



Ingeniería, investigación y tecnología

ISSN: 1405-7743

Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería

González-Rufino, José Luis; Chávez-Alegría, Omar
Evaluación de la expansión en suelos presaturados
Ingeniería, investigación y tecnología, vol. XXII, núm. 4, e1883, 2021, Octubre-Diciembre
Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería

DOI: <https://doi.org/10.14482/INDES.30.1.303.661>

Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=40471804008>

- Cómo citar el artículo
- Número completo
- Más información del artículo
- Página de la revista en redalyc.org

UNAM  redalyc.org

Sistema de Información Científica Redalyc
Red de Revistas Científicas de América Latina y el Caribe, España y Portugal
Proyecto académico sin fines de lucro, desarrollado bajo la iniciativa de acceso abierto



Evaluación de la expansión en suelos presaturados

Expansion evaluation of presaturated soils

Gonzáles-Rufino José Luis

Universidad Autónoma de Querétaro

Facultad de Ingeniería

División de Posgrado

E-mail: joseluis5.1495@gmail.com

<https://orcid.org/0000-0003-4256-1757>

Chávez-Alegría Omar

Universidad Autónoma de Querétaro

Facultad de Ingeniería

División de Posgrado

E-mail: omar.chavez@uaq.mx

<https://orcid.org/0000-0003-4474-0206>

Resumen

Los suelos expansivos causan daños considerables a estructuras y pavimentos. Para solucionarlo, se puede sustituir todo el material o estabilizarlo con aditivos como cal, cemento, ceniza volante, entre otros (Rosales, 2014). En varios casos, estos procesos son costosos y requieren que el material sea homogeneizado y estabilizado correctamente (González *et al.*, 2017). Obedeciendo esta problemática, en esta investigación se simuló el comportamiento que tendrán dos suelos arcillosos, al incitar su expansión en laboratorio. Para cuantificar este efecto en la estabilización de suelos expansivos se realizaron pruebas de expansión unidimensional con edómetro; expansión libre y expansión con una sobrecarga de 20 kPa, para dos suelos compactados (Proctor estándar, energía de 600 kN•m/m³), muestreados en el municipio de Pedro Escobedo y la zona de Juriquilla del estado de Querétaro. A estos se les determinó la deformación vertical hasta finalizar la expansión primaria con una variación en el grado de saturación inicial de 60.0 % a 91.5 %. Análogamente se realizaron ensayos triaxiales (UU) para analizar el efecto de dicha variación en los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante. Se observó que el incremento del grado de saturación inicial redujo la deformación por expansión final, causó que el ángulo de fricción interna disminuyera y que el valor de cohesión se mantuviera constante. Los resultados se evaluaron mediante el coeficiente de regresión lineal, valorando la correlación que existe entre dos variables, interpretando la eficiencia de la recta de mínimos cuadrados propuesta por Gorgas *et al.* (2011). El coeficiente de regresión lineal fue de 0.90 o mayor, en la mayoría de los casos. Este proceso se debe realizar, al igual que en laboratorio, de forma que se garantice una saturación por ascensión capilar, la cual lleva en campo un promedio de tres días, lo que hace viable el proceso.

Descriptores: Suelos expansivos, método de presaturación, resistencia al esfuerzo cortante.

Abstract

Expansive soils have caused considerable damage to structures and pavements. In order to solve this problem, total substitution of the expansive material or stabilization with additives like lime, cement, fly ash has been opted (Rosales, 2014). Nevertheless, these methods are expensive and require the material to be homogenized and stabilized in a correctly manner (González *et al.*, 2017). To quantify the effect that the prewetting method has on expansive soils, onedimensional swell tests with consolidometer were made. Deformation for both, free swell and for an initial vertical pressure of 20 kPa was measured for compacted soils (Standard effort, 600 kN•m/m³), sampled from Pedro Escobedo and Juriquilla, state of Querétaro. The vertical deformation was determined at the end of the primary expansion for both soils, varying their grade of saturation from 60 % up to 91.5 %, depending on the material. Similarly, triaxial test (UU) were made to analyze the effect that such variation has on the shear strength parameters of each soil. From this, it was observed that the increments in the grade of saturation were followed by a reduction of both, deformation and the internal friction angle, cohesion values remain constant. Coefficient of determination was used to evaluate the results, assessing the correlation between two variables and interpreting the efficiency of the least squares adjustment (Gorgas *et al.*, 2011). Coefficients of determination equal or above 0.90 were obtained in the majority of cases. This process must be carried out in such a way that a saturation by capillary ascension is guaranteed, the time of the process of saturation commonly is of three days in the field. So it has viability.

Keywords: Expansive soils, presaturation method, shear strength parameters.

INTRODUCCIÓN

Estudiar el comportamiento de suelos expansivos ha sido objeto de innumerables investigaciones debido a su susceptibilidad al cambio de volumen. Estos cambios ocurren de forma periódica durante las estaciones del año (Yazdandoust & Yasrobi, 2010), en el suelo la contracción se presenta en la temporada de seca y su expansión en temporada de lluvia. La modificación del grado de saturación de un suelo parcialmente saturado resulta en un cambio en las propiedades de este. Arindam & Sabyasachi (2014) describieron los efectos negativos de un suelo expansivo y recomiendan técnicas para su estabilización como el mejoramiento por presaturación. El método de “presaturación” recibió atención por McDonald (1973), Poor (1978), Tucker & Poor (1978) y González *et al.* (2017), esta técnica consiste en inducir la expansión de un suelo mediante la adición de agua, en el área de interés se forma un estanque, el cual sirve para almacenar el agua que mantendrá sumergida la superficie que se utilizará para la construcción, presaturando el suelo e incitando una expansión inicial. McDonald (1973) analizó si era posible mantener el contenido de agua de materiales expansivos en varios tramos de prueba, utilizando geomembrana en la rasante y barreras verticales en ciertos cortes. Poor (1978) observó los efectos de la estabilización por “presaturación” y su combinación con barreras verticales en la segunda capa subrasante de un pavimento. McKinney *et al.* (1974) y Steinberg (1977) obtuvieron resultados positivos, donde se describe la efectividad de formar embalses de agua para reducir el potencial expansivo en suelos. Actualmente, el método de presaturación como técnica de mejoramiento de suelos es utilizado cuando los volúmenes de suelo a reemplazar son considerables, por lo que es importante predecir las deformaciones y otras características de un suelo expansivo estabilizado con este método, es necesario utilizar metodologías existentes para obtener una representación adecuada de su comportamiento.

DESARROLLO

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN SUELOS EXPANSIVOS

La resistencia al esfuerzo cortante de un suelo se ve altamente influenciada por sus condiciones de humedad (Bláhová *et al.*, 2013), esto contribuye a la pérdida de resistencia al esfuerzo cortante, lo cual se puede observar en la disminución de la estabilidad de un talud al ser expuesto a un incremento de contenido de agua (Ghosh, 2013). Hossne *et al.* (2012) encontraron que la

resistencia al esfuerzo cortante de un suelo se encontraba en su máximo antes de llegar al contenido de agua óptimo, en la Figura 1 se observa un contenido de agua de 10 % donde se encuentra la mayor resistencia al esfuerzo cortante. Por otra parte, Ghosh (2013) encontró que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo depende de su contenido de agua y de sus propiedades mineralógicas. En la Figura 2 se puede apreciar que, a bajos contenidos de agua, la resistencia al esfuerzo cortante es mayor y en la medida que se incrementa la humedad, la resistencia se reduce.

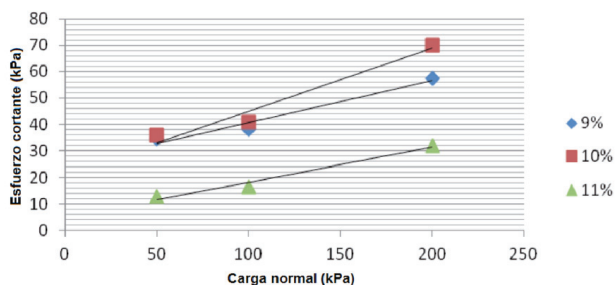


Figura 1. Resistencia al esfuerzo cortante vs humedad de un suelo (Hossne *et al.*, 2012)

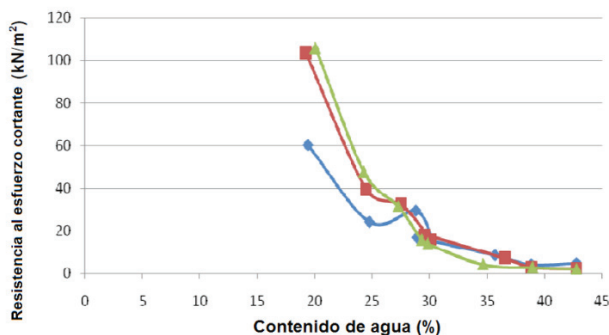


Figura 2. Relación entre resistencia al esfuerzo cortante y humedad de un suelo (Ghosh, 2013)

MEDICIÓN DE EXPANSIÓN MEDIANTE PRUEBAS DE EDÓMETRO

Las pruebas de consolidación unidimensional usadas con frecuencia para medir la expansión de un suelo se realizan por medio de un edómetro, sin embargo, la naturaleza del ensaye puede llevar a valores de expansión mayores a los medidos en campo. Brackley (1973) y Balu & Robinson (2009) realizaron pruebas de expansión libre para suelos con un límite líquido entre 70 % a 105 %, concluyendo que las deformaciones finales dependían del contenido de agua y relación de vacíos inicial. Además, encontraron que la expansión se reducía de manera significativa para un suelo compactado 4 % arriba de su humedad óptima.

Day (1992) encontró que, para diferentes muestras de arcilla compactada, la expansión secundaria terminaba al llegar a un grado de saturación de 87.9 % a 99.9 %. Concluyendo que la relación de vacíos inicial y la energía de compactación influyen en la presión de expansión del suelo. Por otro lado, Day (1994) concluye que una arcilla compactada arriba de la humedad óptima resulta en un porcentaje de expansión menor a una misma arcilla compactada con un contenido de agua menor al óptimo.

METODOLOGÍA PARA PREDECIR EL COMPORTAMIENTO DE UN SUELO EXPANSIVO

Marr *et al.* (2004) propusieron una metodología que depende de pruebas con equipo convencional y de la variación en el contenido de agua del suelo. Los datos de deformación se obtienen mediante ensayos de expansión unidimensional con el edómetro para predecir la deformación vertical en función del cambio en el contenido de agua para una expansión libre o con sobrecarga, determinando la deformación vertical del suelo a diferentes tiempos y contenidos de agua (Figura 3).

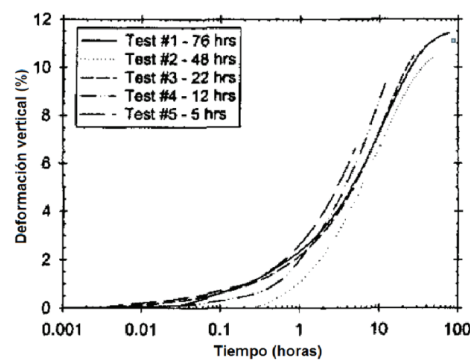


Figura 3. Pruebas de deformación vertical en función del tiempo de saturación (Marr *et al.*, 2004)

Los resultados también se pueden graficar en función de la relación de vacíos (Figuras 4 y 5).

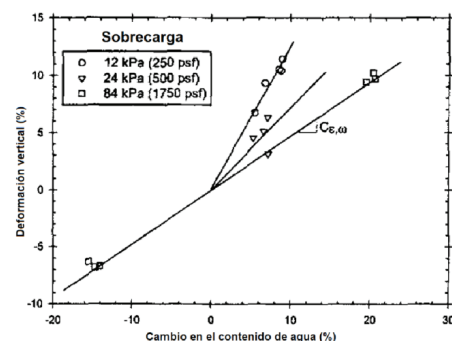


Figura 4. Comportamiento lineal de suelos con sobrecarga a diferentes contenidos de agua (Marr *et al.*, 2004)

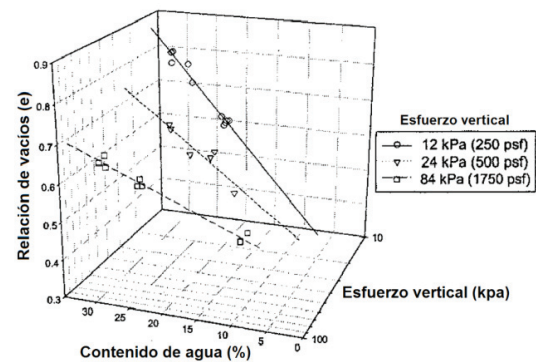


Figura 5. Resultados de expansión en función de la relación de vacíos de un suelo (Marr *et al.*, 2004)

El comportamiento observado en las figuras anteriores se puede representar de la siguiente manera:

$$\Delta H = H \Delta w * C_{\epsilon, w} / 100 \quad (1)$$

Donde:

ΔH = Deformación vertical
 H = Espesor de capa de suelo
 $C_{\epsilon, w}$ = Pendiente de la línea de hinchado
 Δw = Diferencial de humedad

COEFICIENTE DE REGRESIÓN LINEAL

Para esta investigación se evaluó la efectividad de la metodología por medio del coeficiente de regresión lineal, el cual cuantifica la proporción de variabilidad total entre la variable dependiente que es previsible de la variable independiente, además, interpreta la eficiencia de la recta de mínimos cuadrados propuesta a partir de dichas variables (Gorgas *et al.*, 2011) este se define de la siguiente forma:

$$R^2 = \frac{\sigma_{XY}^2}{\sigma_X^2 \sigma_Y^2} \quad (2)$$

Donde:

σ_{XY} = la covarianza de (X,Y)
 σ_X = la desviación típica de la variable X
 σ_Y = la desviación típica de la variable Y

Gutiérrez *et al.* (2014), señala que el coeficiente de regresión lineal o R^2 tiene un rango de 0 a 1, donde un $R^2 = 0$ significa que la variable dependiente no se puede predecir a partir de la variable independiente. $R^2 = 1$ significa que la variable dependiente es predecible sin error

alguno a partir de la variable independiente. Para valores entre 0 y 1, puede existir una correlación entre los datos, pero con un porcentaje de error.

TÉCNICAS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS, SUSTITUCIÓN

La sustitución consiste en intercambiar el suelo expansivo con material inerte o granular (Rosales, 2014). Esta técnica resulta viable en casos donde el volumen de suelo expansivo es pequeño. Hasan *et al.* (2015) mencionan las siguientes consideraciones en relación con esta técnica:

- La capa granular sirve como barrera contra la ascensión capilar del suelo.
- El costo de sustitución es menor que la estabilización química.
- El material sustituido compactado soportará cargas importantes.

Rosales (2014) menciona que en una sustitución se debe considerar el tipo de material de relleno, la extensión y profundidad a la que realizará la sustitución.

TÉCNICAS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS, ESTABILIZACIÓN QUÍMICA

Bhattacharja & Bhatt (2003) discutieron la estabilización de arcillas con cemento portland y limo hidratado. Los primeros medios para la estabilización y mejoramiento de suelos expansivos consistieron en una modificación química del material. Existen varios aditivos como cal, cemento o ceniza volante, que pueden añadirse al suelo para su estabilización. Estos resultan en un aumento de la resistencia, disminución del potencial expansivo y mejor manejabilidad del suelo (Petry & Little, 2002). La estabilización del suelo con cal disminuye el índice plástico y el límite de contracción de las arcillas (Kaur & Gurdeep, 2012; Singh *et al.*, 2013).

TÉCNICAS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS, COMPACTACIÓN

Juárez & Rico (1992) definen la compactación como el “mejoramiento artificial de las propiedades mecánicas de los suelos por medios mecánicos”, reduciendo la relación de vacíos e incrementando la resistencia de un suelo. En campo, la compactación de materiales friccionantes se realiza con métodos vibratorios, mientras que los suelos plásticos se compactan por medio de rodillos tipo “pata de cabra”.

TÉCNICAS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS, PRESATURACIÓN

Consiste en hidratar un suelo arcilloso con el fin de propiciar la expansión antes de la construcción de una estructura o pavimento (Wise & Hudson, 1971). Se asume que el alto contenido de agua se mantiene, por lo que no habrá un cambio considerable en el volumen del suelo, que afecte la estructura.

Felt (1953) reportó un incremento en la humedad de una arcilla fisurada durante un mes, estabilizada con el método de presaturación, encontrando que al inundar el suelo por 6 meses más, la expansión continuó. Blight & deWet (1965) lograron 90 % de la expansión estimada de una arcilla, saturándola durante dos meses, utilizando drenes verticales de arena para reducir el tiempo que tarda el agua en penetrar el suelo. Wise & Hudson (1971) subrayaron que el embalsado de agua se debe utilizar de manera limitada debido al costo y tiempo que el suelo tardaría en humedecer de manera aceptable y por la impermeabilidad del material arcilloso.

Teng *et al.* (1973) reportaron resultados positivos de un procedimiento de embalsado en un suelo arcilloso en Mississippi, el suelo se presaturó por 140 días, utilizando drenes de arena de 6 m de profundidad. Por otro lado, McDonald (1973) analizó si era posible mantener el contenido de agua de materiales expansivos en varios tramos de prueba, utilizando geomembrana en la rasante y barreras verticales en ciertos cortes, reportando buenos resultados.

Poor (1978) citado por Petry & Little (2002) analizó los efectos de la presaturación y barreras para estabilizar la subrasante de una losa, además, Tucker & Poor (1978) reportaron los factores que influenciaron la humedad en diferentes terraplenes. Dichos investigadores encontraron buenos resultados cuando la presaturación llegaba a contenidos de agua del 2 al 3 % arriba del límite plástico del suelo.

EQUIPO, MATERIALES, PROCEDIMIENTOS DE PRUEBA

DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES

La presente investigación se enfocó en el comportamiento de suelos expansivos, eligiendo materiales que cumplen con esta característica. Los materiales se muestrearon en el estado de Querétaro; el primero ubicado en la localidad de “La Venta” y el segundo localizado en la zona de “Juriquilla”. En la Figuras 6 y 7 se muestran las ubicaciones de cada suelo. Las coordenadas *universal transversal de Mercator* (14Q) de la ubicación de los bancos de suelo se muestran en la Tabla 1.



Figura 6. Ubicación del banco de suelo estudiado en la localidad de “La Venta”, localizado en el estado de Querétaro



Figura 7. Localización del banco de suelo estudiado en la zona de “Juriquilla”, localizado en el estado de Querétaro

Tabla 1. Ubicación de los bancos de suelos muestreados

Material	Coordenada UTM (14Q)	
	Norte	Este
La Venta	2266423.0 m	376322.0 m
Juriquilla	2291327.0 m	349976.0 m

De acuerdo con la carta geológica, el origen del suelo proveniente de “La Venta” es aluvial. El material procedente de “Juriquilla” se origina de una roca ígnea (extrusiva básica). En las Figuras 8 y 9 se muestra el origen de cada suelo estudiado con base en la carta geológica proporcionada por el Instituto Nacional de Geografía (INEGI, 2021).

Las muestras fueron obtenidas a partir de un muestreo de tipo alterado. Posterior a ello se disgregó y se

cribó el material por la malla Núm. 4, después se secó al aire libre, se cuarteó y se almacenó en costales.

PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

Los suelos estudiados fueron sujetos a ensayos de laboratorio para determinar sus propiedades índices, características de compactación, succión, expansión y parámetros de resistencia al esfuerzo cortante.

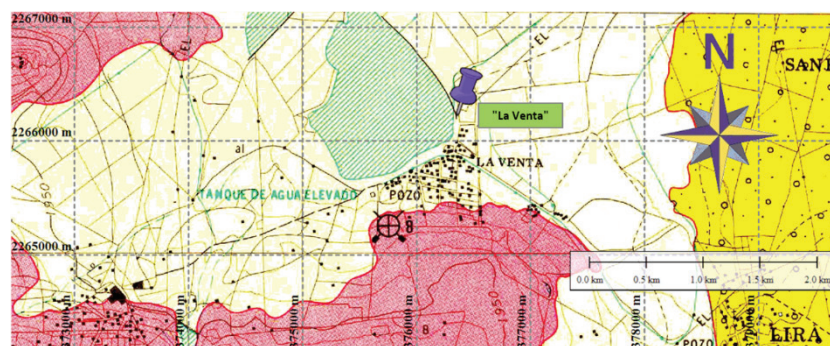


Figura 8. Ubicación del banco “La Venta” en la carta geológica del estado de Querétaro (INEGI, 2021)

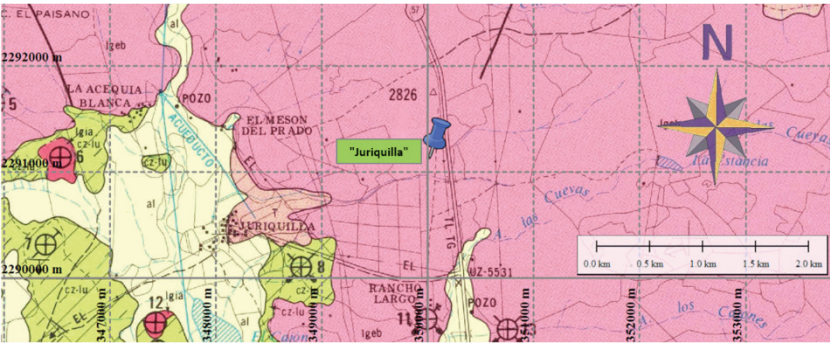


Figura 9. Localización del banco “Juriquilla” en la carta geológica del estado de Querétaro (INEGI, 2021)

DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES ÍNDICE Y CLASIFICACIÓN DE ACUERDO CON EL SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)

Las pruebas para determinar las propiedades índices se llevaron a cabo de acuerdo con los siguientes procedimientos:

- Contenido de agua, ASTM D 2216-10.
- Cantidad de suelo más fino que la malla Núm. 200, ASTM D 1140-00.
- Límites de consistencia, ASTM D 4318-10.
- Peso específico relativo de sólidos, ASTM D 854-10.
- Límite de contracción, ASTM D 427-10.

Una vez obtenidas las propiedades índices el suelo se clasificó conforme al sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).

DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE COMPACTACIÓN

Se obtuvieron las curvas de compactación Proctor estándar de acuerdo con la normativa ASTM D 698-07 “Método A” (energía de 600 kN•m/m³). Con base en dichas curvas, se obtuvieron los contenidos de agua y pesos volumétricos correspondientes a los grados de saturación que se resumen en la Tabla 2.

Tabla 2. Grados de saturación y pesos volumétricos de interés para cada material en relación con la prueba de compactación (Energía 600 kN•m/m³)

Material	Sr (%)	w (%)	$\gamma_s \left(\frac{kN}{m^3} \right)$	Material	Sr (%)	w (%)	$\gamma_s \left(\frac{kN}{m^3} \right)$
La Venta	60.00	29.00	11.25	Juriquilla	60.00	28.00	11.64
	70.00	32.00	11.64		70.00	31.00	12.16
	(Óptimo, 83.50)	37.50	11.78		(Óptimo, 84.50)	35.50	12.41
	90.00	41.00	11.68		90.00	39.00	11.73
	92.50	44.00	11.45				

EXPANSIÓN UNIDIMENSIONAL

Los ensayos de expansión unidimensional se realizaron siguiendo la norma ASTM D 4546- 03 utilizando el método A (expansión libre) y el método B (Sobrecarga). La preparación de muestras y ensaye se desarrolló como sigue:

- En una bolsa dosificada de material se agregó el agua necesaria para la obtención del contenido de agua deseado.
- Se homogenizó la mezcla suelo-agua hasta tener un material uniforme en color.
- Se guarda el material en una bolsa de plástico y se deja reposar alrededor de 16 h con el propósito de asegurar que el agua se distribuya de forma uniforme en todas las partículas de suelo.

Después del tiempo de curado se preparó el material para el ensaye de expansión libre. Para el caso de la expansión con sobrecarga, se eligió una sobrecarga de 20 kPa (2 ton/m²), simulando la presión que ejercerá un pavimento con las características mostradas en la Figura 10.

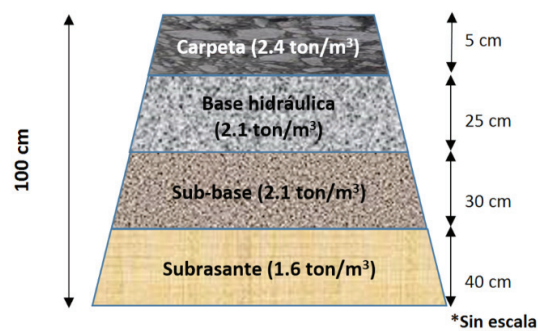


Figura 10. Características de pavimento consideradas para el análisis de expansión

Se determinó la deformación vertical y el contenido de agua a diferentes tiempos de saturación; 1 h, 4 h, 24 hrs y al finalizar la expansión primaria para cada muestra, un total de 4 ensayos por grado de saturación. El objetivo es analizar la evolución de la expansión de ambos suelos en función de su cambio en humedad respecto al tiempo.

Con base en mediciones obtenidas de los ensayos de expansión se extrapolaron los resultados para un espesor de 40, espesor comúnmente estabilizado en campo.

ENSAYES TRIAXIALES

Los ensayos triaxiales se realizaron siguiendo la norma ASTM D 2850-03 (no consolidado-no drenado), por lo tanto, los parámetros de esfuerzo cortante se determinaron sin permitir drenaje en los especímenes y sin corregir los esfuerzos por presión de poro. Primero se dosificó y homogenizó el material, después del tiempo de curado se preparó el material para el ensaye triaxial (no consolidado-no drenado).

Se determinaron las dimensiones del molde para el remoldeo del material y se calculó el volumen de la muestra considerando el contenido de agua y peso volumétrico deseado (Figura 11). En las Tablas 3 y 4 se presentan los contenidos de agua y pesos volumétricos a los que se remoldeó cada material.



Figura 11. Molde de compactación para la elaboración de los especímenes utilizados en el ensaye triaxial

Para realizar el ensaye triaxial se colocó una membrana de látex en el cabezal inferior, fijada mediante un "o'ring", seguido de una piedra porosa y un disco de papel filtro, posteriormente, se colocó la probeta, y enseguida un disco de papel filtro y piedra porosa en el cabezal superior. Quedando así totalmente cubierto el espécimen cilíndrico (Figura 12).

Se realizó el llenado de la cámara triaxial y se aplicaron diferentes esfuerzos de confinamiento para cada una de las réplicas, con magnitudes de 50, 100 y 150 kPa, respectivamente, con una velocidad de aplicación de carga de 1 %/min, hasta alcanzar la falla (Figura 13).

Tabla 3. Condiciones de humedad y relaciones volumétricas para el remoldeo de muestras para el material proveniente de La Venta

Sr (%)	w (%)	$\gamma_w \left(\frac{kN}{m^3} \right)$	$\gamma_s \left(\frac{kN}{m^3} \right)$	Condición
60.00	29.00	14.52	11.52	Inicial
70.00	32.50	15.37	11.60	Inicial
83.50	37.50	16.20	11.78	Inicial
90.00	41.00	16.47	11.68	Inicial
92.50	44.00	16.49	11.45	Inicial

Tabla 4. Condiciones de humedad y relaciones volumétricas para el remoldeo de muestras para el material proveniente de Juriquilla

Sr (%)	w (%)	$\gamma_w \left(\frac{kN}{m^3} \right)$	$\gamma_s \left(\frac{kN}{m^3} \right)$	Condición
60.00	28.00	14.91	11.64	Inicial
70.00	31.00	15.93	12.16	Inicial
84.50	35.50	16.82	12.42	Inicial
90.00	42.50	72	11.73	Inicial



Figura 12. Ensamble final de la probeta en el equipo triaxial

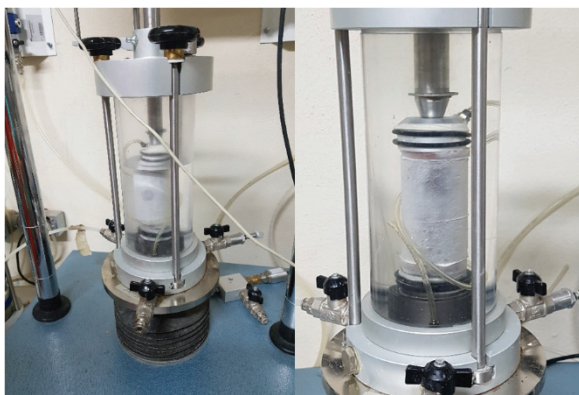


Figura 13. Llenado de cámara y aplicación de confinamiento

DISCUSIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los resultados de las propiedades índice de los suelos ensayados se resumen en la Tabla 5. En la Figura 14 se indica su localización en la carta de plasticidad.

De acuerdo con las propiedades índice, los materiales provenientes de La Venta y Juriquilla se clasifican como arcillas de alta plasticidad (SUCS). Sin embargo, cuentan con un límite de contracción volumétrica diferente.

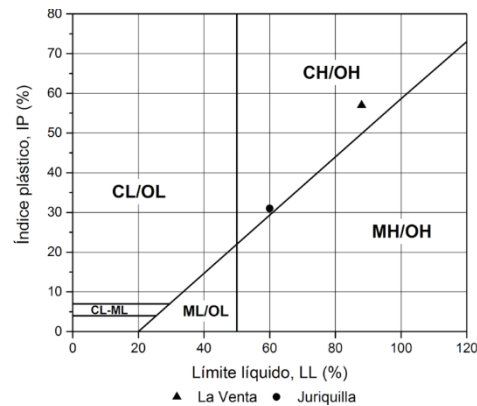


Figura 14. Localización de los suelos estudiados en la carta de plasticidad

CARACTERÍSTICAS DE COMPACTACIÓN DE MATERIALES ESTUDIADOS

En las Figuras 15 y 16 se muestran las curvas de compactación del suelo. En ambas curvas se aprecia que el contenido de agua óptimo se encuentra entre un grado de saturación de 80 % y 90 % y un límite plástico 6.5 % menor que la humedad óptima, para ambos materiales. La Tabla 6 muestra las relaciones volumétricas para los puntos analizados en cada curva de compactación.

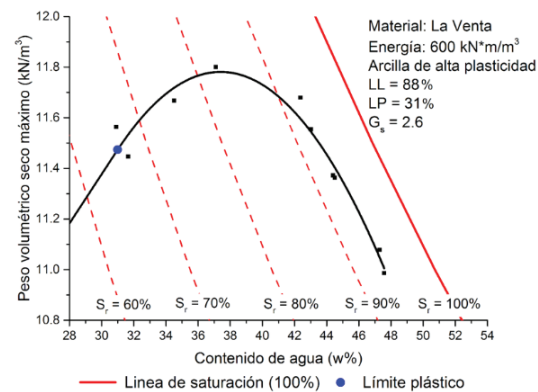


Figura 15. Curva de compactación Proctor estándar del banco "La Venta"

Tabla 5. Propiedades índice y clasificación de los suelos estudiados

Material	Clasificación SUCS	Propiedades índice					
		Límites de consistencia					G_s
		Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice plástico	Límite de contracción	Pasa la malla Núm. 200 (%)	
Juriquilla	CH	60	29	31	12.43	92.71	2.70
La Venta	CH	88	31	57	8.04	97.33	2.60

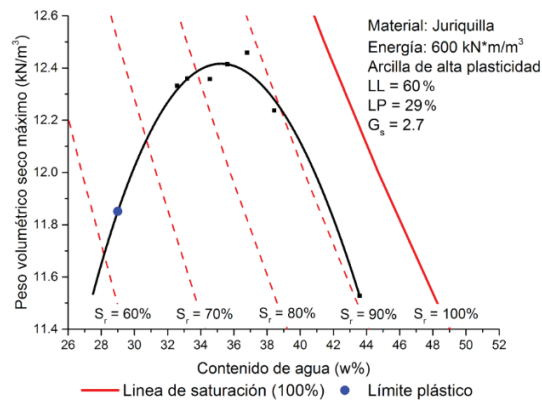


Figura 16. Curva de compactación Proctor estándar (Juriquilla)

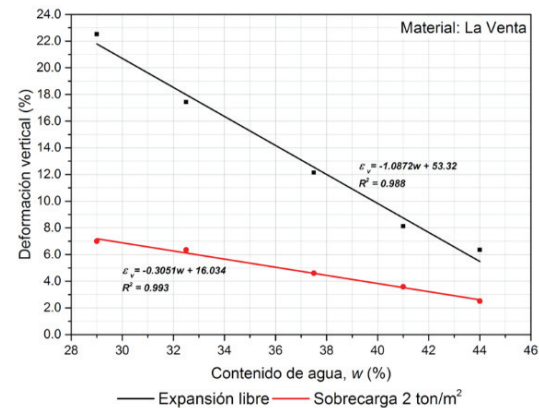


Figura 17. Reducción de la deformación vertical en función de su contenido de agua inicial

RESUMEN DE RESULTADOS DE EXPANSIÓN UNIDIMENSIONAL

En la Tabla 7 se presenta la máxima deformación vertical (%) al culminar la expansión primaria para cada material. La Figura 17 muestra la reducción de la deformación vertical en función del contenido de agua inicial. Por ello, existe una relación lineal entre el contenido de agua inicial y la presión de expansión. Para la expansión libre, la tasa de reducción es mayor en comparación con la de sobrecarga.

ga, esto puede ser debido a que el efecto de sobrecarga sobrepasa el efecto que tiene el contenido de agua inicial. En la Tabla 8 se resume la presión de expansión, la cual es menor en las muestras de expansión libre en comparación con las de sobrecarga. Los resultados comprueban lo que la literatura menciona, a mayor energía de compactación de un material arcilloso, existirá una mayor presión de expansión.

Tabla 6. Grados de saturación y relaciones volumétricas para los materiales estudiados

Material	Sr (%)	w (%)	$\gamma_s \left(\frac{kN}{m^3} \right)$	$\gamma_w \left(\frac{kN}{m^3} \right)$
La Venta	60.00	29.00	11.25	14.52
	70.00	32.50	11.60	15.37
	(Óptimo, 83.68)	37.50	11.78	16.20
	90.00	41.00	11.68	16.47
	92.50	44.00	11.45	16.50
Juriquilla	60.00	28.00	11.65	14.91
	70.00	31.50	12.16	15.93
	(Óptimo, 84.57)	35.50	12.42	16.82
	90.00	42.50	11.74	16.72

Tabla 7. Deformación vertical máxima para cada material

Material	Sr (%)	w (%)	Expansión libre- Deformación máxima (%)	Sobrecarga 2 ton/ m² Deformación máxima (%)
La Venta	60.00	29.00	22.521	7.001
	70.00	32.50	17.435	6.342
	(Óptimo, 83.50)	37.50	12.139	4.600
	90.00	41.00	8.122	3.580
	92.50	44.00	6.349	2.510
Juriquilla	60.00	28.00	17.313	5.467
	70.00	31.50	12.699	5.415
	(Óptimo, 84.50)	35.50	11.308	4.227
	90.00	39.00	11.080	2.994

Tabla 8. Presión de expansión para cada material

Material	Sr (%)	w (%)	Expansión libre- Presión de expansión (kPa)	Sobrecarga 2 ton/m ² Presión de expansión (kPa)
La Venta	60.00	29.00	128.00	165.50
	70.00	32.50	152.00	210.50
	(Óptimo, 83.50)	37.50	144.00	210.50
	90.00	41.00	112.00	176.00
	92.50	44.00	130.00	176.00
Juriquilla	60.00	28.00	136.00	159.50
	70.00	31.50	148.00	163.00
	(Óptimo, 84.50)	35.50	127.50	170.00
	90.00	39.00	147.00	136.00

DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Se realizaron ensayos triaxiales (UU) para los grados de saturación obtenidos mediante las curvas de compactación para ambos materiales. En la Figura 18 se muestran los círculos de Mohr para el material de “La Venta” con un grado de saturación de 83.5 % (óptimo) y su comparación con el mismo material con un grado de saturación de 90 % (Figura 19), observándose una disminución en la cohesión y ángulo de fricción.

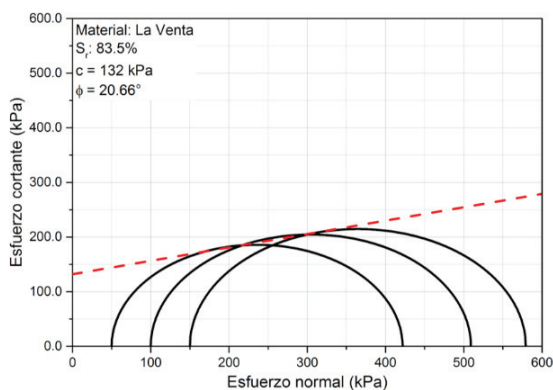


Figura 18. Envolvente de falla obtenida para el material del banco “La Venta” (Sr = 83.5 %, ensaye “UU”)

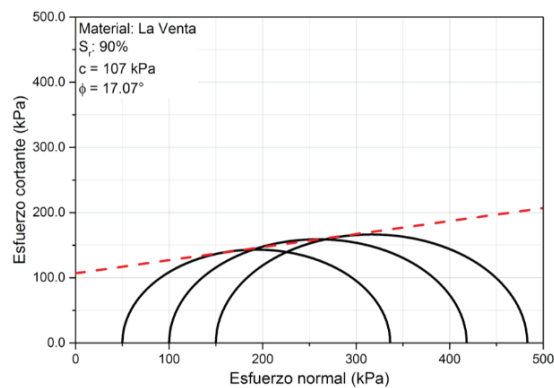


Figura 19. Envolvente de falla obtenida para el material del banco “La Venta” (Sr = 90.0 %, ensaye “UU”)

En las Figuras 20 y 21 se muestra la evolución de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en función de su grado de saturación, el valor máximo de cohesión se determinó a las muestras de suelo preparadas con diferente peso específico alcanzado y contenido de agua, según se presentó en las Figuras 15 y 16. Por otro lado, la disminución del ángulo de fricción obedece a un aumento en el grado de saturación del material. Los valores de ángulo de fricción y cohesión se aprecian en la Tabla 9.

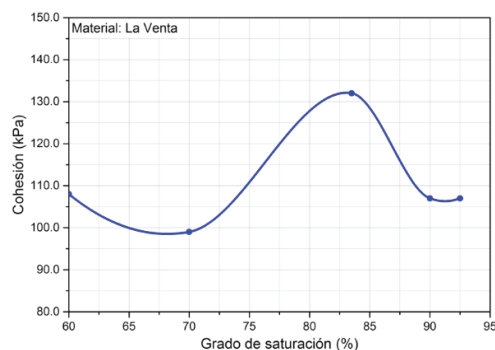


Figura 20. Cohesión en función de la variación del grado de saturación (La Venta, ensaye “UU”)

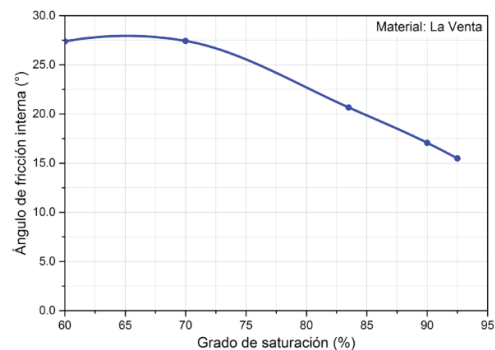


Figura 21. Ángulo de fricción interna en función de la variación de su grado de saturación obtenido para el banco de “La Venta”, ensaye “UU”

Tabla 9. Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en función del grado de saturación (La Venta, ensaye “UU”)

Sr (%)	w (%)	Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción
60.00	29.00	108.00	27.38°
70.00	32.50	99.00	27.43°
83.50 (óptimo)	37.50	132.00	20.66°
90.00	41.00	107.00	17.07°
92.50	44.00	107.00	15.48°

En la Figura 22 se muestran las curvas esfuerzo-deformación de las pruebas triaxiales para un confinamiento de 50 kPa, se aprecia un comportamiento plástico para todas las pruebas, el aumento en el grado de saturación ocasiona una disminución en la resistencia del suelo.

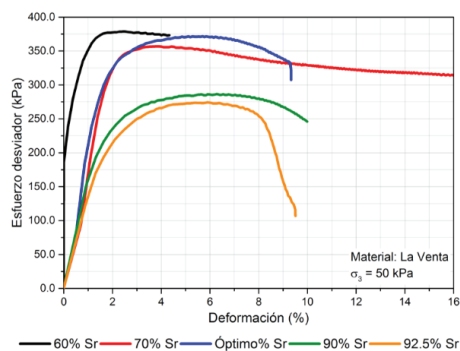


Figura 22. Curvas esfuerzo-deformación de los ensayos triaxiales para el material de La Venta ($\sigma_3 = 50$ kPa) en ensayos “UU”

PREDICCIÓN DE COMPORTAMIENTO DE UN SUELO EXPANSIVO

Para modelar el comportamiento de un suelo expansivo se utilizó la metodología propuesta por Marr *et al.* (2004). En las Figuras 23 y 24 se muestra un comportamiento lineal respecto a la deformación vertical, se obtuvieron coeficientes de regresión lineal iguales o mayores a 0.90, además de una reducción en la deformación vertical en función del aumento en el contenido de agua inicial.

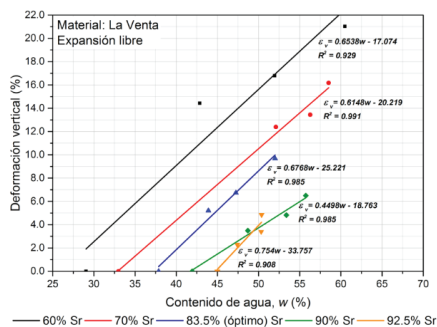


Figura 23. Análisis de la deformación volumétrica en función del contenido de agua inicial (expansión libre, para el banco “La Venta”)

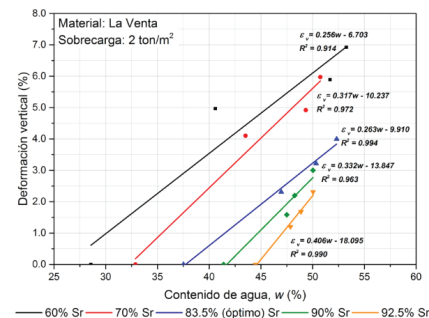


Figura 24. Análisis de la deformación volumétrica en función del contenido de agua inicial (considerando una sobrecarga inicial de 2 ton/m², para el banco “La Venta”)

Se presentaron los mismos análisis para el material de Juriquilla (Figuras 25 y 26), obteniendo coeficientes de regresión lineal mayores a 0.90. El contenido de agua inicial no influye en la tasa de deformación.

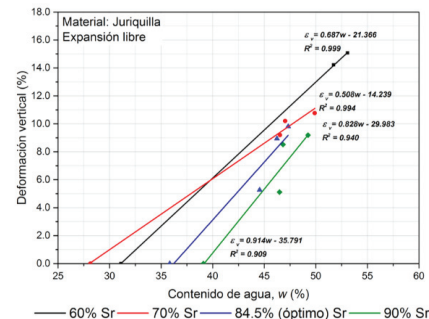


Figura 25. Análisis de la deformación vertical en función del contenido de agua inicial (expansión libre, Juriquilla)

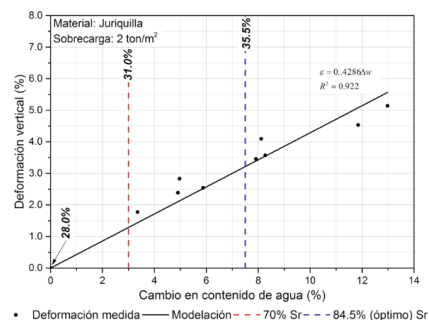


Figura 26. Análisis de la deformación vertical en función del contenido de agua inicial (considerando una sobrecarga inicial de 2 ton/m², para el banco “Juriquilla”)

Al combinar los resultados para diferentes humedades iniciales se notó una similitud en el comportamiento expansivo del suelo (Figuras 27 y 28), aunque los contenidos de agua iniciales son diferentes ($R^2 > 0.930$). Las diferencias en el contenido de agua inicial no influyeron en el comportamiento modelado.

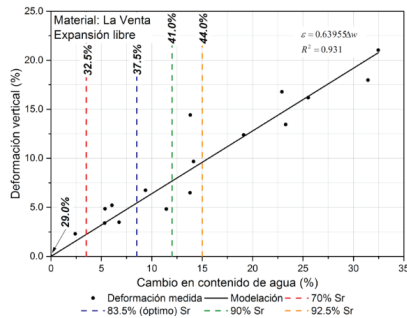


Figura 27. Análisis del comportamiento del material, considerando la deformación vertical (%) para todos los contenidos de agua inicial (considerando el ensaye de expansión libre, para el banco “La Venta”)

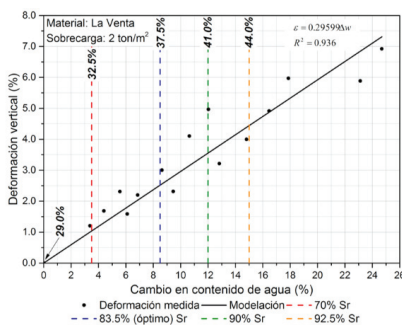


Figura 28. Análisis del material para todos los contenidos de agua inicial (sobrecarga de 2 ton/m², La Venta)

Se realizó el mismo análisis para el material de Juriquilla (Figuras 29 y 30), análisis de expansión libre, esto resulta en un $R^2 = 0.786$, al agregar sobrecarga, el R^2 aumenta a 0.922. En general se obtuvieron mayores coeficientes de regresión lineal para las muestras con sobrecarga en ambos suelos.

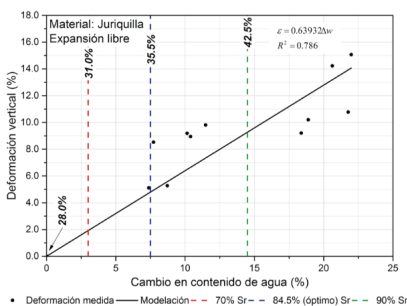


Figura 29. Análisis del material para todos los contenidos de agua inicial (expansión libre, Juriquilla)

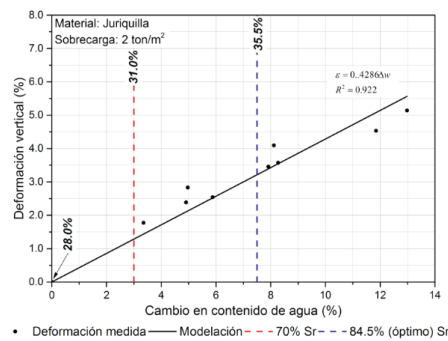


Figura 30. Análisis del material para todos los contenidos e agua inicial (sobrecarga de 2 ton/m², Juriquilla)

En las Figuras 31 y 32 se muestran los análisis de deformación por expansión para un espesor de 40 cm, se marca un límite de 1.2 cm, contemplado por las especificaciones técnicas de operación y mantenimiento de Colombia (INVIAS). Para la expansión libre se requiere un 4 % en cambio de contenido de agua para sobrepasar dicho límite, para el material sometido a una sobrecarga se requiere una variación de 10 % en la humedad para llegar a los límites permisibles.

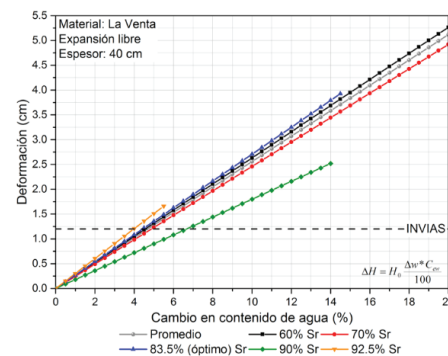


Figura 31. Análisis de la expansión para un espesor de 40 cm del suelo de “La Venta”

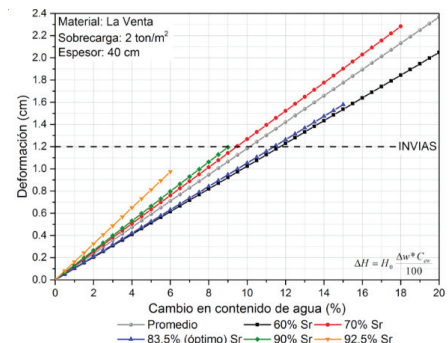


Figura 32. Análisis por expansión para un espesor de 40 cm del suelo de “La Venta”, para una sobrecarga de 2 Ton/m²

En la Tabla 10 se resumen los resultados del coeficiente de regresión lineal para la modelación. Se obtuvieron valores de R^2 mayores a 0.90, esto significa que en por lo menos 90 % de los casos, las variaciones se deben a la regresión lineal. Por lo que la metodología propuesta por Marr *et al.* (2004) para los materiales estudiados refleja valores de expansión semejantes a los resultados medidos en los ensayos de expansión unidimensional.

Tabla 10. Resumen de resultados

Material	Sr (%)	w (%)	Expansión libre	Sobrecarga (20 kPa)
La Venta	60.00	29.00	0.929	0.914
	70.00	32.50	0.991	0.972
	(Óptimo, 83.50)	37.50	0.985	0.994
	90.00	41.00	0.985	0.963
	92.50	44.00	0.908	0.990
	Juntas	---	0.931	0.936
Juriquilla	60.00	28.00	0.994	0.992
	70.00	31.50	0.999	0.993
	(Óptimo, 84.50)	35.50	0.940	0.981
	90.00	42.50	0.909	0.982
	Juntas	---	0.786	0.922

CONCLUSIONES

Para el suelo de La Venta, la deformación vertical fue 22.5 % para un Sr de 60 %, para un Sr de 83.5 (óptimo), la deformación fue de 12.5 %, esto se traduce en una reducción de 44 % en la deformación vertical.

En los ensayos de sobrecarga inicial (2 ton/m²), el suelo proveniente de Juriquilla, obtuvo una deformación vertical de 5.5 % para un grado de saturación de 60 %. Cuando el grado de saturación inicial fue de 84.5 % (óptimo), la deformación fue de 4.0 %, obteniendo una reducción de 27 %.

De lo anterior se puede establecer que el grado de saturación y la humedad inicial influyeron directamente en la deformación por expansión de ambos suelos.

Para la resistencia del esfuerzo cortante de los materiales se encontró que los mayores valores de cohesión se encontraron en la humedad óptima, esto se puede atribuir a que el agua añadida es la adecuada para el enlace entre partículas de suelo, obteniendo valores de 135 kPa y 84 kPa para el material de La Venta y Juriquilla, respectivamente. Por último, se pudo concluir que, al aumentar el grado de saturación inicial del material, el ángulo de fricción disminuye en el suelo.

Para la metodología evaluada, propuesta por Marr *et al.* (2004), se observó un comportamiento lineal en los valores finales de deformación vertical, obteniendo coeficientes de regresión lineal iguales o mayores de 0.90 en la mayoría de los casos.

REFERENCIAS

- Arindam, D. & Sabyasachi, R. (2014). Effect of expansive soil on foundation and its remedies. *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*, 3(6), 92-95.
- ASTM D 2216-10. Standard test method for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass. American Society for Testing and Materials (ASTM).
- ASTM D 2850-03. Standard test method for unconsolidated-undrained triaxial compression test on cohesive soils. American Society for Testing and Materials (ASTM).
- ASTM D 4318-10. Standard test method for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils. American Society for Testing and Materials (ASTM).
- ASTM D 4546-03. Standard test method for one-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils. American Society for Testing and Materials (ASTM).
- ASTM D 854-10. Standard test method for specific gravity of soil solids by water pycnometer. American Society for Testing and Materials (ASTM).
- ASTM D 1140-00. Standard test method for amount of material in soils finer than the No. 200 (75- μ m) sieve. American Society for Testing and Materials (ASTM). 81
- ASTM D 698-07. Standard test method for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort 600 kN•m/m³ (12 400 ft•lbf/ft³). American Society for Testing and Materials (ASTM).
- ASTM D 427-10. Standard test method for shrinkage factors of soils by the mercury method. American Society for Testing and Materials (ASTM).
- Balu, S. & Robinson, R. (2009). Influence of test method on swelling pressure of compacted clay. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 3(3), 439-444. <https://doi.org/10.3328/IJGE.2009.03.03.439-444>
- Bhattacharja, S. & Bhatta, J. (2003). *Comparative performance of Portland cement and lime stabilization of moderate to high plasticity clay soils*. Research and Development Bulletin RD125. Illinois: Portland Cement Association.
- Bláhová, K., Ševelová, L. & Pilařová, P. (2013). Influence of water content on the shear strength parameters of clayey soil in relation to stability analysis of a hillside in Brno region. *Acta Universitatis Agriculturae et Silviculturae Mendelianae Brunensis*. LXI (6), 1583-1588.
- Blight, G. & deWet, J. (1965). The acceleration of heave by flooding. Moisture Equilibria and moisture change beneath covered areas. A Symposium in Print. Butterworths, Australia, pp. 89-82.

- Brackley, I. J. (1973). Swell pressure and free swell in compacted clay. *Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils*. pp. 169-176.
- Day, R. (1992). Effective cohesion for compacted clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, 118(4), 611-619. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1992\)118:4\(611\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1992)118:4(611))
- Day, R. (1994). Closure to swell-shrink behavior of compacted clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, 386-387
- Felt, E. (1953). Influence of vegetation on soil moisture contents and resulting soil volume changes. *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech.*
- Ghosh, R. (2013). Effect of soil moisture in the analysis of undrained shear strength of compacted clayey soil. *Journal of Civil Engineering and Construction Technology*, 4(1), 23- <https://doi.org/31.10.5897/JCECT12.070>
- González, J. L., Alegría, O., Zamora, S., Pérez, Ma. & Rojas, E. (2017). Presaturation method for diminishing soil swelling potential. *International Journal of Current Research*, 9(2), 46997-47001.
- Gorgas, J., Cardiel, N. & Zamorano, J. (2011). *Estadística básica para estudiantes de ciencias*. Departamento de Astrofísica y Ciencias de la Atmósfera. Madrid, España: Universidad Complutense de Madrid.
- Gutiérrez, P. A., Tino, P. & Hervás-Martínez, C. (2014) Ordinal regression neural networks based on concentric hyperspheres. *Neural Networks*, 59, 51-60. <https://doi.org/10.1016/j.neu-net.2014.07.001>
- Hasan, U., Chegenizadeh, A., Bydihardjo, M. & Nikraz, H. (2015). A review of the stabilisation techniques on expansive soils. *Australian Journal of Basic and Applied Sciences*, 9, 541-548.
- Hossne, A. J., Mayorga, Y. N., Zasillo, A. M., Salazar, L. D. & Subero, F. A. (2012). *Efecto del contenido de agua de un suelo de sabana sobre la relación de resistencia cortante-compactación*. Venezuela: Universidad de Oriente. Monagas,
- Instituto Nacional de Estadística y Geografía (2021). Recuperado el 28 de junio de <http://gaia.inegi.org.mx/mdm6/>
- Juárez B. & Rico, R. (1992). *Mecánica de suelos. Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. Tomo I. 3a edición. México: Editorial Limusa.
- Kaur, P. & Gurdeep, S. (2012). Soil improvement with lime. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering*, 11(1), 51 -53.
- Marr, S. A., Gilbert, R. B. & Rauch, A. F. (2004). A practical method for predicting expansive soil behavior. *Conference Geotechnical Engineering for Transportation Projects, Geo-Trans*, pp. 1144-1152.
- McDonald, E. B. (1973). *Experimental moisture barrier and waterproof surface. Report*. South Dakota: Department of Highways.
- McKinney, R. L., Kelly, J. E. & McDowell, C. (1974). The waco ponding project. *Research Rep.* 118-7, University of Texas.
- Petry, T. & Little, D. (2002). Review of stabilization of clays and expansive soils in pavements and lightly loaded structures-history, Practice and Future. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 14(6), 447-460. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2002\)14:6\(447\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2002)14:6(447))
- Poor, A. R. (1978). Experimental residential foundation design on expansive clays soils. Rep. No. TR-9-78, Final Rep., Construction Research Center, Univ. of Texas. Arlington, Tex.
- Rosales, D. (2014). *Mejoramiento de suelos expansivos mediante inclusiones de fibras* (Tesis de maestría), Universidad Autónoma de Querétaro.
- Singh, A., Faizan, M., Pandey, D. & Singh, R. (2013). Soil stabilization using lime. *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*, 2(2), 448-453.
- Steinberg, M. L. (1977). Ponding on expansive clay cut. *Transportation Research Record No. 661*, Transportation Research Board. Washington, D.C
- Teng, T. C., Mattox, R. M. & Clisby, M. B. (1973). A study of active clays as related to highway design. Research and development division, Mississippi State Highway Dept., Engineering and Industrial Research Station, Mississippi State University, MSHD-RD-72-045. pp. 134.
- Tucker, R. L. & Poor, A. R. (1978). Field study of moisture effects on slab movements. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(4), 403-414. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000610>
- Wise, J. & Hudson, W. (1971). An examination of expansive clay problems in Texas. Center for Highway Research, Univ. of Texas, Austin, Res. Rep. 118-5, July.
- Yazdandoust, F. & Yasrobi, S. (2010). Effect of cyclic wetting and drying on swelling behavior of polymer-stabilized expansive clays. *Applied Clay Science*, 50(6), 461-468. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2010.09.006>
- Cómo citar:** González-Rufino J. L. & Chávez-Alegría O. (2021). Evaluación de la expansión en suelos presaturados. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, 22 (04), 1-14. <https://doi.org/10.22201/fi.25940732e.2021.22.4.027>