cm<sup>3</sup> del volumen del espécimen de suelo. Reproduciendo las mismas condiciones e incluyendo la estructura pétre de 5 mm de altura, la expansión fue de 0.89%, equivalente a 0.59 cm<sup>3</sup> y con la estructura pétre de 7 mm de altura, la expansión fue de 1.93%, que equivale a 1.15 cm<sup>3</sup> del volumen de la muestra de suelo.

El porcentaje de expansión del suelo natural remoldeado a humedad natural y con una carga de 2.25 T/m<sup>2</sup>, fue de 3.33%, que corresponde a 3.41 cm<sup>3</sup> del volumen de la muestra de suelo. Considerando las mismas condiciones de humedad y carga, e incorporando la estructura pétre porosa de 5 mm de altura, se obtuvo una expansión de 0.86 %, que equivale a 0.57 cm<sup>3</sup>, y con la incorporación de la estructura pétre porosa de 7 mm de altura, la expansión fue de 0.69%, que equivale a 0.46 cm<sup>3</sup> del volumen de la pastilla de suelo.

De la combinación de suelo remoldeado a humedad inferior a la óptima y una carga aplicada de  $4.8 \text{ T/m}^2$ , se observó que la estructura pétreo de 5 mm de altura utilizó  $3.03 \text{ cm}^3$  de volumen de vacíos de  $3.83 \text{ cm}^3$  disponibles que contiene y en la estructura pétreo de 7 mm de altura, se emplearon  $3.21 \text{ cm}^3$  de  $6.17 \text{ cm}^3$  libres, para abatir la expansión del suelo.

Con la combinación de suelo remoldeado a humedad inferior a la óptima y una carga aplicada de  $2.25 \text{ T/m}^2$ , la estructura pétreo de 5 mm de altura ocupó  $4.88 \text{ cm}^3$  de  $4.98 \text{ cm}^3$  aprovechables y con la estructura pétreo de 7 mm de altura,  $4.33 \text{ cm}^3$  de  $6.03 \text{ cm}^3$  útiles.

Finalmente, con la combinación de suelo remoldeado a humedad natural y una carga aplicada de  $2.25 \text{ T/m}^2$ , se determinó que la estructura pétreo de 5 mm ocupó  $2.83 \text{ cm}^3$  de  $4.57 \text{ cm}^3$  libres y con la estructura pétreo de 7 mm de altura,  $2.95 \text{ cm}^3$  de  $6.55 \text{ cm}^3$  disponibles, para mitigar la expansión del suelo.

## VIII. CONCLUSIÓN

Las estructuras pétreas porosas aplicadas sobre el suelo expansivo ensayado abaten la expansión debido a que el suelo se aloja dentro de los huecos de dichas estructuras.

Con base a los resultados, se puede observar que la estructura pétreo porosa de 5 mm de altura, puede abatir el 77.33% de la expansión utilizando solo el 79.11% de los huecos disponibles en la estructura (respecto al suelo remoldeado a humedad inferior a la óptima, con una carga aplicada de  $4.8 \text{ T/m}^2$ ), 86.09% de la expansión empleando el 98.07% del volumen de vacíos de la estructura (respecto al suelo remoldeado a humedad inferior a la óptima, con carga aplicada de  $2.25 \text{ T/m}^2$ ) y 74.17% de la expansión ocupando solamente el 62.04% de las oquedades libres de la estructura (respecto al suelo remoldeado a humedad natural de campo, con una carga aplicada de  $2.25 \text{ T/m}^2$ ).

Por otro lado, la estructura pétreo porosa de 7 mm de altura puede disminuir el 84.59% de la expansión, disponiendo del 52.10% del volumen de poros vacíos de la estructura (respecto al suelo remoldeado a humedad inferior a la óptima, con una carga aplicada de 4.8 T/m<sup>2</sup>), 69.84% de la expansión empleando el 71.70% de los huecos libres de la estructura (respecto al suelo remoldeado a humedad inferior a la óptima, con carga aplicada de 2.25 T/m<sup>2</sup>) y 79.28% de la expansión, utilizando solamente el 45.01% de las oquedades aprovechables de la estructura (respecto al suelo remoldeado a humedad natural de campo, con una carga aplicada de 2.25 T/m<sup>2</sup>).

De lo anterior se deduce que probablemente algunos huecos no se conectan, por lo que se restringe el acceso del suelo. Se puede suponer que, si la estructura estuviera conectada en la totalidad de los huecos, el abatimiento de expansión sería total.

Se puede concluir que la aplicación de dichas estructuras reduce la expansión del suelo, dependiendo del volumen de huecos que tengan disponibles y conectados.

Otro de los factores que intervienen en la disminución de la expansión del suelo, es la absorción que poseen las estructuras pétreas porosas. Las estructuras tienen una capacidad limitada de absorción de agua debido a las características de los agregados pétreos y el cemento utilizado en el proceso de fabricación. En promedio, pueden absorber el 7.66% del volumen de agua que contiene el suelo.

Analizando los resultados, se puede concluir que la hipótesis es válida, pues con algunas de las estructuras pétreas porosas se disminuye más del 80% de la expansión del suelo. La estructura pétreo porosa más favorable fue la de 55 mm de altura, al abatir el 86.09% de la expansión del suelo.

Cabe resaltar que las estructuras pétreas porosas se diseñaron con un porcentaje de vacíos del 20%, sin embargo, es posible emplear dosificaciones con un porcentaje hasta del 35% (Cabello et al., 2015), lo que permitiría reducir aún más el valor de la expansión del suelo.

En las pruebas de expansión realizadas al suelo en estado natural, se alcanzó un promedio de 87.25% de grado de saturación al final del ensaye, mientras que en las pruebas de expansión que incluyeron las estructuras pétreas porosas, solo se consiguió llegar al 65.91% del grado de saturación en promedio, por lo que los valores de expansión podrían aumentar, al llevar al suelo al máximo grado de saturación, sin embargo, en campo es inusual que los suelos alcancen un grado de saturación cercano al 100%.

Dependiendo del grado de saturación inicial del suelo, se pueden apreciar diferentes valores de expansión. Los suelos con grados de saturación bajos presentan expansiones más altas al final de la prueba. El grado de saturación está sujeto al contenido de agua de la muestra de suelo. Cuando el suelo presenta un contenido de agua reducido al comienzo del ensaye, los poros disponen de una mayor cantidad de aire atrapado, que es reemplazada por agua durante la saturación del material.

Trasladando estos resultados a campo, se pueden elaborar placas de concreto permeable prefabricado, de distintas dimensiones. Dichas placas se diseñarían con diferentes dosificaciones y volumen de huecos, dependiendo de las características del suelo sobre el que se van a colocar. Debido a la dificultad de producir concreto permeable que alcance una resistencia a la compresión alta, las placas solo se podrán emplear en suelos con potencial de expansión bajos a moderados, puesto que la presión de expansión del suelo podría romper la placa.

El uso de concreto permeable en suelos expansivos permite la infiltración de agua, evitando la acumulación de humedad en la superficie. Es compatible con otro tipo de materiales de construcción y aporta mayor resistencia al suelo. Además, el índice de fisuras es menor en comparación al concreto convencional.

Las placas de concreto permeable se pueden emplear en conjunto con otro tipo de cimentaciones existentes, como las zapatas aisladas o las zapatas corridas. Las placas se colocarían en el área de suelo ubicada entre cimientos, lo que ahorrará el costo que implicaría remover el suelo expansivo, pues sólo sería necesario colocar la placa en sitio y hacer los ajustes pertinentes.

Se sugiere realizar trabajos de investigación posterior, considerando pruebas de expansión del suelo con ciclos de humedecimiento y secado, con la incorporación de las estructuras pétreas porosas, para simular el comportamiento suelo-estructura que se podría presentar en campo.

## **IX. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

Abd El Halim, A.A. and El Baroudy A.A. 2014. Influence addition of Fine Sawdust on the Physical Properties of Expansive Soil in the Middle Nile Delta, Egypt. *Journal of Soil Science and Plant Nutrition*, 2014, 483-490.

Abu-Zreig M.M., Al-Akhras, N.M. y Attom M.F. 2001. Influence of heat treatment on the behavior of clayey soils, *Applied Clay Science* 20: 129-135.

ACI 211.3R-02 Guide for Selecting Proportions for No-Slump Concrete. ACI Committee 211. Michael J. Boyle. January 11, 2002.

ACI Committee 201, “Guide to durable concrete”. Report ACI 201R, American Concrete Institute, Detroit, EUA, 1982.

Altmeyer W.T. 1955. Discussion of engineering properties of expansive clays. In: Proceedings of A.S.C.E., n°81, 658

ASHTO M 157-13 (2013) Standard Specification for Ready-Mixed Concrete. STANDARD by American Association of State and Highway Transportation Officials, 2013.

ASTM C127-01 Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate, Vol. 04.02, American Standards of Testing of Materials, Edition 2003.

ASTM C150-00 Standard Specification for Portland Cement, Vol. 04.01, American Standards of Testing of Materials.

ASTM International. Standard Test Method for Infiltration Rate of in Place Pervious Concrete; C1701/C 1701M-09; ASTM International: West Conshohocken, PA, USA, 2009.

ASTM C260-10 Standard Specification for Air-Entraining Admixtures for Concrete, Vol. 04.02, American Standards of Testing of Materials.

ASTM C 29/C 29M-97, Standard Test Method for Bulk density (“Unit Weight”) and Voids in Aggregate, Vol. 04.02, American Standards of Testing of Materials, Edition 2003.

ASTM C33/C33M-13 Standard Specification for Concrete Aggregates, Vol. 04.02, American Standards of Testing of Materials.



ASTM C494/C494M-08 Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete, Vol. 04.02, American Standards of Testing of Materials.

ASTM C595-08A Standard Specification for Blended Hydraulic Cements Abstract, Vol. 04.01, American Standards of Testing of Materials.

ASTM C618-19 Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete, Vol. 04.02, American Standards of Testing of Materials.

ASTM C642-06 Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete, Vol. 04.02, American Standards of Testing of Materials.

ASTM C94-81 Standard Specification for Ready-Mixed Concrete, Vol. 04.02, American Standards of Testing of Materials.

ASTM C989-10 Standard Specification for Slag Cement for Use in Concrete and Mortars, Vol. 04.02, American Standards of Testing of Materials.

ASTM-D420. 1993. Standard Guide to Site Characterization for Engineering, Design, and Construction Purpose. Annual Book of ASTM Standards: Soil and Rock. p. 1-7. ASTM International, Philadelphia, EUA.

ASTM-D422. 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.

ASTM D448-12(2017) Standard Classification for Sizes of Aggregate for Road and Bridge Construction, Vol. 04.03, American Standards of Testing of Materials.

ASTM-D854. 1992. Standard Test Method for Specific Gravity of Soils. Annual Book of ASTM Standards: Soil and Rock. p. 80-83. ASTM International, Philadelphia, EUA.

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.

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.

ASTM-D2850. 1987. Standard Test Method for Unconsolidated, Undrained Compressive Strength of Cohesive Soils in Triaxial Compression. Annual Book of ASTM Standards: Soil and Rock. p. 247-251. ASTM International, Philadelphia, EUA.

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.

ASTM-D4531. 1992. Standard Test Method for Bulk Density of Peat and Peat Products. Annual Book of ASTM Standards: Soil and Rock. p. 676-677. ASTM International, Philadelphia, EUA.

ASTM-D4546. 1990. Standard Test Method for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils. Annual Book of ASTM Standards: Soil and Rock. p. 693-699. ASTM International, Philadelphia, EUA.

Ben Rhaiem H., Tessier D. and Pons Ch. 1986. Comportement hydrique et évolution structurale et texturale des montmorillonites au cours d'un cycle de dessiccation – humectation: Partie I. cas des montmorillonites calciques. Clay minerals, vol. 21, pp.9-29.

Bowles, J. E., 1978. Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil (2.<sup>a</sup> ed.), U.S.A.: McGraw-Hills Inc.

Bowles, J.E., 1988. Foundation analysis and design. U.S.A.: McGraw-Hills Inc., pp: 312-316.

Bowles, J. E. 1997, Foundation analysis and design-5th ed., U.S.A.: McGraw-Hills Inc.

Cabello, S., Zapata, P., Pardo, A., Campuzano, L., Espinoza, J., y Sánchez, C., (2015) Concreto poroso: Constitución, Variables influyentes y Protocolos para su caracterización. CUMBRES, Revista Científica. 1 (1) 64 – 69.

Chen, F.H., 1975. Foundations on Expansive Soils. New York: Elsevier Science Publishing Company Inc.

Chen, F.H., 1988. Foundations on Expansive Soils. New York: Elsevier Science Publishing Company Inc.

Comisión Nacional del Agua (2020). Coordinación General del Servicio Meteorológico Nacional de la Comisión Nacional del Agua. Reporte del clima en México. Reporte anual 2020.

Consejo de Ciencia y Tecnología del Estado de Querétaro, 2001, Uso del suelo y vegetación de la zona sur del estado de Querétaro, Centro Queretano de Recursos Naturales, Reporte Técnico 3.

Crouch, L. K., Persona comunicaton, 2004.

Das, M.B., 1984. Principles of geotechnical engineering. Brooks and Cole Inc., New York, pp: 258-287.

Das, Braja M, 2015, Fundamentos de ingeniería geotécnica, Cengage Learning, cuarta edición.

Donaldson, G. W., "The Occurrence of Problems of Heave and the Factors Affecting its Nature." Second International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, Texas A & M Press, 1969.

El Brahmi, J., Zoukaghe, M. 2016. Evolution of Expansive Soils Structure with Different Solicitations and Effect of Some Parameters on Swelling Properties – Review Article. Isj Theoretical & Applied Science, 05 (37): 68-77.

FAO (Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación). 2008. Base referencial mundial del recurso suelo. Informes sobre recursos mundiales de suelos 103.

Flórez, C.H., Zarate, R., Caicedo, Z.K. y Contreras, B.A. 2008. Estabilización química de suelos expansivos de San José de Cúcuta (Colombia) usando cenizas volantes.

Ghafoori, N., and Dutta, S., “Building and Non pavement Applications of No-Fines Concrete,” *Journal of Materials in Civil Engineering*, Volume 7, Number 4, November 1995, pages 286 to 289.

Gromko G.J. (1974). Review of expansive soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, June, vol. 100, n°GT6, pp. 667-687.

Hauck, G.F., 1959. Swelling and intrusion characteristics of undisturbed Permian clay. M.Sc Thesis, Department of Architectural Engineering. Oklahoma State University, pp: 53.

Holtz, W. & Gibbs, H. 1956. Engineering properties of expansive clays. *Transact. ASCE* 121:641-677.

Huat, B.K., 2004. Engineering Properties of Peat. University Putra Malaysia Press, Serdang, Malaysia, pp:135-141.

INEGI 2020. Carta de Climas, Querétaro.

INEGI. Compendio de información geográfica municipal 2010. Corregidora, Querétaro. 2010

Jones, D. E., and Holtz, W. G. 1973. Expansive soils-the hidden disaster. *Civil Eng., ASCE* 43(8):49-51.

Juárez, E., & Rico, A. 2005. “Mecánica de suelos Tomo 1”, (3ª ed.). México, México: Limusa.

Kalantari, B., 1991. Construction of foundations on expansive soils. M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering University of Missouri Columbia, Missouri, pp: 35-44.

Kalantari, B. 2012. Foundations on expansive soils: A review: Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology 4: 3231-3237.

Koerner, R.M., 1984. Construction and Geotechnical Method in Foundation Engineering. McGraw Hill Inc., New York, U.S.A.

Lambe, T. W. 1960. The character and identification of expansive soils, soil PVC meter. Federal Housing Administration, Technical Studies Program, FHA 701.

López-Lara T., Hernández-Zaragoza J.B., Horta-Rangel J., Coronado-Márquez A. Castaño-Meneses V.M. 2010. Polímeros para la estabilización volumétrica de arcillas expansivas, Revista Iberoamericana de Polímeros.

López-Lara, T., J. Hernández-Zaragoza, J. Horta-Rangel, N.P. Rodríguez-Morales, y 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.

Malhotra, V. M., “No-Fines Concrete Its Properties and Applications,” AD Journal November 1976, pages 628 to 644.

Mitchell, J. K. And Soga, K. 2005. Fundamentals of Soil Behavior, 3rd edition. John Wiley & Sons, Inc., New York.

Murphy, V.N.S., 2010. Soil Mechanics and Foundation engineering. CBS Publishers and Distributors Pvt. Ltd., New Delhi, pp: 924-940.

N.CMT.2.02.002/02, Calidad de agregados pétreos para concreto hidráulico. Libro: CMT.Características de los materiales. Parte: 2. Materiales para estructuras. Título: 02. Materiales para concreto hidráulico.

Neithalath, N., Development and Characterization of Acoustically Efficient Cementitious Materials~ Ph.D. Thesis, Purdue University, West Lafayette, Indiana, 2003, 242 pages.

Nelson, J.D., and D.J. Miller. 1992. Expansive soils, problems and practice in foundation and pavement engineering. Wiley Professional Paperback Series.

NMX-C-251-ONNCCE-2019. Industria de la Construcción – Concreto hidráulico – Terminología.

NMX-C-083-ONNCCE-2014 Industria de la Construcción – Concreto – Determinación de la Resistencia a la Compresión de Especímenes – Método de Ensayo.

O’Neill, M.W. and N. Poormoayed, 1980. Methodology for foundations on expansive clays. J. Geotechnical Eng. Divis. Dec. GT12., PP: 1345-1366.

Patrone J. y Prefumo. J.E. (2002). “La acción de los suelos expansivos sobre las cimentaciones. Métodos de prevención y control”. Primeras jornadas de Ingeniería de Cimentaciones, Montevideo, Uruguay.

Peck, R.B., W.E. Hanson and T. Thoronburn, 1974. Foundation Engineering. 2nd Ed. John Welly and Sons, Inc. New York, pp: 372-384.

Pitts, J., 1984. A Manual of Geology for Civil Engineering. Halsted Press Book, Singapore.

Prusinski, J. and S. Bhattacharja, 1999. Effectiveness of Portland cement and lime in stabilizing clay soils. Portland Cement Association (PCA). Item code RP 126.

Raman, V. 1967. Identification of expansive soils from de plasticity index and the shrinkage index data. Indian Eng., Calcuta 11.

Rodríguez, J.C. 2018. Abatimiento de la expansión mediante la modificación de suelos y aplicación de carga. Tesis de maestría. Universidad Autónoma de Querétaro.

Rodríguez, N.P. 2015. Uso de estructuras porosas para abatir la expansión de arcillas. Tesis de maestría. Universidad Autónoma de Querétaro.

Seed H.B, Woodward R.J. and Lundgren R. (1962). Prediction of swelling potential for compacted clays. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, vol. 88. n.3, pp. 53-87.

Skempton, A. 1953. The colloidal activity of clays. Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Switzerland.

Tennis, Paul, D.; Leming, Michael, L.; and Akers, David, J., Pervious Concrete Pavements, EB302, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, and National Ready Mixed Concrete Association, Silver Spring, Maryland, USA, 2004, 36 pages.

Viswanadham B.V.S., Phanikumar B.R. y Mukherjee R.V. 2009. Swelling behavior of a geofiber-reinforced expansive soil, Geotextiles and Geomembranes. Vol. 27 (2009).



Zepeda, G. & Castañeda, A. 1989. Distribución de Suelos Expansivos en la República Mexicana. Revista de Investigación No. 21-22. Universidad Autónoma de Querétaro, México.

Zepeda, J. 2004. Mecánica de suelos no saturados. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. 322 páginas.

Ziaie, R., M.H. Moayed and E. Izadi, 2010. Improvement of volume change characteristics of saline clayey soils. Science Alert, an Open Access Journal Publisher, pp: 76-85.

## X. ANEXOS

### 10.1 Granulometría vía seca

En la tabla 47 se presentan los resultados de la granulometría vía seca del suelo natural.

Tabla 47 Granulometría vía seca

Malla		Porcentaje que pasa
Denominación	Abertura (mm)	
2"	50.80	100.00
1 1/2 "	38.10	100.00
1 "	25.40	100.00
3/4"	19.10	100.00
1/2"	12.70	100.00
3/8"	9.52	100.00
N° 4	4.76	99.92
N°10	2.00	99.88
N°20	0.84	99.72
N°40	0.42	99.40
N°60	0.25	99.38
N°100	0.149	94.60
N°200	0.074	83.91
Pasa N° 200	0.053	0.00

En la figura 79 se aprecia la curva granulométrica vía seca del suelo natural.

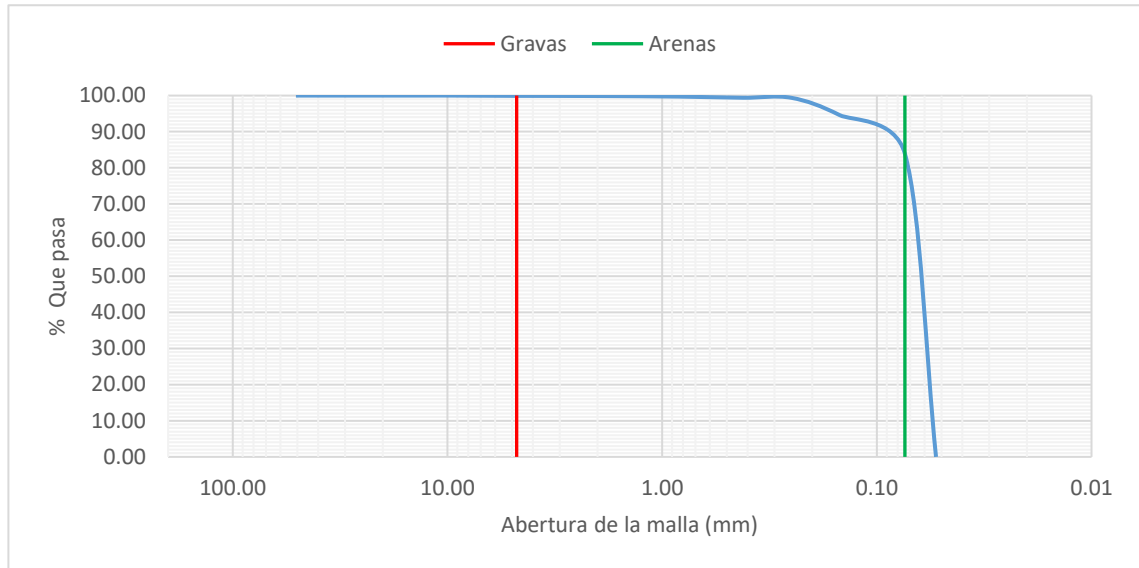


Figura 79 Curva granulométrica vía seca del suelo natural

En las tablas 48 y 49 se presentan los datos y resultados del ensaye de granulometría vía seca del suelo natural.

Tabla 48 Peso de la tara y de la muestra de suelo empleada

<b>Tara (g)</b>	633.2
<b>Peso neto (g)</b>	2000

Tabla 49 Granulometría vía seca del suelo natural

Tamiz N°	Abertura (mm)	Peso retenido suelo + tara (g)	Peso retenido parcial (g)	Retenido parcial (%)	Retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa
2"	50.80	0	0	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.10	0	0	0.00	0.00	100.00
1"	25.40	0	0	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.10	0	0	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.70	0	0	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.52	0	0	0.00	0.00	100.00
N° 4	4.76	634.9	1.7	0.08	0.08	99.92
Pasa N° 4			1998.3	99.92	100.00	0.00
Suma			2000	100.00		

En las tablas 50 y 51 se exponen los datos del ensaye de granulometría vía seca del suelo natural, después del lavado del material.

Tabla 50 Peso de la tara y de la muestra de suelo empleada

<b>Tara (g)</b>	633.1
<b>Peso neto (g)</b>	500

Tabla 51 Granulometría vía seca después del lavado del material

Tamiz N°	Abertura (mm)	Peso retenido suelo + tara (g)	Peso retenido parcial (g)	Retenido parcial (%)	Retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa
N° 10	2.00	633.3	0.2	0.04	0.12	99.88
N° 20	0.84	633.9	0.8	0.16	0.28	99.72
N° 40	0.42	634.7	1.6	0.32	0.60	99.40
N° 60	0.25	633.2	0.1	0.02	0.62	99.38
N° 100	0.149	657	23.9	4.78	5.40	94.60
N° 200	0.074	686.6	53.5	10.69	16.09	83.91
Pasa N° 200	0.053		419.9	83.91	100.00	0.00
Suma			500.0	99.92		

## 10.2 Granulometría vía húmeda

En las figuras 80 y 81 se aprecian las probetas con suelo y defloculante, así como la medición con el hidrómetro.



Figura 80 Probeta con suelo y defloculante



Figura 81 Medición con hidrómetro

En la tabla 52 se presentan los datos del hidrómetro, la probeta y el defloculante utilizados en el ensaye de granulometría vía húmeda.

Tabla 52 Datos del hidrómetro, probeta y defloculante empleados

<b>Datos</b>	
<b>Volumen hidrómetro (cm<sup>3</sup>)</b>	67.5
<b>Área probeta (cm<sup>2</sup>)</b>	27.25
<b>Peso de suelo (g)</b>	50
<b>Peso defloculante (g)</b>	20
<b>L2 (cm)</b>	14.37

En las tablas 53, 54, 55 y 56 se exponen los parámetros utilizados para el cálculo del ensaye de granulometría vía húmeda, como los factores de corrección *a* para el peso unitario de los sólidos, las propiedades del agua destilada, los factores de corrección por temperatura y los valores de *K* para varias combinaciones de pesos unitarios y temperaturas, respectivamente.

Además, en las tablas 57 y 58 se presentan los resultados obtenidos del ensaye del hidrómetro.

Tabla 53 Factores de corrección *a* para el peso unitario de sólidos (Bowles, Joseph E., 1978)

<b>Peso unitario de los sólidos del suelo (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Factor de corrección <i>a</i></b>
2.85	0.96
2.80	0.97
2.75	0.98
2.70	0.99
2.65	1.00
2.60	1.01
2.55	1.02
2.50	1.04

Tabla 54 Propiedades del agua destilada (Bowles, Joseph E., 1978)

Temperatura (°C)	Peso unitario del agua (g/cm <sup>3</sup> )	Viscosidad del agua (poises*)
4	1.00000	0.01567
16	0.99897	0.01111
17	0.99880	0.01083
18	0.99862	0.01056
19	0.99844	0.01030
20	0.99823	0.01005
21	0.99802	0.00981
22	0.99780	0.00958
23	0.99757	0.00936
24	0.99733	0.00914
25	0.99708	0.00894
26	0.99682	0.00874
27	0.99655	0.00855
28	0.99627	0.00836
29	0.99598	0.00818
30	0.99568	0.00801

$$* Poise = \frac{dina \cdot s}{cm^2} = \frac{g}{cm \cdot s}$$

Tabla 55 Factores de corrección por temperatura CT (Bowles, Joseph E., 1978)

Temperatura (°C)	CT
15	-1.1
16	-0.9
17	-0.7
18	-0.5
19	-0.3
20	0.0
21	0.2
22	0.4
23	0.7
24	1.0
25	1.3
26	1.7
27	2.0
28	2.5
29	3.1
30	3.8

“Aplicación experimental de estructuras pétreas porosas para disminuir la expansión de suelos”

Tabla 56 Valores de K para varias combinaciones de pesos unitarios y temperaturas (Bowles, Joseph E., 1978)

Temperatura (°C)	Peso unitario de los sólidos del suelo (g/cm <sup>3</sup> )							
	2.50	2.55	2.60	2.65	2.70	2.75	2.80	2.85
16	0.0151	0.0148	0.0146	0.0144	0.0141	0.0139	0.0137	0.0136
17	0.0149	0.0146	0.0144	0.0142	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134
18	0.0148	0.0144	0.0142	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132
19	0.0145	0.0143	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132	0.0131
20	0.0143	0.0141	0.0139	0.0137	0.0134	0.0133	0.0131	0.0129
21	0.0141	0.0139	0.0137	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127
22	0.0140	0.0137	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0128	0.0126
23	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124
24	0.0137	0.0134	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0125	0.0123
25	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127	0.0125	0.0123	0.0122
26	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127	0.0125	0.0124	0.0122	0.0120
27	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124	0.0122	0.0120	0.0119
28	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124	0.0123	0.0121	0.0119	0.0117
29	0.0129	0.0127	0.0125	0.0123	0.0121	0.0120	0.0118	0.0116
30	0.0128	0.0126	0.0124	0.0122	0.0120	0.0118	0.0117	0.0115

Tabla 57 Datos obtenidos de la prueba del hidrómetro, parte 1

Fecha	Hora	Tiempo (min)	Lectura (Ra)	Temperatura (°C)	Lectura con defloculante (r')	Corrección menisco (Cm)	Corrección temperatura (CT)
26/11/2020	08:30:00 a. m.	0.25	29.0	16	10	0.2	-0.9
26/11/2020	08:30:30 a. m.	0.5	28.5	16	10	0.2	-0.9
26/11/2020	08:31:00 a. m.	1	28.0	16	10	0.2	-0.9
26/11/2020	08:32:00 a. m.	2	27.0	17	10	0.2	-0.7
26/11/2020	08:33:00 a. m.	3	26.0	17	10	0.2	-0.7
26/11/2020	08:34:00 a. m.	4	25.0	17	10	0.2	-0.7
26/11/2020	08:38:00 a. m.	8	24.0	17	10	0.2	-0.7
26/11/2020	08:42:00 a. m.	12	23.5	17	10	0.2	-0.7
26/11/2020	08:46:00 a. m.	16	23.0	17	10	0.2	-0.7
26/11/2020	08:48:00 a. m.	18	22.5	17	10	0.2	-0.7
26/11/2020	08:50:00 a. m.	20	22.0	17	10	0.2	-0.7
26/11/2020	09:00:00 a. m.	30	21.0	17	10	0.2	-0.7
26/11/2020	09:30:00 a. m.	60	20.0	17	10	0.2	-0.7
26/11/2020	10:30:00 a. m.	120	19.5	17	10	0.2	-0.7
26/11/2020	12:30:00 p. m.	240	17.5	18	10	0.2	-0.5
26/11/2020	04:30:00 p. m.	480	16.5	20	10	0.2	0.0
27/11/2020	08:30:00 a. m.	1440	16.0	16	10	0.2	-0.9
28/11/2020	08:30:00 a. m.	2880	15.0	16	10	0.2	-0.9

Tabla 58 Datos obtenidos de la prueba del hidrómetro, parte 2

Corrección por defloculante y punto cero (CD)	Lectura corregida (R)	Lectura corregida del hidrómetro (Rc)	L1 (cm)	L (cm)	K	Diámetro de la esfera (D, mm)	$\alpha$	% más fino	% más fino respecto al total
9.3	29.2	18.80	5.17	11.12	0.0151	0.10070	1.0426	39.20	83.91
9.3	28.7	18.30	5.26	11.20	0.0151	0.07147	1.0426	38.16	81.68
9.3	28.2	17.80	5.34	11.29	0.0151	0.05073	1.0426	37.12	79.45
9.5	27.2	16.80	5.51	11.45	0.0149	0.03566	1.0426	35.03	74.98
9.5	26.2	15.80	5.68	11.62	0.0149	0.02932	1.0426	32.95	70.52
9.5	25.2	14.80	5.84	11.79	0.0149	0.02558	1.0426	30.86	66.06
9.5	24.2	13.80	6.01	11.95	0.0149	0.01821	1.0426	28.78	61.59
9.5	23.7	13.30	6.09	12.04	0.0149	0.01492	1.0426	27.73	59.36
9.5	23.2	12.80	6.18	12.12	0.0149	0.01297	1.0426	26.69	57.13
9.5	22.7	12.30	6.26	12.20	0.0149	0.01227	1.0426	25.65	54.90
9.5	22.2	11.80	6.34	12.29	0.0149	0.01168	1.0426	24.61	52.67
9.5	21.2	10.80	6.51	12.45	0.0149	0.00960	1.0426	22.52	48.20
9.5	20.2	9.80	6.68	12.62	0.0149	0.00683	1.0426	20.44	43.74
9.5	19.7	9.30	6.76	12.70	0.0149	0.00485	1.0426	19.39	41.51
9.7	17.7	7.30	7.09	13.04	0.0148	0.00345	1.0426	15.22	32.58
10.2	16.7	6.30	7.26	13.21	0.0143	0.00237	1.0426	13.14	28.12
9.3	16.2	5.80	7.34	13.29	0.0151	0.00145	1.0426	12.09	25.89
9.3	15.2	4.80	7.51	13.46	0.0151	0.00103	1.0426	10.01	21.42

### 10.3 Límite líquido

En la tabla 59 se presentan los resultados de la prueba del límite líquido, de la copa de Casagrande.

Tabla 59 Resultados de la prueba de la copa de Casagrande

	Límite líquido				
	13	16	20	28	43
<b>Número de golpes</b>	13	16	20	28	43
<b>Peso tara + suelo húmedo (g)</b>	72.6	71.7	77.6	73	79.1
<b>Peso tara + suelo seco (g)</b>	64.2	63.7	69.2	64.7	70.5
<b>Peso tara (g)</b>	53.7	53.6	58.5	53.7	58.7
<b>Peso suelo seco (g)</b>	10.5	10.1	10.7	11	11.8
<b>Peso suelo húmedo (g)</b>	18.9	18.1	19.1	19.3	20.4
<b>Peso del agua (g)</b>	8.4	8	8.4	8.3	8.6
<b>Contenido de humedad (%)</b>	80.00%	79.21%	78.50%	75.45%	72.88%

En la figura 82 se presenta la curva de flujo del límite líquido.

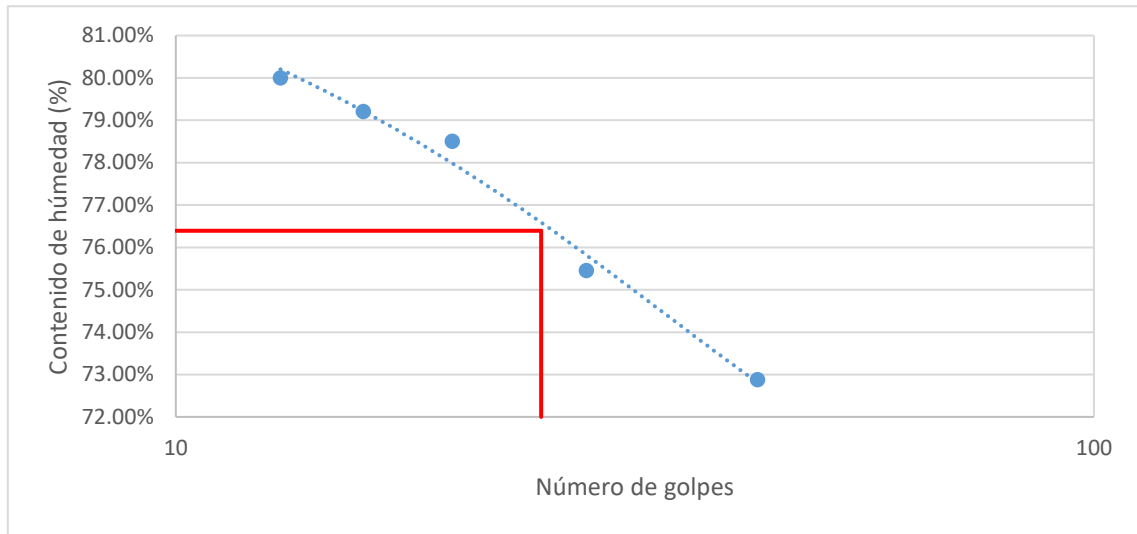


Figura 82 Curva de flujo del límite líquido

De acuerdo a la figura 82, el límite líquido del suelo fue de 76.39%.

#### 10.4 Límite plástico

En la tabla 60 se presentan los resultados de 3 ensayos realizados para obtener el límite plástico.

Tabla 60 Resultados de la prueba del límite plástico

Límite plástico			
Tara (g)	24.2	18.8	23.2
Peso tara + suelo húmedo (g)	27.9	21.6	26.8
Peso tara + suelo seco (g)	26.9	20.8	25.8
Peso suelo húmedo (g)	3.7	2.8	3.6
Peso suelo seco (g)	2.7	2	2.6
Peso del agua (g)	1.0	0.8	1.0
Contenido de humedad (%)	37.04%	40.00%	38.46%

#### 10.5 Límite de contracción volumétrica

En la tabla 61 se presentan los resultados del ensaye del límite de contracción volumétrica.



Tabla 61 Resultados de la prueba del límite de contracción volumétrica

<b>Límite de contracción volumétrica</b>	
<b>Peso molde (g)</b>	107.2
<b>Peso molde + suelo húmedo (g)</b>	174.2
<b>Peso molde + suelo seco (g)</b>	145.1
<b>Peso suelo seco (g)</b>	37.9
<b>Peso suelo húmedo (g)</b>	67.0
<b>Peso del agua (g)</b>	29.1
<b>Contenido de humedad (%)</b>	76.78%
<b>Volumen suelo húmedo (cm<sup>3</sup>)</b>	43.15
<b>Volumen suelo seco (cm<sup>3</sup>)</b>	22.65
<b>Wc (%)</b>	22.70

### 10.6 Límite de contracción lineal

En la tabla 62 se indican los resultados de la prueba del límite de contracción lineal.

Tabla 62 Cálculo del límite de contracción lineal

<b>Límite de contracción lineal</b>	
<b>Longitud inicial (cm)</b>	10.09
<b>Longitud final (cm)</b>	8.07
<b>CL (%)</b>	19.97

### 10.7 Peso específico relativo de sólidos

En la tabla 63 se presentan los datos de los matraces y la muestra de suelo empleada en el ensaye de peso específico relativo de sólidos.

Tabla 63 Peso de los matraces y de la muestra de suelo empleados en la prueba

<b>Material</b>	<b>Peso (g)</b>
Matraz 1	192.80
Matraz 2	201.90
Muestra de suelo seco	50.00

## 10.8 Peso específico por inmersión en agua

En la tabla 64 se presentan los resultados del ensaye de peso específico por inmersión en agua y en la tabla 65 los resultados de la calibración del matraz con agua destilada.

Tabla 64 Resultados de la prueba de peso específico por inmersión en agua

Muestra	1	2	3
<b>Peso de la muestra (g)</b>	99.80	99.32	221.20
<b>Peso de la muestra + parafina(g)</b>	103.40	102.80	269.40
<b>Peso sumergido(g)</b>	35.40	37.20	77.10
<b>Tara (g)</b>	122.00	117.70	134.90
<b>Tara + suelo húmedo (g)</b>	194.20	188.60	236.50
<b>Tara + suelo seco (g)</b>	175.80	170.00	210.00
<b>Peso suelo húmedo (g)</b>	72.2	70.9	101.6
<b>Peso suelo seco (g)</b>	53.8	52.3	75.1
<b>Contenido de humedad (%)</b>	34.20%	35.56%	35.29%
<b>Peso de la parafina(g)</b>	3.60	3.48	48.20
<b>Peso específico de la parafina (g/cm<sup>3</sup>)</b>	0.96	0.96	0.96
<b>Volumen de parafina(cm<sup>3</sup>)</b>	3.75	3.63	50.21
<b>Volumen de la muestra(cm<sup>3</sup>)</b>	67.08	64.71	150.10
<b>Peso específico de la muestra, <math>\gamma_m</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1.49	1.53	1.47
<b>Peso específico promedio de la muestra, (g/cm<sup>3</sup>)</b>			1.50
<b>Peso específico seco de la muestra, <math>\gamma_d</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1.11	1.13	1.09
<b>Peso específico seco promedio de la muestra, (g/cm<sup>3</sup>)</b>			1.11

Tabla 65 Resultados de la calibración del matraz con agua destilada

N° de prueba	Temperatura (°C)	Peso del matraz (g)	Peso del matraz + agua (g)	Peso del agua (g)
1	22	201.90	699.30	497.40
2	23	201.90	698.70	496.80
3	24	201.90	698.40	496.50
4	25	201.90	698.00	496.10
5	30	201.90	697.40	495.50
6	35	201.90	696.90	495.00
7	40	201.90	696.10	494.20
8	45	201.90	695.60	493.70
9	50	201.90	694.50	492.60

En la figura 83 se aprecia la curva de calibración del matraz, del ensaye de peso específico por inmersión en agua.

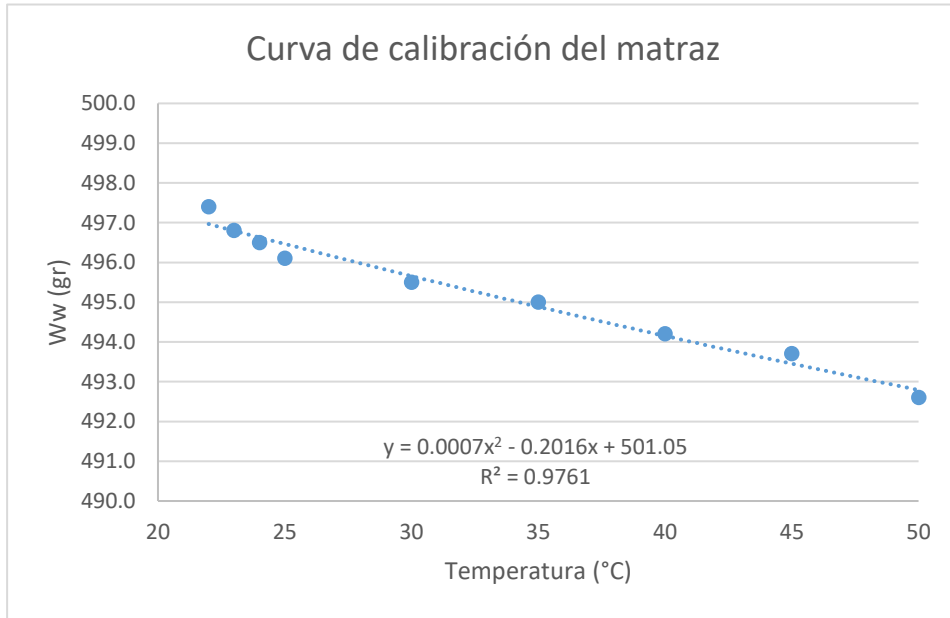


Figura 83 Curva de calibración del matraz

En la tabla 66 se presentan los resultados de los ensayos correspondientes al peso específico relativo de los sólidos.

Tabla 66 Cálculo del peso específico relativo de los sólidos

Peso del matraz + agua + muestra a T °C (g)	Temperatura (°C)	Peso del agua a T °C (g)	Peso del matraz + agua a T °C (g)	Peso específico relativo de sólidos (Ss)
720.10	22.00	496.95	689.75	2.54
719.60	23.00	496.78	689.58	2.50
719.40	24.00	496.61	689.41	2.50
718.60	25.00	496.45	689.25	2.42
718.20	30.00	495.63	688.43	2.47
717.70	35.00	494.85	687.65	2.51
716.70	40.00	494.11	686.91	2.47
715.80	45.00	493.40	686.20	2.45
715.30	50.00	492.72	685.52	2.47
<b>Promedio=</b>				<b>2.48</b>

## 10.9 Prueba Proctor estándar

En las tablas 67 y 68 se presentan los datos y cálculos de la prueba Proctor estándar.

Tabla 67 Datos del molde Proctor

Datos del molde	
Peso molde (g)	3880
Volumen molde (cm <sup>3</sup> )	895.92
Altura molde (cm)	11.18
Diámetro molde (cm)	10.10

Tabla 68 Cálculo del contenido de agua, peso volumétrico húmedo y peso volumétrico seco

Proctor estándar										
N°	Peso tara (g)	Peso del suelo húmedo + tara (g)	Peso del suelo seco + tara (g)	Peso del suelo húmedo (g)	Peso del suelo seco (g)	Contenido de agua (%)	Peso del suelo húmedo + molde (g)	Peso del suelo húmedo - molde (g)	Peso volumétrico húmedo, $\gamma_m$ (cm <sup>3</sup> )	Peso volumétrico seco, $\gamma_d$ (cm <sup>3</sup> )
1	125.60	206.50	190.20	80.90	64.60	25.23%	5270	1390	1.55	1.239
2	125.60	210.90	191.80	85.30	66.20	28.85%	5330	1450	1.62	1.256
3	117.60	209.70	186.10	92.10	68.50	34.45%	5370	1490	1.66	1.237
4	118.30	210.60	183.40	92.30	65.10	41.78%	5440	1560	1.74	1.228
5	125.10	227.20	195.40	102.10	70.30	45.23%	5470	1590	1.77	1.222

## 10.10 Peso volumétrico seco compacto del agregado grueso

En las tablas 69 y 70 se indican los datos y resultados del ensaye de peso volumétrico seco compacto del agregado grueso.

Tabla 69 Datos del molde para obtener el peso volumétrico seco compacto del agregado grueso

Datos del molde	
Diámetro promedio del molde (cm)	10.099
Altura promedio del molde (cm)	18.003
Peso del molde (kg)	5.12
Volumen (m <sup>3</sup> )	0.00144

Tabla 70 Resultados de los ensayos para obtener el peso volumétrico seco compacto del agregado grueso

N° de muestra	1	2	3
Peso molde + grava (kg)	7.40	7.42	7.41
Peso grava (kg)	2.28	2.30	2.29
Peso promedio de la grava (kg)	2.29		

### 10.11 Densidad y absorción de la grava

En la tabla 71 se presentan los resultados de la prueba de densidad y absorción de la grava.

Tabla 71 Resultados de la prueba de densidad y absorción de la grava

Parámetro	Valor
Tara (g)	434.9
Canasta (g)	642.2
Tara + suelo seco (g)	1115.3
Tara + suelo superficialmente seco (g)	1129.5
Suelo sumergido + canasta (g)	1080.1
Suelo superficialmente seco (g)	694.6
Suelo sumergido (g)	437.9
Suelo seco (g)	680.4
Volumen desalojado (cm <sup>3</sup> )	256.7
Volumen absorbido (cm <sup>3</sup> )	14.2

### 10.12 Prueba de expansión

En las tablas 72 a 76 se presentan los resultados detallados de las pruebas de expansión, del suelo natural.

Además, en las tablas 77 a 82 se indican los resultados obtenidos de las pruebas de expansión, con la incorporación de las estructuras pétreas porosas.

### 10.12.1 Prueba de expansión inalterada (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 72 Resultados de la prueba de expansión inalterada (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

Datos del anillo	
Diámetro (cm)	7.993
Altura (cm)	2.041
Área (cm <sup>2</sup> )	50.18
Volumen (cm <sup>3</sup> )	102.40
Peso del anillo (g)	161.10
Peso anillo + material (g)	325.20

Datos del anillo y suelo	
Peso material (g)	164.10
Anillo + suelo húmedo (g)	334.70
Anillo + suelo seco (g)	284.60
Suelo húmedo (g)	173.60
Suelo seco (g)	123.50
Contenido de agua inicial	32.87%
Contenido de agua final	40.57%
$\gamma_m$ (T/m <sup>3</sup> )	1.5
Ss	2.48

Datos de extracción de la muestra	
Profundidad (m)	2.2

Cargas aplicadas	
Carga de sitio (T/m <sup>2</sup> )	3.3
Sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	1.5
Carga de sitio + sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	4.8

Norma de referencia	
ASTM D 2435-96	

Constante de consolidómetro	
Constante de consolidómetro	10.00

Deformación (mm)	
Deformación (mm)	0.01

Datos de la muestra	
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.206
$\gamma_m$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.602
$V_s$ (cm <sup>3</sup> )	49.75
$H_s$ (cm)	0.991

Altura inicial del agua (cm)	
Altura inicial del agua (cm)	0.81

Altura final del agua (cm)	
Altura final del agua (cm)	1.00

Grado de saturación inicial (%)	
Grado de saturación inicial (%)	77.11%

Grado de saturación final (%)	
Grado de saturación final (%)	95.15%

% Expansión	
% Expansión	1.81

Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )	
Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )	17.96

Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0.00	300	0	2.0407	1.05841
2408.72	271.5	0.285	2.0122	1.02967
Saturación	308	-0.08	2.0487	1.06648
204.40	307.5	-0.075	2.0482	1.06598
408.80	306	-0.06	2.0467	1.06447
817.60	302.8	-0.028	2.0435	1.06124
1635.20	294	0.06	2.0347	1.05236
3270.40	272.9	0.271	2.0136	1.03108
6540.8	218	0.82	1.9587	0.97570
13081.6	133	1.67	1.8737	0.88996
6540.8	146.5	1.535	1.8872	0.90358
3270.40	160.1	1.399	1.9008	0.91730
1635.20	171.2	1.288	1.9119	0.92849
817.60	179.8	1.202	1.9205	0.93717
408.80	185	1.15	1.9257	0.94241
204.40	188.2	1.118	1.9289	0.94564
2408.72	190.5	1.095	1.9312	0.94796

### 10.12.2 Prueba de expansión remoldeada a humedad natural (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 73 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad natural (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

Datos del anillo		Norma de referencia	
Diámetro (cm)	7.687	ASTM D 2435-96	
Altura (cm)	2.005		
Área (cm <sup>2</sup> )	46.41		
Volumen (cm <sup>3</sup> )	93.03		
Peso del anillo (g)	100.90		
Peso anillo + material (g)	247.70		
Datos del anillo y suelo		Constante de consolidómetro	
Peso material (g)	146.80	10.00	
Anillo + suelo húmedo (g)	253.10	Deformación (mm)	
Anillo + suelo seco (g)	210.70	0.01	
Suelo húmedo (g)	152.20		
Suelo seco (g)	109.80	Datos de la muestra	
Contenido de agua inicial	33.70%	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.180
Contenido de agua final	38.62%	$\gamma_m$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.578
$\gamma_m$ (T/m <sup>3</sup> )	1.5	$V_s$ (cm <sup>3</sup> )	44.23
Ss	2.48	$H_s$ (cm)	0.953
Datos de extracción de la muestra		Altura inicial del agua (cm)	
Profundidad (m)	2.2	0.80	
Cargas aplicadas		Altura final del agua (cm)	
Carga de sitio (T/m <sup>2</sup> )	3.3	0.91	
Sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	1.5	Grado de saturación inicial (%)	
Carga de sitio + sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	4.8	75.83%	
		Grado de saturación final (%)	
		86.89%	
		% Expansión	
		2.32	
		Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )	
		22.97	

Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0.00	400	0	2.0047	1.10323
2227.45	381	0.19	1.9857	1.08330
Saturación	426	-0.26	2.0307	1.13051
205.80	427	-0.27	2.0317	1.13156
411.60	426	-0.26	2.0307	1.13051
823.20	423.1	-0.231	2.0278	1.12747
1646.40	416	-0.16	2.0207	1.12002
3292.80	398	0.02	2.0027	1.10114
6585.6	344	0.56	1.9487	1.04448
13171.2	233	1.67	1.8377	0.92802
26342.4	183	3.17	1.6877	0.77065
13171.20	195.5	3.045	1.7002	0.78376
6585.60	212	2.88	1.7167	0.80107
3292.80	227.5	2.725	1.7322	0.81734
1646.40	239.1	2.609	1.7438	0.82951
823.20	247.9	2.521	1.7526	0.83874
411.60	253.5	2.465	1.7582	0.84461
205.80	257	2.43	1.7582	0.84461
2227.45	259.5	2.405	1.7642	0.85091

### 10.12.3 Prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 74 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

Datos del anillo		Norma de referencia	
Diámetro (cm)	7.993	ASTM D 2435-96	
Altura (cm)	2.041		
Área (cm <sup>2</sup> )	50.18		
Volumen (cm <sup>3</sup> )	102.40		
Peso del anillo (g)	161.10		
Peso anillo + material (g)	303.40		
Datos del anillo y suelo		Constante de consolidómetro	
Peso material (g)	142.30	10.00	
Anillo + suelo húmedo (g)	322.90	Deformación (mm)	
Anillo + suelo seco (g)	276.50	0.01	
Suelo húmedo (g)	161.80	Datos de la muestra	
Suelo seco (g)	115.40	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.127
Contenido de agua inicial	23.31%	$\gamma_m$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.390
Contenido de agua final	40.21%	$V_s$ (cm <sup>3</sup> )	46.49
$\gamma_m$ (T/m <sup>3</sup> )	1.5	$H_s$ (cm)	0.926
Ss	2.48	Altura inicial del agua (cm)	
		0.54	
		Altura final del agua (cm)	
		0.92	
Datos de extracción de la muestra		Grado de saturación inicial (%)	
Profundidad (m)	2.2	48.11%	
		Grado de saturación final (%)	
		82.98%	
Cargas aplicadas		% Expansión	
Carga de sitio (T/m <sup>2</sup> )	3.3	3.44	
Sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	1.5	Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )	
Carga de sitio + sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	4.8	14.23	

Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0.00	400	0	2.0407	1.20290
2408.72	351	0.49	1.9917	1.15000
Saturación	418.9	-0.189	2.0596	1.22330
204.40	419.5	-0.195	2.0602	1.22395
408.80	418.5	-0.185	2.0592	1.22287
817.60	413.2	-0.132	2.0539	1.21714
1635.20	390	0.1	2.0307	1.19210
3270.40	317.5	0.825	1.9582	1.11384
6540.8	226.9	1.731	1.8676	1.01603
13081.6	107	2.93	1.7477	0.88660
6540.8	119	2.81	1.7597	0.89956
3270.40	132	2.68	1.7727	0.91359
1635.20	144	2.56	1.7847	0.92654
817.60	152	2.48	1.7927	0.93518
408.80	157.9	2.421	1.7986	0.94155
204.40	160.1	2.399	1.8008	0.94392
2408.72	162.1	2.379	1.8028	0.94608



### 10.12.4 Prueba de expansión remoldeada a humedad natural (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 75 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad natural (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Datos del anillo		Norma de referencia	
Diámetro (cm)	7.993	ASTM D 2435-96	
Altura (cm)	2.041		
Área (cm <sup>2</sup> )	50.18		
Volumen (cm <sup>3</sup> )	102.40		
Peso del anillo (g)	161.10		
Peso anillo + material (g)	322.10		
Datos del anillo y suelo		Constante de consolidómetro	
Peso material (g)	161.00	10.00	
Anillo + suelo húmedo (g)	327.60	Deformación (mm)	
Anillo + suelo seco (g)	280.40	0.01	
Suelo húmedo (g)	166.50		
Suelo seco (g)	119.30	Datos de la muestra	
Contenido de agua inicial	34.95%	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.165
Contenido de agua final	39.56%	$\gamma_m$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.572
$\gamma_m$ (T/m <sup>3</sup> )	1.5	$V_s$ (cm <sup>3</sup> )	48.06
Ss	2.48	$H_s$ (cm)	0.958
Datos de extracción de la muestra		Altura inicial del agua (cm)	
Profundidad (m)	2.2	0.83	
Cargas aplicadas		Altura final del agua (cm)	
Carga de sitio (T/m <sup>2</sup> )	0.75	0.94	
Sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	1.5	Grado de saturación inicial (%)	
Carga de sitio + sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	2.25	76.73%	
		Grado de saturación final (%)	
		86.85%	
		% Expansión	
		3.33	
		Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )	
		20.51	

Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0.00	400	0	2.0407	1.13088
1129.09	372	0.28	2.0127	1.10164
Saturación	437.1	-0.371	2.0778	1.16962
203.00	439	-0.39	2.0797	1.17161
406.00	438.2	-0.382	2.0789	1.17077
812.00	435.2	-0.352	2.0759	1.16764
1624.00	426	-0.26	2.0667	1.15803
3248.00	400.1	-0.001	2.0408	1.13099
6496	343	0.57	1.9837	1.07136
12992	278	1.22	1.9187	1.00349
25984	164	2.36	1.8047	0.88445
12992.00	174.5	2.255	1.8152	0.89541
6496.00	194	2.06	1.8347	0.91577
3248.00	213	1.87	1.8537	0.93561
1624.00	229.5	1.705	1.8702	0.95284
812.00	242	1.58	1.8827	0.96590
406.00	250	1.5	1.8907	0.97425
203.00	252	1.48	1.8907	0.97425
1129.09	254	1.46	1.8947	0.97843

### 10.12.5 Prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 76 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Datos del anillo	
Diámetro (cm)	7.494
Altura (cm)	1.938
Área (cm <sup>2</sup> )	44.11
Volumen (cm <sup>3</sup> )	85.47
Peso del anillo (g)	258.50
Peso anillo + material (g)	378.60

Datos del anillo y suelo	
Peso material (g)	120.10
Anillo + suelo húmedo (g)	395.10
Anillo + suelo seco (g)	356.20
Suelo húmedo (g)	136.60
Suelo seco (g)	97.70
Contenido de agua inicial	22.93%
Contenido de agua final	39.82%
$\gamma_m$ (T/m <sup>3</sup> )	1.5
S <sub>s</sub>	2.48

Datos de extracción de la muestra	
Profundidad (m)	2.2

Cargas aplicadas	
Carga de sitio (T/m <sup>2</sup> )	0.75
Sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	1.5
Carga de sitio + sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	2.25

Norma de referencia	
ASTM D 2435-96	

Constante de consolidómetro	
10.00	

Deformación (mm)	
0.01	

Datos de la muestra	
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.143
$\gamma_m$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.405
V <sub>s</sub> (cm <sup>3</sup> )	39.36
H <sub>s</sub> (cm)	0.892

Altura inicial del agua (cm)	
0.51	

Altura final del agua (cm)	
0.88	

Grado de saturación inicial (%)	
48.58%	

Grado de saturación final (%)	
84.36%	

% Expansión	
6.40	

Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )	
26.46	

Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0.00	400	0	1.9377	1.17162
992.43	383.5	0.165	1.9212	1.15313
Saturación	500.5	-1.005	2.0382	1.28425
203.00	506.5	-1.065	2.0442	1.29098
406.00	506.1	-1.061	2.0438	1.29053
812.00	504.5	-1.045	2.0422	1.28874
1624.00	498	-0.98	2.0357	1.28145
3248.00	459.9	-0.599	1.9976	1.23875
6496	347	0.53	1.8847	1.11222
12992	227.5	1.725	1.7652	0.97829
25984	118	2.82	1.6557	0.85557
12992.00	134	2.66	1.6717	0.87350
6496.00	150	2.5	1.6877	0.89143
3248.00	167	2.33	1.7047	0.91049
1624.00	181.5	2.185	1.7192	0.92674
812.00	193	2.07	1.7307	0.93963
406.00	199	2.01	1.7367	0.94635
203.00	202	1.98	1.7367	0.94635
992.43	204	1.96	1.7417	0.95195

### 10.12.6 Prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreo de 5 mm de altura (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 77 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreo de 5 mm de altura (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

Datos del anillo		Norma de referencia	
Diámetro (cm)	7.494	ASTM D 2435-96	
Altura (cm)	1.938		
Área (cm <sup>2</sup> )	44.11		
Volumen (cm <sup>3</sup> )	85.47		
Peso del anillo (g)	258.50		
Peso anillo + material (g)	348.80		
Datos del anillo y suelo		Constante de consolidómetro 10.00	
Peso material (g)	90.30	Deformación (mm) 0.01	
Anillo + suelo húmedo (g)	368.20	Datos de la muestra	
Anillo + suelo seco (g)	331.40	γ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> ) 0.853	
Suelo húmedo (g)	109.70	γ <sub>m</sub> (g/cm <sup>3</sup> ) 1.057	
Suelo seco (g)	72.90	V <sub>s</sub> (cm <sup>3</sup> ) 29.37	
Contenido de agua inicial	23.87%	H <sub>s</sub> (cm) 0.666	
Contenido de agua final	50.48%	Altura inicial del agua (cm) 0.39	
γ <sub>m</sub> (T/m <sup>3</sup> )	1.5	Altura final del agua (cm) 0.83	
S <sub>s</sub>	2.48	Grado de saturación inicial (%) 31.02%	
Datos de extracción de la muestra		Grado de saturación final (%) 65.60%	
Profundidad (m)	2.2	% Expansión	
Cargas aplicadas		0.78	
Carga de sitio (T/m <sup>2</sup> )	3.3	Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )	
Sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	1.5	11.48	
Carga de sitio + sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	4.8		

Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0.00	200	0	1.9377	0.97549
2151.68	184.1	0.159	1.9218	0.95928
Saturación	198.5	0.015	1.9362	0.97396
200.20	199	0.01	1.9367	0.97447
400.40	198	0.02	1.9357	0.97345
800.80	193	0.07	1.9307	0.96835
1601.60	182.2	0.178	1.9199	0.95734
3203.20	96.5	1.035	1.8342	0.86997
1601.60	100.2	0.998	1.8379	0.87374
800.80	104	0.96	1.8417	0.87761
400.40	107.9	0.921	1.8456	0.88159
200.20	109.9	0.901	1.8476	0.88363
2151.68	111	0.89	1.8487	0.88475

### 10.12.7 Prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétre de 7 mm de altura (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 78 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétre de 7 mm de altura (Carga 4.8 T/m<sup>2</sup>)

Datos del anillo	
Diámetro (cm)	7.685
Altura (cm)	1.972
Área (cm <sup>2</sup> )	46.39
Volumen (cm <sup>3</sup> )	91.48
Peso del anillo (g)	101.30
Peso anillo + material (g)	193.30

Datos del anillo y suelo	
Peso material (g)	92.00
Anillo + suelo húmedo (g)	215.10
Anillo + suelo seco (g)	175.50
Suelo húmedo (g)	113.80
Suelo seco (g)	74.20
Contenido de agua inicial	23.99%
Contenido de agua final	53.37%
$\gamma_m$ (T/m <sup>3</sup> )	1.5
Ss	2.48

Datos de extracción de la muestra	
Profundidad (m)	2.2

Cargas aplicadas	
Carga de sitio (T/m <sup>2</sup> )	3.3
Sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	1.5
Carga de sitio + sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	4.8

Norma de referencia	
ASTM D 2435-96	

Constante de consolidómetro	
Constante de consolidómetro	10.00

Deformación (mm)	
Deformación (mm)	0.01

Datos de la muestra	
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	0.811
$\gamma_m$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.006
$V_s$ (cm <sup>3</sup> )	29.89
$H_s$ (cm)	0.644

Altura inicial del agua (cm)	
Altura inicial del agua (cm)	0.38

Altura final del agua (cm)	
Altura final del agua (cm)	0.85

Grado de saturación inicial (%)	
Grado de saturación inicial (%)	28.90%

Grado de saturación final (%)	
Grado de saturación final (%)	64.30%

% Expansión	
% Expansión	0.53

Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )	
Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )	12.64

Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0.00	200	0	1.9720	0.70490
2285.67	192	0.08	1.9640	0.69799
Saturación	202	-0.02	1.9740	0.70663
200.20	202.5	-0.025	1.9745	0.70707
400.40	202.1	-0.021	1.9741	0.70672
800.80	200.5	-0.005	1.9725	0.70534
1601.60	195	0.05	1.9670	0.70058
3203.20	180	0.2	1.9520	0.68761
1601.60	182	0.18	1.9540	0.68934
800.80	183.2	0.168	1.9552	0.69038
400.40	184.6	0.154	1.9566	0.69159
200.20	185.9	0.141	1.9579	0.69271
2285.67	186.1	0.139	1.9581	0.69289

### 10.12.8 Prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreo de 5 mm de altura (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 79 Resultados de la prueba de expansión remoldeada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreo de 5 mm de altura (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Datos del anillo	
Diámetro (cm)	7.685
Altura (cm)	1.972
Área (cm <sup>2</sup> )	46.39
Volumen (cm <sup>3</sup> )	91.48
Peso del anillo (g)	100.60
Peso anillo + material (g)	202.60

Datos del anillo y suelo	
Peso material (g)	102.00
Anillo + suelo húmedo (g)	228.50
Anillo + suelo seco (g)	182.90
Suelo húmedo (g)	127.90
Suelo seco (g)	82.30
Contenido de agua inicial	23.94%
Contenido de agua final	55.41%
$\gamma_m$ (T/m <sup>3</sup> )	1.5
Ss	2.48

Datos de extracción de la muestra	
Profundidad (m)	2.2

Cargas aplicadas	
Carga de sitio (T/m <sup>2</sup> )	0.75
Sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	1.5
Carga de sitio + sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	2.25

Norma de referencia	
ASTM D 2435-96	

Constante de consolidómetro	
Constante de consolidómetro	10.00

Deformación (mm)	
Deformación (mm)	0.01

Datos de la muestra	
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	0.900
$\gamma_m$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.115
$V_s$ (cm <sup>3</sup> )	33.15
$H_s$ (cm)	0.715

Altura inicial del agua (cm)	
Altura inicial del agua (cm)	0.42

Altura final del agua (cm)	
Altura final del agua (cm)	0.98

Grado de saturación inicial (%)	
Grado de saturación inicial (%)	33.78%

Grado de saturación final (%)	
Grado de saturación final (%)	78.18%

% Expansión	
% Expansión	0.89

Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )	
Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )	8.75

Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0.00	200	0	1.9720	0.75362
1090.95	196	0.04	1.9680	0.75006
Saturación	211	-0.11	1.9830	0.76340
200.20	213.5	-0.135	1.9855	0.76562
400.40	211.8	-0.118	1.9838	0.76411
800.80	206	-0.06	1.9780	0.75895
1601.60	196	0.04	1.9680	0.75006
3203.20	186	0.14	1.9580	0.74117
1601.60	188	0.12	1.9600	0.74294
800.80	190.5	0.095	1.9625	0.74517
400.40	194.8	0.052	1.9668	0.74899
200.20	198	0.02	1.9700	0.75184
1090.95	200.5	0.005	1.9715	0.75317

### 10.12.9 Prueba de expansión remodelada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreo de 7 mm de altura (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 80 Resultados de la prueba de expansión remodelada a humedad 5% por debajo de la óptima con estructura pétreo de 7 mm de altura (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Datos del anillo	
Diámetro (cm)	7.687
Altura (cm)	2.005
Área (cm <sup>2</sup> )	46.41
Volumen (cm <sup>3</sup> )	93.03
Peso del anillo (g)	100.90
Peso anillo + material (g)	189.50

Datos del anillo y suelo	
Peso material (g)	88.60
Anillo + suelo húmedo (g)	211.90
Anillo + suelo seco (g)	172.40
Suelo húmedo (g)	111.00
Suelo seco (g)	71.50
Contenido de agua inicial	23.92%
Contenido de agua final	55.24%
$\gamma_m$ (T/m <sup>3</sup> )	1.5
Ss	2.48

Datos de extracción de la muestra	
Profundidad (m)	2.2

Cargas aplicadas	
Carga de sitio (T/m <sup>2</sup> )	0.75
Sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	1.5
Carga de sitio + sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	2.25

Norma de referencia	
ASTM D 2435-96	

Constante de consolidómetro	
Constante de consolidómetro	10.00

Deformación (mm)	
Deformación (mm)	0.01

Datos de la muestra	
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	0.769
$\gamma_m$ (g/cm <sup>3</sup> )	0.952
$V_s$ (cm <sup>3</sup> )	28.80
$H_s$ (cm)	0.621

Altura inicial del agua (cm)	
Altura inicial del agua (cm)	0.37

Altura final del agua (cm)	
Altura final del agua (cm)	0.85

Grado de saturación inicial (%)	
Grado de saturación inicial (%)	26.63%

Grado de saturación final (%)	
Grado de saturación final (%)	61.50%

% Expansión	
% Expansión	1.93

Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )	
Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )	8.97

Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0.00	200	0	2.0047	0.83573
1098.42	189.5	0.105	1.9942	0.82612
Saturación	225.9	-0.259	2.0306	0.85945
207.20	228	-0.28	2.0327	0.86137
414.40	226.5	-0.265	2.0312	0.86000
828.80	219.8	-0.198	2.0245	0.85386
1657.60	189	0.11	1.9937	0.82566
3315.20	140	0.6	1.9447	0.78079
1657.60	144	0.56	1.9487	0.78445
828.80	151	0.49	1.9557	0.79086
414.40	156	0.44	1.9607	0.79544
207.20	160	0.4	1.9647	0.79910
1098.42	162.5	0.375	1.9672	0.80139

### 10.12.10 Prueba de expansión remodelada a humedad natural con estructura pétre de 5 mm de altura (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 81 Resultados de la prueba de expansión remodelada a humedad natural con estructura pétre de 5 mm de altura (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Datos del anillo	
Diámetro (cm)	7.685
Altura (cm)	1.972
Área (cm <sup>2</sup> )	46.39
Volumen (cm <sup>3</sup> )	91.48
Peso del anillo (g)	101.30
Peso anillo + material (g)	197.90

Datos del anillo y suelo	
Peso material (g)	96.60
Anillo + suelo húmedo (g)	213.80
Anillo + suelo seco (g)	173.00
Suelo húmedo (g)	112.50
Suelo seco (g)	71.70
Contenido de agua inicial	34.73%
Contenido de agua final	56.90%
$\gamma_m$ (T/m <sup>3</sup> )	1.5
S <sub>s</sub>	2.48

Datos de extracción de la muestra	
Profundidad (m)	2.2

Cargas aplicadas	
Carga de sitio (T/m <sup>2</sup> )	0.75
Sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	1.5
Carga de sitio + sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	2.25

Norma de referencia	
ASTM D 2435-96	

Constante de consolidómetro	
10.00	

Deformación (mm)	
0.01	

Datos de la muestra	
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	0.784
$\gamma_m$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.056
V <sub>s</sub> (cm <sup>3</sup> )	28.88
H <sub>s</sub> (cm)	0.623

Altura inicial del agua (cm)	
0.54	

Altura final del agua (cm)	
0.88	

Grado de saturación inicial (%)	
39.78%	

Grado de saturación final (%)	
65.18%	

% Expansión	
0.86	

Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )	
8.24	

Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0.00	200	0	1.9720	0.82551
1096.45	195	0.05	1.9670	0.82088
Saturación	211	-0.11	1.9830	0.83569
200.20	212	-0.12	1.9840	0.83662
400.40	212	-0.12	1.9840	0.83662
800.80	208.1	-0.081	1.9801	0.83301
1601.60	192	0.08	1.9640	0.81810
3203.20	159	0.41	1.9310	0.78755
1601.60	162.5	0.375	1.9345	0.79079
800.80	168	0.32	1.9400	0.79589
400.40	172.1	0.279	1.9441	0.79968
200.20	177	0.23	1.9490	0.80422
1096.45	179	0.21	1.9510	0.80607

### 10.12.11 Prueba de expansión remodelada a humedad natural con estructura pétre de 7 mm de altura (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Tabla 82 Resultados de la prueba de expansión remodelada a humedad natural con estructura pétre de 7 mm de altura (Carga 2.25 T/m<sup>2</sup>)

Datos del anillo	
Diámetro (cm)	7.993
Altura (cm)	2.041
Área (cm <sup>2</sup> )	50.18
Volumen (cm <sup>3</sup> )	102.40
Peso del anillo (g)	161.10
Peso anillo + material (g)	264.00

Datos del anillo y suelo	
Peso material (g)	102.90
Anillo + suelo húmedo (g)	281.00
Anillo + suelo seco (g)	237.50
Suelo húmedo (g)	119.90
Suelo seco (g)	76.40
Contenido de agua inicial	34.69%
Contenido de agua final	56.94%
$\gamma_m$ (T/m <sup>3</sup> )	1.5
Ss	2.48

Datos de extracción de la muestra	
Profundidad (m)	2.2

Cargas aplicadas	
Carga de sitio (T/m <sup>2</sup> )	0.75
Sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	1.5
Carga de sitio + sobrecarga (T/m <sup>2</sup> )	2.25

Norma de referencia	
ASTM D 2435-96	

Constante de consolidómetro	
Constante de consolidómetro	10.00

Deformación (mm)	
Deformación (mm)	0.01

Datos de la muestra	
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	0.746
$\gamma_m$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.005
$V_s$ (cm <sup>3</sup> )	30.78
$H_s$ (cm)	0.613

Altura inicial del agua (cm)	
Altura inicial del agua (cm)	0.53

Altura final del agua (cm)	
Altura final del agua (cm)	0.87

Grado de saturación inicial (%)	
Grado de saturación inicial (%)	37.00%

Grado de saturación final (%)	
Grado de saturación final (%)	60.73%

% Expansión	
% Expansión	0.69

Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )	
Presión de expansión (T/m <sup>2</sup> )	10.77

Incrementos de presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura del micrómetro	Deformación (mm)	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0.00	200	0	2.0407	0.81193
1192.99	194	0.06	2.0347	0.80661
Saturación	206.1	-0.061	2.0468	0.81735
207.20	208	-0.08	2.0487	0.81904
414.40	207.5	-0.075	2.0482	0.81859
828.80	205.8	-0.058	2.0465	0.81708
1657.60	199	0.01	2.0397	0.81104
3315.20	185	0.15	2.0257	0.79861
1657.60	186	0.14	2.0267	0.79950
828.80	188	0.12	2.0287	0.80128
414.40	189.5	0.105	2.0302	0.80261
207.20	190.9	0.091	2.0316	0.80385
1192.99	191.2	0.088	2.0319	0.80412