



Universidad Autónoma de Querétaro

## Facultad de Ingeniería

## Metodología para el diseño de cimentaciones a base de losas reticulares en suelos expansivos.

Tesis

Que como parte de los requisitos para obtener el  
Grado de:

Maestra en Ciencias Línea Terminal Geotecnia

## Presenta

Adrianis León Bermúdez

Dirigido por:

Dr. Eduardo Rojas González

ntacion  
expansio

Dra. María de la Luz Pérez Rea	Secretaria
Dra. Teresa López Lara	Vocal
Dr. Hiram Arroyo Chávez	Suplente
Msc. Gerardo Medellín Aguilar	Suplente

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



## CC BY-NC-ND 4.0 DEED

### Atribución-NoComercial-SinDerivadas 4.0 Internacional

#### **Usted es libre de:**

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

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

#### **Bajo los siguientes términos:**

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

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

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

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

#### **Avisos:**

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

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



Universidad Autónoma de Querétaro  
Facultad de Ingeniería  
Maestría en Ciencias (Hidrología Ambiental)

## **Metodología para el diseño de cimentaciones a base de losas reticulares en suelos expansivos.**

### TESIS

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

Presenta:

**Adrianis León Bermúdez**

Dirigido por:

Dr. Eduardo Rojas González

Presidente

Dr. Eduardo Rojas González

Secretario

Dra. María de la Luz Pérez Rea

Vocal

Dra. Teresa López Lara

Suplente

Dr. Hiram Arroyo Chávez

Suplente

MSc. Gerardo Medellín Aguilar

Centro Universitario, Querétaro, Qro.  
Fecha de Aprobación por el consejo (noviembre /2025)  
México

Frase

Los hombres van en dos bandos: los que aman y fundan,  
y los que odian y deshacen."

José Martí

# Dedicatoria

En una etapa diferente de mi vida surge como objetivo común el deseo de superarme profesionalmente, como hace doce años decidí ser ingeniera; hoy, en un país diferente, pero con el mismo impulso, motivación y apoyo.

Esta tesis va dedicada a los de siempre:

- A mis padres, mi apoyo eterno en esta vida.
- A mi hermano, mi compañía en la vida y mi impulso infinito para ser un ejemplo en la de él.
- A mi esposo, mi mayor motivación para siempre crecer profesionalmente; ha sido mi guía y mi confidente en cada paso de esta investigación.
- A mis abuelitos, que desde Cuba siempre añoran mi presencia y mi bienestar.
- A mi abuelito y a mi tío, que no están con nosotros y, aunque no me vieron convertirme en ingeniera, así como tampoco me verán ser máster, sé que donde estén se sienten orgullosos de mí.
- A las amistades de siempre y a las nuevas, que me motivan a ser mejor profesional y, sobre todo, mejor ser humano.
- A la vida y al destino por permitirme llegar a México y cumplir esta meta que en un inicio fue un sueño.

# Agradecimientos

Hoy, a pasos de culminar este largo camino de superación profesional, me vienen tantas personas a la mente de las que me siento infinitamente agradecida...

Como siempre, mi deuda es eterna con mis padres; mi mayor agradecimiento y mi sentimiento de amor infinito es para ellos, que me dieron una educación ejemplar transmitiéndome siempre valores que atesoro, los cuales me motivaron a ser, antes que nada, un buen ser humano para poder crecer profesionalmente. Nada en la vida es exitoso si no nace de un corazón noble y generoso. Por eso, todo lo que logro en esta vida va dedicado siempre a ellos, que me enseñaron que los valores y la dignidad humana van siempre por encima de todo.

Mi otro gran agradecimiento va dedicado a mi hermanito, ese regalo que me dio el destino para que siempre tuviese una compañía en el camino y que me motiva a ser una mejor persona para ser un ejemplo en la vida de él. El camino que hemos recorrido juntos me recuerda siempre que el amor hace que todo valga la pena, y ese apoyo, aún en la distancia, es un impulso que te da fuerzas para lograr cada meta.

A mi amado esposo agradezco infinitamente el apoyo, la paciencia y la delicadeza con la que siempre me ha motivado a ser mejor profesional, más perfeccionista, más exitosa. Me ha educado en esos estándares que, en el mundo académico y profesional, impulsan a querer siempre crecer. Eres un ejemplo de superación personal y profesional en mi vida; agradecida eternamente de que estés en mi vida hoy y siempre.

Quiero agradecer profundamente a mi asesor, el Dr. Eduardo Rojas González, por la formación, la guía y el apoyo brindado a lo largo de la investigación. Es un honor para mí haber tenido la dicha de formarme a su lado; me voy infinitamente agradecida por el privilegio de haber sido su alumna y su pupila. Es usted un ejemplo intachable de ética y excelencia profesional; me inspiró siempre a tratar de ser mejor estudiante y profesional. Atesoro su imagen de humildad y de buen ser humano como condición necesaria para ser admirado como el maravilloso profesional que es.

Agradezco al equipo del laboratorio por su gran apoyo en los trabajos realizados para sustentar la investigación, especialmente a Gerardo.

A Violeta agradezco el tiempo compartido en la realización de los ensayos, tu compañía y apoyo.

Agradezco al gobierno de México, a la Secretaría de Ciencia, Humanidades, Tecnología e Innovación (SECIHTI), por la oportunidad y el apoyo para lograr desarrollar la investigación.

Agradecida por la dicha de conocer a amistades maravillosas: Bety, Day, Jessica, Carlitos, Maira, Jesús; su amistad y calor humano me recuerdan siempre a mi Cuba, a mis raíces...

Agradezco mucho haberlos conocido en esta etapa de mi vida; sepan que me impulsaron mucho a nunca rendirme y siempre seguir creciendo. Donde hay un cubano en el mundo, está, sin dudas, la voluntad de crecer y salir adelante.

Gracias, Day, por todo el apoyo en los trámites finales; tu ayuda fue un pilar fundamental para poder llegar a la meta.

Agradezco al claustro de docentes de la UAQ por la excelente formación y a los sinodales de mi investigación por dedicar tiempo y contribuir con sus observaciones a la mejora de la investigación.

Agradezco a cada persona que tuvo un gesto amable, una sonrisa, unas palabras de aliento; puede que ese día me hayan motivado y dado fuerzas para seguir adelante.

A los compañeros de la maestría: César, Diana y Paulina, gracias por el apoyo.

¡¡¡A todas mis amistades y familiares que siempre me desean lo mejor... gracias, gracias, gracias!!! Sí se logró.

## Índice

<b>1. Introducción .....</b>	<b>3</b>
<b>1.1 Problema de investigación.....</b>	<b>4</b>
<b>1.2 Justificación .....</b>	<b>5</b>
<b>1.3 Hipótesis.....</b>	<b>6</b>
<b>1.4 Objetivo general.....</b>	<b>6</b>
<b>1.5 Objetivos específicos .....</b>	<b>6</b>
<b>2. Marco Teórico .....</b>	<b>7</b>
<b>2.1 Suelo expansivo .....</b>	<b>7</b>
<b>2.2 Técnicas de mejoramiento de suelos expansivos .....</b>	<b>9</b>
<b>2.3 Soluciones de cimentación en suelos expansivos .....</b>	<b>10</b>
<b>2.3.1 Zapatas esbeltas.....</b>	<b>11</b>
<b>2.3.1.1 Zapatas esbeltas aisladas .....</b>	<b>12</b>
<b>2.3.1.2 Zapatas esbeltas corridas.....</b>	<b>12</b>
<b>2.3.2 Pilotes.....</b>	<b>13</b>
<b>2.4 Modelos de suelos no saturados .....</b>	<b>14</b>
<b>2.4.1 Modelos basados en esfuerzos efectivos .....</b>	<b>21</b>
<b>2.4.2 Modelo constitutivo para suelos expansivos .....</b>	<b>25</b>
<b>2.5 Ensajes para determinar presión de expansión en suelos .....</b>	<b>28</b>
<b>2.5.1 Método del doble edómetro .....</b>	<b>29</b>
<b>2.5.2 Método del triple-edómetro.....</b>	<b>29</b>
<b>2.6 Losas reticulares.....</b>	<b>29</b>
<b>3. Materiales y métodos.....</b>	<b>32</b>
<b>3.1 Selección del sitio de estudio y caracterización geotécnica del suelo .....</b>	<b>34</b>
<b>3.2 Peso específico relativo de los sólidos y peso volumétrico seco .....</b>	<b>34</b>

<b>3.3 Presión de expansión vs relación área cargada/área total.....</b>	<b>35</b>
<b>3.3.1 Ensaye del triple-edómetro.....</b>	<b>35</b>
<b>3.3.2 Ensaye de la Losa reticular .....</b>	<b>38</b>
<b>3.3.3 Ensaye de la Losa con retícula perimetral .....</b>	<b>42</b>
<b>3.4 Diseño de la losa reticular .....</b>	<b>47</b>
<b>3.4.1 Diseño geotécnico del cimiento.....</b>	<b>49</b>
<b>3.4.1.1 Condición de saturación total del suelo.....</b>	<b>49</b>
<b>3.4.1.2 Condición saturada considerando el efecto de la presión de expansión del suelo .....</b>	<b>50</b>
<b>3.4.1.3 Condición no saturada del suelo .....</b>	<b>50</b>
<b>3.4.2 Diseño estructural de la cimentación en condiciones saturadas del suelo ....</b>	<b>50</b>
<b>3.4.2.1 Diseño de la losa.....</b>	<b>50</b>
<b>3.4.2.2 Diseño de las retículas .....</b>	<b>51</b>
<b>3.4.3 Diseño estructural de la cimentación considerando el aporte de la presión de expansión en el suelo saturado .....</b>	<b>51</b>
<b>3.4.4 Diseño estructural de la cimentación considerando el suelo en condiciones no saturadas .....</b>	<b>52</b>
<b>3.5 Metodología para el diseño de cimentaciones a base de losas reticulares en suelos expansivos .....</b>	<b>52</b>
<b>3.6 Introducción dentro del modelo constitutivo para suelos expansivos el efecto de la relación área de contacto/área total del cimiento.....</b>	<b>53</b>
<b>4. Resultados y discusión.....</b>	<b>54</b>
<b>4.1 Selección del sitio de estudio y caracterización geotécnica del suelo .....</b>	<b>54</b>
<b>4.2 Peso específico relativo de los sólidos y peso volumétrico seco .....</b>	<b>55</b>
<b>4.3 Presión de expansión vs relación área cargada/área total.....</b>	<b>56</b>
<b>4.3.1 Ensaye del triple-edómetro.....</b>	<b>56</b>

<b>4.3.2 Ensaye de la losa reticular .....</b>	61
<b>4.3.3 Ensaye de la losa con viga perimetral .....</b>	63
<b>4.3.4 Ensaye de la losa plana .....</b>	66
<b>4.3.5 Comportamiento de la presión de expansión con respecto a la relación analizada <math>a_c/a_t</math> .....</b>	71
<b>4.3.6 Ajuste del comportamiento de los datos experimentales .....</b>	74
<b>4.4 Diseño de la losa reticular .....</b>	77
<b>4.4.1 Diseño geotécnico del cimiento.....</b>	78
<b>4.4.1.1 Condición de saturación total del suelo.....</b>	78
<b>4.4.1.2 Condición saturada considerando el efecto de la expansión .....</b>	82
<b>4.4.1.3 Condición no saturada del suelo .....</b>	83
<b>4.4.2 Diseño estructural de la cimentación en condiciones saturadas del suelo ....</b>	85
<b>4.4.2.1 Diseño de la losa.....</b>	86
<b>4.4.2.2 Diseño de la retícula .....</b>	91
<b>4.4.3 Diseño estructural de la cimentación considerando el aporte de la presión de expansión en el suelo saturado .....</b>	84
<b>4.4.4 Diseño estructural de la cimentación considerando el suelo en condiciones no saturadas .....</b>	85
<b>4.5 Metodología para el diseño de cimentaciones a base de losas reticulares en suelos expansivos .....</b>	86
<b>4.6 Introducción dentro del modelo constitutivo para suelos expansivos el efecto de la relación área cargada/área total del suelo .....</b>	91
<b>5. Conclusiones.....</b>	94
<b>6. Recomendaciones.....</b>	96
<b>Referencias bibliográficas .....</b>	97

## Índice de figuras

<b>Figura 1.</b> Distribución de los suelos expansivos en el mundo. (Chen 1988); (Nelson & Miller 1992), tomado de (Ramírez 2023).....	8
<b>Figura 2.</b> Distribución de los suelos expansivos en México. Fuente (Zepeda & Castañeda, 1987).....	9
<b>Figura 3.</b> Superficie de fluencia para suelos no saturados (MBB). Fuente (Sukach.1995). 17	
<b>Figura 4.</b> Superficie de fluencia para suelos no saturados (BExM). Fuente (Alonso et al., 1999).....	19
<b>Figura 5.</b> Comportamiento volumétrico utilizando esfuerzos efectivos. Adaptado de (Herrada, 2022).....	22
<b>Figura 6.</b> El endurecimiento por succión desplaza la LCI y LEC en la cantidad $\chi_0 s_0$ . Fuente (Rojas, 2018) .....	24
<b>Figura 7.</b> La superficie de fluencia en los ejes (p', q) muestra endurecimiento anisotrópico. Fuente (Rojas, 2018). .....	25
<b>Figura 8.</b> Losa reticular. Fuente (Segura, 2009). .....	30
<b>Figura 9.</b> Diagrama ilustrativo de la metodología de trabajo elaborada.....	33
<b>Figura 10.</b> Pieza #1 fabricada para el ensaye del triple-edómetro.....	36
<b>Figura 11.</b> Pieza #2 fabricada para el ensaye del triple-edómetro.....	37
<b>Figura 12.</b> Pieza #3 fabricada para el ensaye del triple-edómetro.....	37
<b>Figura 13.</b> Pieza #4 fabricada para el ensaye del triple-edómetro.....	38
<b>Figura 14.</b> Vista en planta de la losa reticular construida.....	39
<b>Figura 15.</b> Esquema representativo de la compactación de una capa de suelo (a la izquierda) y proceso de montaje del ensaye con la losa reticular (a la derecha). .....	40
<b>Figura 16.</b> Imagen de la losa reticular y del ensaye de expansión en la misma. .....	41
<b>Figura 17.</b> Imagen de la losa con retícula perimetral y del ensaye de expansión en la misma. .....	44
<b>Figura 18.</b> Imagen de la losa plana y del ensaye de expansión en la misma.....	45
<b>Figura 19.</b> Curva de calibración del matraz, ensaye de peso específico relativo de los sólidos. .....	56
<b>Figura 20.</b> Presión de expansión del suelo obtenida mediante el método del triple-edómetro para una relación $a_c/a_t = 1$ .....	58

<b>Figura 21.</b> Presión de expansión del suelo obtenida mediante el método del triple-edómetro para una relación $a_c/a_t = 0.13$ .....	59
<b>Figura 22.</b> Presión de expansión del suelo obtenida mediante el método del triple-edómetro para una relación $a_c/a_t = 0.26$ .....	60
<b>Figura 23.</b> Presión de expansión del suelo obtenida mediante el método del triple-edómetro para una relación $a_c/a_t = 0.389$ .....	60
<b>Figura. 24.</b> Presión de expansión del suelo obtenida mediante el método del triple-edómetro para una relación $a_c/a_t = 0.52$ .....	61
<b>Figura 25.</b> Presión de expansión del suelo obtenida a través del ensaye con la losa reticular. ....	62
<b>Figura 26.</b> Presión de expansión del suelo compactado para el ensaye de la losa reticular, obtenida mediante el método del triple-edómetro. ....	63
<b>Figura 27.</b> Presión de expansión del suelo obtenida a través del ensaye con la losa de retícula perimetral.....	64
<b>Figura 28.</b> Presión de expansión del suelo compactado para el ensaye de la losa con retícula perimetral, obtenida mediante el método del triple-edómetro.....	65
<b>Figura 29.</b> Curva Deformación vs. Esfuerzo obtenida de la prueba de capacidad de carga	66
<b>Figura 30.</b> Presión de expansión del suelo obtenida a través del ensaye con la losa plana.	67
<b>Figura 31.</b> Presión de expansión del suelo compactado para el ensaye de la losa de geometría plana con $a_c/a_t = 0.024$ , obtenida mediante el método del triple-edómetro. ....	68
<b>Figura 32.</b> Curva Deformación vs. Esfuerzo obtenida de la prueba de capacidad de carga en la cimentación plana. ....	69
<b>Figura 33.</b> Gráfica de comportamiento de la presión de expansión en función de la relación $a_c/a_t$ . ....	72
<b>Figura 34.</b> Ajuste hiperbólico de los datos experimentales.....	75
<b>Figura 35.</b> Vista en elevación de una sección para un panel interior de la losa reticular. ...	78
<b>Figura 36.</b> Comportamiento obtenido mediante el ensaye de corte directo en el suelo saturado.....	81
<b>Figura 37.</b> Comportamiento obtenido mediante el ensaye de corte directo en el suelo natural. ....	84
<b>Figura 38.</b> Sección efectiva para la retícula.....	96

<b>Figura 39.</b> Área tributaria para el cortante en las retículas.....	98
<b>Figura 40.</b> Distribución del refuerzo principal (positivo y negativo) en un panel interior para la losa y la retícula .....	82
<b>Figura 41.</b> Vista en elevación de la distribución del refuerzo (positivo y negativo) en la losa. .....	83
<b>Figura 42.</b> Vista en elevación de la distribución del refuerzo en la retícula.....	83
<b>Figura 43.</b> Distribución del refuerzo principal (positivo y negativo) en un panel interior para la losa y la retícula, teniendo en cuenta el aporte de la presión de expansión en la capacidad de carga del suelo. .....	84
<b>Figura 44.</b> Distribución del refuerzo principal (positivo y negativo) en un panel interior para la losa y la retícula con $D_f = 30 \text{ cm}$ .....	85
<b>Figura 45.</b> Marco elastoplástico para el comportamiento volumétrico de suelos no saturados (Fuente Rojas et al. (2017)). .....	91
<b>Figura 46.</b> Marco elastoplástico para el comportamiento volumétrico de suelos no saturados vs Presión de expansión.....	93

## Índice de tablas

<b>Tabla #1.</b> Caracterización geotécnica del suelo. Fuente (Ramírez, 2023) .....	54
<b>Tabla #2.</b> Reducción (%) de la presión de expansión $P_e$ ( $t/m^2$ ) para variaciones de la relación $a_c/a_t$ respecto al valor obtenido para $a_c/a_t = 1$ .....	73
<b>Tabla #3.</b> Reducción (%) de la presión de expansión $P_e$ para las diferentes cimentaciones respecto al valor obtenido con $a_c/a_t = 1$ . (TO) denota los resultados obtenidos mediante el método del triple-edómetro para la relación mencionada. .....	74

## Abreviaturas y siglas

- TO – Triple-edómetro
- DO – Doble Edómetro
- $a_c/a_t$  – Relación área cargada / área total
- $P_e$  – Presión de expansión
- $R^2$  – Coeficiente de determinación estadística
- LCI / LEC – Límite de Contracción Inicial / Límite de Expansión Crítica
- MBB – Modelo Básico de Barcelona
- BExM – Modelo Expansivo de Barcelona (modelo constitutivo para suelos expansivos)
- $\sigma'$  – Esfuerzo efectivo
- $\gamma_d$  – Peso volumétrico seco
- $G_s$  – Peso específico relativo de los sólidos
- $e$  – Relación de vacíos
- $w$  – Contenido de agua
- $C$  – Cohesión
- $\varphi$  – Ángulo de fricción interna

## Resumen

Las estructuras de interés social generalmente están cimentadas sobre losas de cimentación planas cuando el suelo es inerte. Sin embargo, en presencia de suelos expansivos, los ciclos de humedecimiento y secado pueden producir variaciones volumétricas que generan grietas en los elementos estructurales y los pueden dañar. El uso de losas reticulares para cimentar este tipo de estructuras puede ser un método seguro de cimentación sobre suelos expansivos. Debido a la presencia de huecos en este tipo de losas, es posible reducir de manera significativa la presión de expansión del suelo. El diseño de estas losas es un compromiso entre capacidad de carga en condición saturada y el esfuerzo que deben transmitir las nervaduras para compensar la presión de expansión y evitar el daño en la estructura. En este trabajo se presenta un procedimiento de diseño de las losas reticulares enfocado en determinar la reducción de la presión de expansión en este tipo de losas a medida que disminuye el área de contacto con respecto al área total del cimiento. El diseño de la losa reticular se basará en los resultados experimentales a obtener en el edómetro, con diversas relaciones entre el área cargada/área de expansión. De esta manera, se podría establecer las condiciones de trabajo de las losas reticulares y diseñarlas de manera segura.

Los resultados demostraron que la presión de expansión máxima fue de  $85.7 \text{ t/m}^2$  con el cabezal original, reduciéndose a  $45.91 \text{ t/m}^2$  al emplear una relación  $a_c/a_t = 0.13$ , lo que representa una disminución del 46.64%. Además, la losa reticular alcanzó la mayor reducción con un 75.28% menos de presión de expansión respecto al valor inicial, mientras que el modelo hiperbólico propuesto para representar el comportamiento del suelo presentó un ajuste confiable con  $R^2 = 0.986$ .

**Palabras claves:** expansión, losas, reticulares, presión, suelo.

## Abstract

Structures of social interest are generally founded on flat foundation slabs. However, when expansive soils are present, wetting and drying cycles can produce volumetric variations that generate cracks in the structural elements and can damage them. The use of waffle slabs for the foundation of this type of structure can be an effective method for foundations on expansive soils. Due to the presence of voids in this type of slabs, it is possible to significantly reduce the expansion pressure of the soil. The design of these slabs is a compromise between load capacity in saturated condition and the stress that the ribs must transmit to compensate the expansion pressure and avoid damage to the structure. This paper presents a design procedure for waffle slabs focused on determining the reduction of expansion pressure in this type of slab as the loaded area decreases. The design of the waffle slab will be based on the experimental results to be obtained in the oedometer, with different ratios between the loaded area/expansion area. In this way, the working conditions of the waffle slabs could be established and safely designed.

The results showed that the maximum swelling pressure was  $85.7 \text{ t/m}^2$  with the original cap, decreasing to  $45.91 \text{ t/m}^2$  when using a ratio  $a_c/a_t = 0.13$ , which represents a 46.64% reduction. In addition, the waffle slab achieved the greatest decrease, with 75.28% less swelling pressure relative to the initial value, while the proposed hyperbolic model to represent the soil's behavior provided a reliable fit with  $R^2 = 0.986$ .

**Keywords:** expansion; slabs; reticular; pressure; soil.

## 1. Introducción

El desarrollo social de la humanidad ha impulsado a la ejecución de construcciones novedosas y atrevidas, con diseños estructurales que en muchos casos desafían las leyes de la física. Desde los inicios de las civilizaciones antiguas, las obras ingenieriles antecedieron al desarrollo de la disciplina como ciencia. Según fue evolucionando la sociedad, los estudios ingenieriles buscaron explicar el comportamiento de las construcciones y predecir con la mayor precisión posible, su respuesta estructural bajo diversas condiciones. Toda obra civil requiere transmitir su carga al suelo de apoyo por medio de una cimentación. Por lo que su correcta ejecución está condicionada por un estudio minucioso y detallado del suelo de desplante; que permita al ingeniero tomar decisiones de diseño considerando el comportamiento volumétrico y de resistencia del suelo. Se puede afirmar entonces, que el suelo es el primer eslabón de la cadena en el mundo de la ingeniería civil. Los estudios de suelo representan un desafiante proceso para los ingenieros que se especializan en el mundo de la geotecnia. La interacción entre el terreno y la construcción no solo define la viabilidad de un proyecto, sino también su durabilidad y desempeño a lo largo del tiempo (Rodríguez, 2023).

En la naturaleza existe una amplia gama de suelos que se diferencian entre sí por su comportamiento. Dentro de los suelos más desafiantes, desde el punto de vista de seguridad constructiva, se encuentran los llamados metaestables o conocidos como suelos problemáticos. Esta categoría engloba principalmente tres tipos: suelos colapsables, suelos dispersivos y suelos expansivos. Lo que distingue a estos suelos es su capacidad de modificar su estado esfuerzo-deformación ante cambios en su contenido de humedad, incluso sin la necesidad de la aplicación de cargas externas. Este comportamiento peculiar los convierte en materiales particularmente complejos para los proyectos de construcción, ya que sus propiedades mecánicas pueden variar significativamente con las condiciones ambientales, representando un reto constante para los especialistas en geotecnia (Vela et al., 2018).

El diseño de estructuras que sean capaces de resistir las cargas de diseño y las originadas debido a las fuerzas producidas por desastres naturales o el propio suelo en el que se cimentan, representa un reto para los ingenieros civiles. Particularmente, el diseño de cimentaciones que garanticen la seguridad estructural frente a los esfuerzos generados por

suelos expansivos constituye uno de los retos más complejos para la ingeniería geotécnica (Moreno, 1995).

Los suelos expansivos están compuestos principalmente por arcillas, cuyo potencial de expansión depende directamente de su composición mineralógica (Beltrán Martínez, 2009). Investigaciones han demostrado que la presencia de minerales como la montmorillonita y la bentonita en las arcillas es responsable de generar las mayores presiones de expansión en este tipo de suelos, lo que los convierte en materiales particularmente problemáticos para la construcción.

La geotecnia ha evolucionado como ciencia desde que Terzaghi formuló su teoría de esfuerzos efectivos para suelos saturados. Sin embargo, el análisis de los suelos exclusivamente en condiciones de saturación total puede resultar erróneo, especialmente en el caso de suelos expansivos. Esta omisión conduce a diseños inadecuados de cimentaciones y estructuras en general (Rojas, 2013).

Las arcillas, como suelos no saturados por naturaleza, han sido objeto de estudio continuo desde el siglo pasado. La comunidad científica sigue buscando una ecuación definitiva que permita predecir con exactitud tanto el comportamiento volumétrico como la resistencia al corte de estos materiales. El desarrollo de tal ecuación revolucionaría el diseño de cimentaciones sobre arcillas expansivas, que normalmente se encuentran en estados de saturación parcial (Zhan et al., 2006).

Ante la incertidumbre en el comportamiento de los suelos expansivos, resulta imperativo desarrollar técnicas experimentales que arrojen resultados predictivos. Estas metodologías deberán generar datos confiables que permitan a los ingenieros diseñar cimentaciones capaces de responder adecuadamente a las presiones de expansión características de estos suelos problemáticos. La solución ideal combinaría modelos teóricos precisos con validación experimental exhaustiva (Martínez et al., 2008).

## **1.1 Problema de investigación**

Las soluciones de cimentación superficiales, así como las técnicas de mejoramiento de suelos, presentan limitaciones en eficacia cuando se trata de cimentar sobre suelos expansivos con altas presiones de expansión. Esto ha llevado a fallas estructurales significativas y a una necesidad crítica de desarrollar metodologías específicas para cimentaciones superficiales que garanticen seguridad y durabilidad en las estructuras ligeras de interés social.

Los suelos expansivos se caracterizan por presentar cambios volumétricos importantes ante las variaciones de humedad a las que son sometidos por procesos naturales o causados por el hombre. Al aumentar la humedad del suelo, se produce un aumento de su volumen y se generan presiones de expansión que causan agrietamientos en las estructuras (Arvizu, 2001). Cuando los suelos expansivos se enfrentan a ciclos de secado reducen su volumen (se contraen) y causan asentamientos diferenciales en las obras desplantadas sobre ellos. Los fenómenos de expansión y contracción del suelo, antes descritos, provocan daños estructurales importantes que se traducen en pérdidas económicas (Jones et al., 2012). Se puede afirmar que la ejecución de obras sobre suelos expansivos representa un desafío para los ingenieros geotécnicos, existiendo un agravante de este problema cuando las construcciones son ligeras. Ante la no existencia de una modelación certera del comportamiento volumétrico de los suelos no saturados y por tanto de los suelos expansivos, se debe recurrir a una caracterización de los mismo por medio de ensayos de laboratorio y posteriormente de un análisis estructural de las soluciones de cimentaciones idóneas, para poder ejecutar las construcciones.

## 1.2 Justificación

Los suelos expansivos, ocupan alrededor del 8% de la superficie del territorio nacional, mientras que a nivel mundial ocupan alrededor de 335 millones de hectáreas; por lo que una cantidad significativa de construcciones sociales se ejecutan sobre suelos con estas características (López et al., 2014). Las pérdidas económicas reportadas por daños estructurales en construcciones desplantadas sobre suelos expansivos oscilan en alrededor de los \$1000 millones de dólares en estados unidos, 150 millones de libras esterlinas en el Reino Unido y varios billones de dólares en el mundo (Gourley, Newill, & Schreiner, 1994).

Teniendo en cuenta el comportamiento problemático de los suelos expansivos, el elevado porcentaje de estructuras ligeras de carácter social que son desplantadas sobre ellos y las distintas limitaciones de las soluciones de cimentación superficial en suelos altamente expansivos. Se prone una metodología de diseño de una cimentación superficial tipo losa reticular, que logre garantizar una adecuada respuesta estructural de las obras desplantadas sobre este tipo de suelos y que cumpla con los requisitos de diseño establecidos en las normativas.

En las soluciones ingenieriles se han empleado losas reticulares como cimentaciones sobre suelos expansivos y se han obtenido resultados satisfactorios, pues el suelo se expande en la zona de huecos y las presiones de expansión que llegan a la losa no suelen provocar daños estructurales. La efectividad de la losa reticular depende de la magnitud de la presión de expansión que produzca el suelo y de la carga vertical que transmita la estructura al suelo. Basados en la efectividad de las losas reticulares como solución de cimentación en los suelos expansivos se desarrolla la presente investigación, la cual se enfoca a través de ensayos de laboratorios, en demostrar que a medida que se reduce el área cargada en las cimentaciones y específicamente en las losas reticulares, se reduce de manera directamente proporcional las presiones de expansión que generan los suelos con estas características sobre las cimentaciones. Además, la metodología a elaborar, que constituirá una propuesta, busca llenar un vacío en la literatura y en la práctica de la ingeniería geotécnica. Se pretende ofrecer un enfoque sistemático basado en resultados experimentales que describa el diseño de losas reticulares en condiciones específicas.

### **1.3 Hipótesis**

La presión de expansión que actúa en una cimentación se reduce, de manera directa, en función de la relación del área de contacto/área total del cimiento.

### **1.4 Objetivo general**

Establecer una metodología para el diseño de cimentaciones tipo losas reticulares, en estructuras ligeras sobre suelos expansivos, considerando la relación área de contacto/área total del cimiento.

### **1.5 Objetivos específicos**

- Evaluar las presiones de expansión que se generan en el Consolidómetro en función de la relación área de contacto/ área total del suelo.
- Establecer una metodología para el diseño de cimentaciones tipo losas reticulares, en función de la presión de expansión del suelo y de la relación área de contacto/área total del cimiento.
- Introducir dentro del modelo constitutivo para suelos expansivos el efecto de la relación área cargada/área total del suelo.

## 2. Marco Teórico

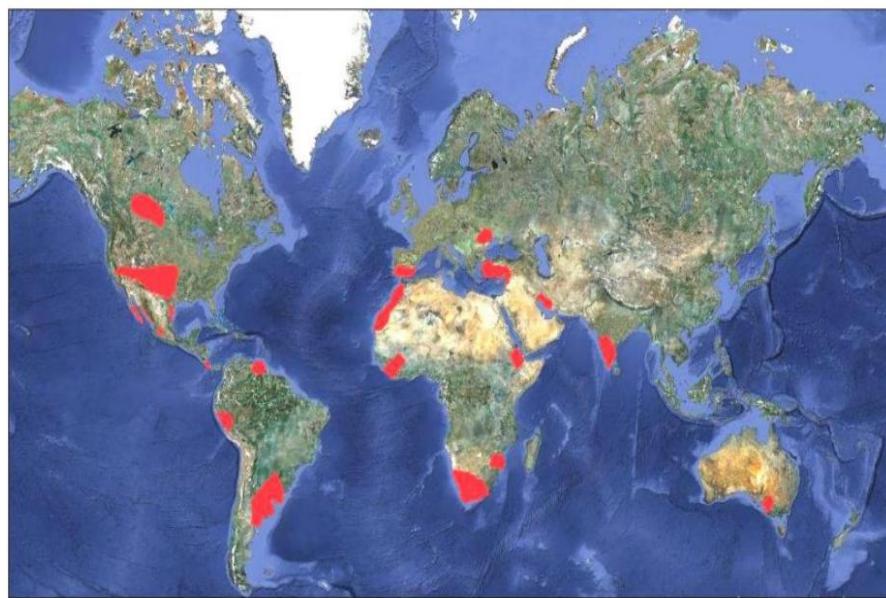
### 2.1 Suelo expansivo

Los suelos expansivos presentan variaciones volumétricas importantes ante los cambios de humedad naturales o causadas por el hombre. Aumentan su volumen con la humedad y se contraen al disminuir ésta. Las variaciones volumétricas repercuten de manera considerable en las construcciones; el aumento volumétrico del suelo o también conocido en términos de expansión, provoca presiones de valores que oscilan entre bajos y altos, los cuales producen daños estructurales en las cimentaciones como fisuras y grietas que en algunos casos comprometen la capacidad estructural de los elementos portantes. Por otro lado, ante los ciclos de secado, los suelos expansivos reducen su volumen (sufren contracciones), este fenómeno provoca asentamientos diferenciales en las cimentaciones y de igual manera que las presiones de expansión; producen daños estructurales. Esta fenomenología que se desarrolla en los suelos expansivos está provocada por la presencia de minerales arcillosos, principalmente la montmorillonita (Nagaraj et al., 2010).

La presencia de la montmorillonita provoca los cambios volumétricos que ocurren en los suelos expansivos; este mineral tiene la propiedad de absorber moléculas de agua producto de su estructura y composición química. El agua adsorbida es atraída por las cargas negativas en las caras de las partículas de arcilla e interactúan con los iones que conforman los espacios entre las unidades básicas de la montmorillonita. Esto provoca que el espesor de la capa de agua adsorbida se incremente al mismo tiempo que las unidades básicas de las arcillas incrementen su distancia entre sí. Este comportamiento explica por qué aumentan de volumen las arcillas. Cuando el suelo se somete a secado, ocurre el fenómeno contrario: la capa de agua adsorbida se reduce lo mismo que la distancia entre las unidades básicas y por tanto se reduce el volumen de las partículas (Lara, 1995).

En el año de 1938 se observaron daños estructurales en la cimentación de un sifón de acero en Oregón (Estados Unidos) asociados al comportamiento volumétrico de los suelos. La primera reunión en la que se abordó el tema de la repercusión de los suelos expansivos en las construcciones tuvo lugar en Texas (Estados Unidos) en 1965 y en lo siguiente se desarrollaron otras entre 1969 y 1992 en diferentes partes del mundo. Los suelos expansivos se encuentran ampliamente distribuidos en la superficie del planeta, su concentración se ubica

en zonas donde la evapotranspiración sobrepasa las precipitaciones anuales. Por lo que se encuentran usualmente en lugares áridos y semidesérticos donde el clima es principalmente templado. Dentro de los países que reportan pérdidas económicas asociadas a daños estructurales debido a suelos expansivos se encuentran: Canadá, Estados Unidos, China, Israel, Venezuela, Colombia, Costa Rica, Sudáfrica, Kenia, Marruecos, Angola, Argelia, India; por solo mencionar algunos (Lara, 1995).



**Figura 1.** Distribución de los suelos expansivos en el mundo. (Chen 1988); (Nelson & Miller 1992), tomado de (Ramírez 2023).

México cuenta con suelos expansivos en diferentes estados, en la Figura 2 se muestran los estados que han reportado su existencia. Las pérdidas económicas que provocan los suelos expansivos superan las provocadas anualmente por fenómenos naturales y en muchos lugares del mundo estas pérdidas no son cuantificadas (Lara, 1995). Las arcillas son suelos que pueden ser clasificados como no saturados y por el reto geotécnico e ingenieril que representan, su estudio preciso constituye uno de los objetivos fundamentales para lograr predecir correctamente su comportamiento y garantizar seguridad y confort a los clientes al momento de construir edificaciones, viviendas y obras viales. El estudio de los suelos no saturados es un desafío y su desarrollo y evolución han tomado varias décadas, su implementación como ciencia definitiva aun requiere quizás años de trabajo; pero es una

realidad que el comportamiento de los suelos no saturados y su inserción en los diseños geotécnicos ingenieriles, requiere de un cambio de paradigma en el enfoque actual y representa una necesidad latente para alcanzar una eficiencia constructiva muy anhelada e imprescindible en el mundo de la ingeniería (Rodríguez, 2023).



**Figura 2.** Distribución de los suelos expansivos en México. Fuente (Zepeda & Castañeda, 1987).

## 2.2 Técnicas de mejoramiento de suelos expansivos

Existen diversas técnicas de mejoramiento que se han utilizado para cimentar las estructuras ligeras sobre suelos expansivos:

- Sustitución:** el método de sustitución tiene una eficiencia del 100%, es recomendable realizar una sustitución total del suelo expansivo por un material inerte en espesores menores a 2 m. Es económicamente viable y su implementación requiere de un análisis ingenieril que garantice la efectividad; basado en sistemas de drenaje adecuados, profundidad de la capa activa en la arcilla, adecuada compactación del material inerte y cualquier otro aspecto que pueda comprometer la efectividad del método (Ramírez, 2023).
- Prehumedecimiento:** este método se basa en saturar totalmente el suelo y así inducir su expansión máxima antes de construir sobre él, la técnica arroja una baja efectividad. Además, que el tiempo que se necesita para saturar totalmente el suelo es elevado y por ello representa

un atraso significativo de los procesos constructivos. Luego de transcurrir el tiempo el suelo vuelve a su grado de saturación inicial por los procesos naturales de evo-transpiración y equilibrio de humedad, por lo tanto, el peligro de que el suelo se expanda si aumenta la humedad vuelve a estar presente, lo que demuestra que este método no resulta ser efectivo (Ramírez, 2023).

c) Compactación: Es un método utilizado en los suelos con el objetivo de lograr una mayor resistencia, pero en los suelos expansivos no es muy usado ya que al momento de compactar se realiza bajo un contenido de agua óptimo y cuando el suelo arcilloso eleve el contenido de humedad debido a factores climáticos o accidentales, se generará nuevamente el fenómeno de la expansión además de que la presión de expansión se incrementa con la compactación. Por lo tanto, la compactación en suelos expansivos no resulta ser un método efectivo (Ramírez, 2023).

d) Estabilización química: Se basa en mezclar el suelo con componentes como cemento, cal, cenizas volcánicas, entre otros, y a través de los procesos químicos que se generan en el suelo al entrar en contacto con estos productos, se logra reducir las presiones de expansión que se originan en los suelos. La estabilización con cal es un método viable económicamente y arroja una efectividad que oscila entre un 60%-80% (Uribe, 2018).

## 2.3 Soluciones de cimentación en suelos expansivos

Varios factores influyen en el diseño de las cimentaciones, tales como: el clima, los tipos de suelos y las normas jurídicas, ambientales o arquitectónicas que puedan regir los lugares de emplazamiento (Beltrán Martínez, 2009).

El diseño de cimentaciones enfrenta, de forma general, el desafío de garantizar tres aspectos fundamentales a los clientes: seguridad estructural, durabilidad en las construcciones y cumplir ambos requisitos al menor precio posible. Un porcentaje elevado de obras de interés social se han desarrollado sobre suelos expansivos, las investigaciones enfocadas en lograr predecir el comportamiento de este tipo de suelos son fundamentales para la ejecución y estabilidad de las obras civiles (Méndez-Herrada y Pérez-Rea, 2022). En la búsqueda de soluciones para construir en suelos expansivos se han desarrollado métodos de estabilización del suelo para lograr un posible ahorro económico, pero al riesgo de no garantizar un 100% de efectividad en las soluciones constructivas. Se han desarrollado distintas soluciones de cimentaciones para construir en suelos expansivos; su efectividad dependerá de la realización

de un diseño geotécnico y estructural preciso. Elegir adecuadamente qué tipo de cimentación es factible para cimentar en estos suelos depende del potencial expansivo y de la presencia o no del nivel freático, entre otros factores (Campuzano, 2012). Algunas de las soluciones implican una elevación en los costos de ejecución, pero su utilización está justificada por la finalidad de garantizar una respuesta estructural de las edificaciones, que se traduzca en resistencia, seguridad y durabilidad para los clientes. Dentro de las soluciones constructivas de cimentación que han mostrado ser factibles en los suelos expansivos se encuentran: las zapatas esbeltas, los pilotes, las losas reticulares y las cimentaciones combinadas.

### **2.3.1 Zapatas esbeltas**

Las zapatas esbeltas son un tipo especial de cimentaciones superficiales. Las cimentaciones superficiales son aquellas que se caracterizan por poseer una profundidad de desplante menor al ancho de la base de la cimentación y menor a 3 m (Patzán y de Jesús, 2009). Para que las soluciones de cimentación superficiales en suelos expansivos resulten ser eficaces se debe lograr al menos uno de los siguientes requisitos:

- Las presiones verticales debido a las cargas permanentes de las estructuras aplicadas al suelo sean suficientes para contrarrestar las presiones de expansión del suelo.
- La estructura cuente con la rigidez necesaria para resistir valores de expansión diferenciales, sin que comprometa la resistencia estructural de los elementos portantes.
- El efecto expansivo del suelo pueda ser mitigado o disminuido, de manera que la estructura en su conjunto no sufra daños severos de fisuraciones o agrietamientos (Patrone y Prefumo, 2005).

El funcionamiento de las zapatas esbeltas se basa en disminuir el área de la base para aumentar la presión de contacto que transmite la estructura al suelo y de esta manera se logra contrarrestar la presión de expansión. Al mismo tiempo, el diseño de estas zapatas debe tener un ancho suficiente para garantizar una capacidad de carga suficiente para resistir los esfuerzos transmitidos. Las zapatas esbeltas pueden ser aisladas o corridas; las aisladas son elementos estructurales que poseen geometría cuadrada o rectangular y se utilizan para lograr la transmisión de las cargas de las columnas al suelo. Las zapatas corridas poseen secciones rectangulares y se utilizan cuando la estructura transmite las cargas a la cimentación a través de muros de carga o cuando la capacidad de carga de las zapatas puntuales no resulta suficiente (Patzán y de Jesús, 2009).

### **2.3.1.1 Zapatas esbeltas aisladas**

El uso de estas zapatas se justifica en estratos de suelos expansivos delgados, donde las presiones de expansión no excedan  $15 \text{ t/m}^2$  y se puedan alcanzar estratos estables. Se debe verificar que las cargas verticales que transmita la estructura al suelo contrarresten la presión de expansión que se genera y que el diseño geotécnico y estructural aseguren la resistencia de la cimentación. La gran desventaja del uso de este tipo de cimentación en suelos expansivos está asociada a la aparición de presiones de expansiones diferenciales en diversas zonas de la estructura, lo que conduce a fisuras y grietas; por lo que esta solución de cimentación no presenta una confiabilidad total en suelos expansivos, su uso está limitado a los requisitos antes mencionados y a un estudio previo que asegure su efectividad (Salas y Núñez, 2011). Algunos investigadores destacan que las presiones de expansión del suelo solo se pueden contrarrestar en una zona localizada debajo de la zapata donde se concentran las presiones inducidas por la cimentación por lo que la losa de piso no debe quedar en contacto directo con el suelo (Patrone y Prefumo, 2005). Entonces, para justificar el uso de las zapatas aisladas en suelos expansivos es necesario aplicar técnicas especiales con la finalidad de incrementar el esfuerzo de contacto entre el cimiento y el suelo, de manera que se logre disminuir la expansión (Herrada, 2022).

### **2.3.1.2 Zapatas esbeltas corridas**

El empleo de las zapatas corridas deberá limitarse a suelos con potencial de expansión bajo y una presión de expansión menor a  $15 \text{ t/m}^2$  (Salas y Núñez, 2011). La zapata debe ser lo más angosta posible, para asegurar que esta transmita al suelo cuando menos una presión de  $5 \text{ t/m}^2$  y lograr su correcto funcionamiento (Herrada, 2022). Se debe asegurar que las presiones de expansión en los bordes de la cimentación sean mínimas, para evitar presiones diferenciales que provoquen el agrietamiento de la estructura y en algunos casos conduzcan al fallo estructural de la cimentación (Salas y Núñez, 2011). Una técnica utilizada en este tipo de cimentaciones en suelos expansivos consiste en colocar la zapata de  $1.5 \text{ m}$  a  $2 \text{ m}$  de profundidad por debajo del terreno natural, para que el cimiento se encuentre a salvo de las capas del suelo donde las variaciones en el contenido de humedad son mayores. En resumen, las zapatas corridas constituyen una solución de cimentación en suelos expansivos cuando se cumplen las siguientes condiciones: el suelo no tiene valores de expansión altos, es poco

probable un ascenso del nivel freático y su costo es inferior a cimentar con pilotes cortos (Patrone y Prefumo, 2005).

### 2.3.2 Pilotes

Los pilotes se clasifican como cimentaciones profundas, son elementos esbeltos y poseen dimensiones de la sección transversal menores a 1 m. Teniendo en cuenta el suelo de apoyo se encontrarán trabajando a fricción, en punta o una combinación de ambos (Silva, 2014).

El uso de pilotes como solución de cimentación para construir en suelos expansivos, es un método eficaz. Esta solución constructiva basa su funcionamiento en la conexión de una losa flotante con los pilotes a través de trabes que apoyan directamente en los pilotes; la redistribución de las cargas ocurre por medio de la losa hacia las trabes y las trabes transmiten las cargas a los pilotes (Figueredo et al., 2014). La losa se le conoce como flotante, debido a que esta trabaja a flexión y apoya solo en las trabes; la construcción de las trabes debe asegurar que no queden en contacto directo con el suelo, para así evitar que las presiones de expansión impacten de manera directa en estas (Caicedo Hormanza, 2009a).

El funcionamiento de los pilotes consiste en transmitir las cargas estructurales a un estrato resistente o lograr un anclaje, estas formas de trabajo se aseguran con los siguientes métodos:

- Pilotes apoyados directamente en roca que trabajan a fricción y en punta; su capacidad de carga es mayor en punta y son capaces de resistir las cargas estructurales a las que son sometidos, siempre que se garantice una sección transversal suficiente.
- Pilotes trabajando a fricción, apoyados en un suelo no expansivo o que su profundidad supere la capa activa.
- Pilotes largos, apoyados en estratos donde no se vean afectados en la base por las presiones que se generan en los suelos expansivos, debido a los cambios de humedad.
- Pilotes acampanados en la base, apoyados en un estrato no expansivo, capaces de soportar cargas medianas de la columna y lograr anclaje (Caicedo Hormanza, 2009a).

En el diseño de los pilotes la capa activa del suelo expansivo no es determinante, ya que, si existen fugas de agua o inundaciones en la zona, todo el estrato de suelo expansivo puede saturarse. Otra problemática estaría asociada al ascenso del agua a través de posibles espacios entre el fuste del pilote y el suelo; esto podría producir un levantamiento por fricción del pilote (Salas y Núñez, 2011).

En el diseño de pilotes como solución de cimentación en suelos expansivos, se debe tener presente las fuerzas expansivas que procuran levantar el pilote y las presiones superficiales que se generan a lo largo del fuste del pilote, producto de las presiones de expansión. El diseño involucra un análisis exhaustivo de las características del terreno a cimentar, en cuanto a: profundidad de la capa activa, valores de presión de expansión del suelo, profundidad de los estratos duros para valorar la factibilidad de apoyar el pilote en ellos y que este trabaje por punta; o analizar en caso de que el estrato duro sea muy profundo, el trabajo del pilote a fricción (Villalaz, 2007). En ambos casos, si existe presencia del nivel freático se debe evaluar el efecto de la fricción negativa. Los pilotes bajo un diseño adecuado son efectivos para cimentar sobre ellos en suelos expansivos, pero desde el punto de vista económico no son factibles en todas las construcciones. Su uso se limita a construcciones como edificios o construcciones donde el costo de cimentación será absorbido por la magnitud de la obra; porque puede que no sea una solución económica pero la seguridad que proporcionan lo compensa (Ramírez, 2023).

## 2.4 Modelos de suelos no saturados

En 1959, Bishop desarrolló la ecuación de esfuerzos efectivos para suelos no saturados (Jennings y Burland, 1962):

$$\sigma' = \sigma - U_a + \chi \cdot (U_a - U_w). \quad (1)$$

La ecuación (1) plantea que el esfuerzo efectivo ( $\sigma'$ ) depende del esfuerzo total ( $\sigma$ ), la succión ( $U_a - U_w$ ) y el parámetro  $\chi$  que está relacionado principalmente con el grado de saturación del suelo. El estudio de los suelos no saturados también se ha basado en el uso de variables de estado independientes: que son el esfuerzo neto  $\sigma_n = \sigma - U_a$  y la succión  $S = U_a - U_w$  (Alonso et al., 1990).

Para la predicción del comportamiento de los suelos parcialmente saturados y en particular las arcillas expansivas, se han desarrollado varios modelos exitosos por el aporte científico y práctico que han demostrado tener luego de su análisis e implementación dentro de la comunidad que investiga los suelos no saturados, entre ellos se destacan:

- Alonso et al. (1987-1990) basados en el modelo modificado de Cam-Clay (Roscoe y Burland, 1968) presentaron el Modelo Básico de Barcelona (MBB) que describe el comportamiento de los suelos parcialmente saturados de baja actividad ante los ciclos de presión-deformación a los que son sometidos. Este modelo se formula bajo la teoría de la elastoplásticidad y se basa en el uso de las variables de estado independientes: el esfuerzo neto ( $P_{net}$ ) y la succión ( $S$ ); para predecir el comportamiento de suelos no saturados. El Modelo Básico de Barcelona explica el comportamiento de los suelos no saturados ante las posibles trayectorias de carga - descarga y humedecimiento - secado a las que se sometieron de manera simple. A partir del análisis de las trayectorias se percibe que con el aumento de la succión aumenta la presión de preconsolidación, la resistencia al corte y el suelo se contrae; con la disminución de la succión se desarrollan deformaciones plásticas a baja presión de confinamiento y presiones de colapso elásticas a presiones de confinamiento elevadas (Alonso et al., 1999).

En la Figura 3 se muestra el tipo de superficie de fluencia propuesto por Alonso en el Modelo Básico de Barcelona (MBB). Dentro del marco del MBB se contempla la descripción de fenómenos que caracterizan el comportamiento de los suelos no saturados como: el aumento de la resistencia con la succión y la posibilidad de colapso por humedecimiento. En la Figura 3, el punto A representa un estado inicial de presión del suelo y se encuentra dentro de la superficie de fluencia. La fluencia puede ser producida por: (i) un incremento del esfuerzo neto ( $p$ ), siguiendo la trayectoria de carga isotrópica ABC, (ii) un aumento del esfuerzo desviador según la trayectoria de cizallamiento ADE, (iii) una reducción de la succión ( $s$ ) mediante la trayectoria de humedecimiento AFG o, la fluencia se manifestaría mediante cualquier cambio simultáneo en ( $p$ ,  $q$ ,  $s$ ) de manera adecuada. Si la trayectoria de humedecimiento (FG), la trayectoria de carga (BC) o la trayectoria de cizallamiento (DE), producen la misma expansión de la superficie de fluencia, el cambio de volumen plástico que producen estas tres trayectorias es idéntico y se toma como parámetro de endurecimiento. La trayectoria FG representa el colapso por humedecimiento del suelo (Sukach, 1995).

La ecuación que describe la superficie de fluencia del Modelo Básico de Barcelona se obtiene desarrollando las relaciones correspondientes al estado de esfuerzos en la superficie de la elipse y se formula en la forma (García, 2019):

$$f = M^2(p - p_0)(p + p_s) + q^2 = 0, \quad (2)$$

donde  $M = 6 \sin(\varphi) / 3 - \sin(\varphi)$  y representa la pendiente de la superficie de falla del modelo,  $p$  es el esfuerzo medio neto,  $p_s$  es el esfuerzo neto de succión que el suelo es capaz de soportar y  $q$  es el esfuerzo desviador. El esfuerzo neto de tensión que el suelo es capaz de soportar se define como  $p_s = K^*S$ , donde  $K^*$  representa un parámetro constante y  $S$  es la succión.

La expresión que define la superficie de fluencia para el colapso bajo carga se expresa como:

$$\frac{P_0}{P_r} = \left( \frac{P_0^*}{P_r} \right)^{\frac{\lambda(0)-k}{\lambda(s)-k}}. \quad (3)$$

En la ecuación (3),  $P_0^*$  es el esfuerzo de preconsolidación para el caso saturado,  $P_0$  es la presión de preconsolidación aparente,  $\lambda(s)$  es el parámetro de rigidez para cambios en la presión media para estados vírgenes del suelo,  $\lambda(0)$  corresponde al valor inicial de  $\lambda(s)$  y  $P_r$  representa el esfuerzo de referencia (es un parámetro del modelo).

La matriz que expresa el comportamiento volumétrico y desviador plástico del suelo, propuesta por Alonso en el BBM, es la siguiente (Alonso et al., 1990):

$$\begin{aligned} & \begin{Bmatrix} d\varepsilon_v^p \\ d\varepsilon_q^p \end{Bmatrix} \\ &= -\frac{1}{\frac{\nu \cdot p_0}{\lambda(s) - k} \cdot \eta^* \beta^* + \frac{\nu \cdot (s + P_{atm})}{\lambda(s) - k} \cdot \eta^* \alpha^* \delta^*} \begin{pmatrix} \beta^* \gamma^* & 2q\gamma^2 & \delta^* \gamma^* \\ 2q\beta^* & (2q)^2 & 2q\delta^* \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} dp \\ dq \\ ds \end{Bmatrix}. \end{aligned} \quad (4)$$

Los parámetros involucrados en la expresión matricial (4) se calculan mediante las siguientes relaciones:

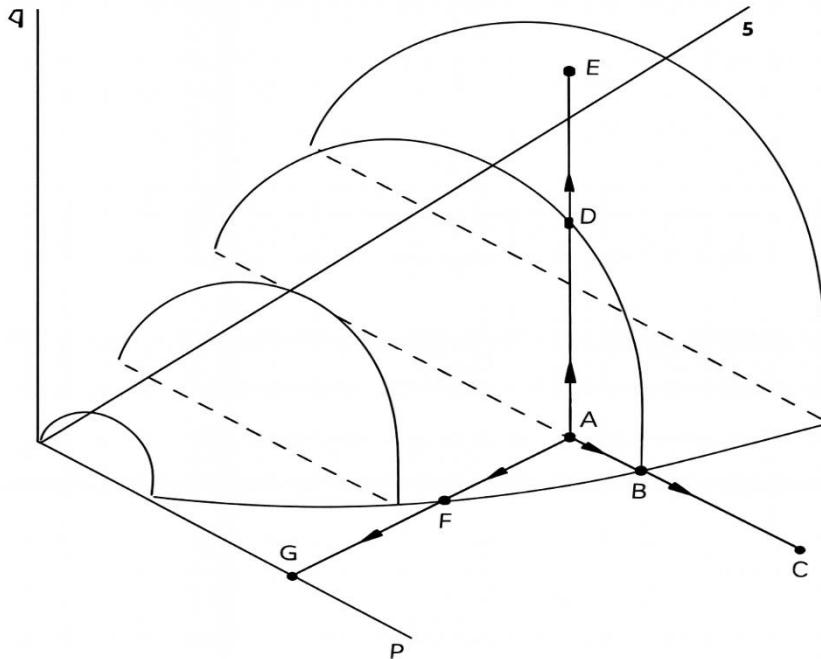
$$\begin{aligned} \eta^* &= \frac{\partial f}{p_0} = -M^2(p + p_s) \\ \beta^* &= \frac{\partial f}{p} = -M^2(p_0 - 2p - p_s) \end{aligned}$$

$$\alpha^* = \frac{\partial p_0}{\partial \lambda(s)} = \left( \frac{P_0^*}{P_r} \right)^{\frac{\lambda(0)-k}{\lambda(s)-k}} \cdot \ln \left[ \frac{P_0^*}{P_r} \right] \cdot \left( -\frac{\lambda(0)-k}{(\lambda(s)-k)^2} \right)$$

$$\delta^* = \frac{\partial f}{\partial p_0} \frac{\partial p_0}{\partial \lambda(s)} \frac{\partial \lambda(s)}{\partial s} + \frac{\partial f}{\partial p_s} \frac{\partial p_s}{\partial s}$$

$$\gamma^* = \beta^* + \delta^*.$$

Adicionalmente,  $\nu$  representa el volumen específico del suelo,  $P_{\text{atm}}$  es la presión atmosférica y  $k$  es un parámetro que describe el incremento en la cohesión debido a la succión.



**Figura 3.** Superficie de fluencia para suelos no saturados (MBB). Fuente (Sukach.1995).

- En 1992 Alonso se basa en la teoría planteada en el Modelo Básico de Barcelona (MBB) para describir el comportamiento mecánico de arcillas expansivas no saturadas. El marco ampliado desarrollado por Alonso se basaba en la distinción dentro de las arcillas de un nivel microestructural en el que tiene lugar la expansión de los minerales activos de la arcilla y de un nivel macroestructural en el que se desarrollan los principales reordenamientos estructurales (Gens et al., 1992). La formulación del modelo toma en

cuenta las siguientes hipótesis: mantienen el concepto de presión efectiva y se asume que el nivel microestructural se encuentra saturado; el comportamiento microestructural es elástico y volumétrico y existe equilibrio hidráulico, mecánico y químico entre el nivel microestructural y macroestructural (Alonso et al., 1999).

- En 1999 Alonso desarrolló un trabajo para lograr modelar el comportamiento de las arcillas expansivas el Modelo Expansivo de Barcelona (BExM, Barcelona Expansive Model por sus siglas en inglés), este trabajo describe el comportamiento de la macroestructura y la microestructura en las arcillas; incluyendo la posibilidad de que los microporos estén parcialmente saturados. Logró a través de dos funciones, una para la humectación y otra para el secado, describir el acoplamiento mecánico que se desarrolla entre los niveles micro y macroestructural. Demostró la relación directa que existe entre la variación de la relación de vacíos que tiene lugar en la microestructura y la que se desarrolla en la macroestructura y que ambas dependen del estado de compactación de la macroestructura. El modelo logra describir fenómenos como la deformación provocada por las trayectorias de esfuerzo neto-succión, la expansión durante ciclos de humedecimiento-secado con valores bajos de presiones de confinamiento y deformaciones por compresión debido al humedecimiento con valores altos de la presión de confinamiento. Además, demuestra que el suelo se fatiga producto a las deformaciones que se desarrollan durante los ciclos de secado-humedecimiento y que los macroporos del suelo se ven invadidos producto de la expansión que tiene lugar en los microporos. Alonso en la realización de este modelo toma en cuenta la teoría desarrollada por Alonso et al. (1987, 1990) y (Gens et al., 1992), (Agreda et al., 1999).

En la Figura 4, LN se denomina línea neutral y separa en cada instante las zonas de expansión de las de contracción, en el nivel microestructural. La expansión que se produce a nivel microestructural, que se asocia con una disminución de la succión, causa efecto en las disposiciones estructurales de la macroestructura produciendo un aumento irreversible de la relación de vacíos. De manera recíproca la contracción que tiene lugar en la microestructura y se relaciona con un aumento de la succión, debido a una disminución en el estado de humedad inicial de la muestra de suelo, provoca una disminución irreversible de la relación de vacíos. El cambio plástico macroestructural en volumen determina a su vez la ubicación de LC, donde LC representa el estado de fluencia de la macroestructura. Cuando el estado de

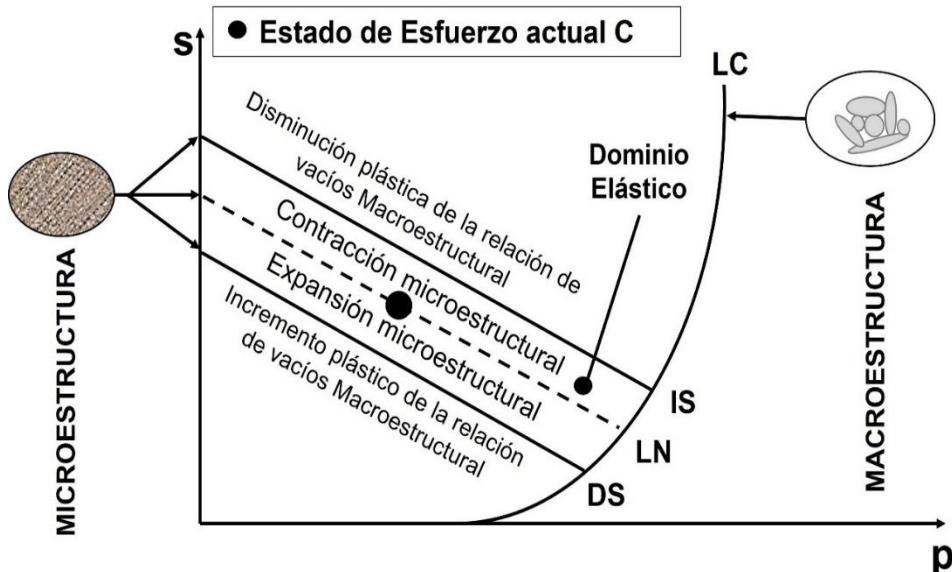
la macroestructura es más suelto, la superficie de fluencia macroestructural se contrae; por el contrario, cuando la macroestructura se vuelve más densa el dominio elástico aumenta y LC se expande. La línea IS representa la trayectoria de incremento de la succión y DS la línea de disminución en la succión. En vista del análisis anterior se puede concluir que existe un acoplamiento entre las superficies de fluencia LC, IS y DS (Agreda et al., 1999).

Según Alonso et al., 1999, las ecuaciones que definen el incremento en la deformación volumétrica macroestructural  $d\varepsilon_{vM}$  y microestructural  $d\varepsilon_{vm}$ , son las siguientes:

$$d\varepsilon_{vm} = de_m(1 + e_m), \quad (5)$$

$$d\varepsilon_{vM} = de_M(1 + e_M), \quad (6)$$

donde  $e_m$  y  $e_M$  representa la relación de vacíos microestructural y macroestructural, respectivamente. La invasión de macroporos corresponde a la situación en la cual  $d\varepsilon_{vm}$  es positivo y  $d\varepsilon_{vM}$  negativo; debido a que la mayor parte de la deformación macroestructural es de origen plástico. Para los materiales altamente expansivos, la relación  $f_d = d\varepsilon_{vM}/d\varepsilon_{vm}$  tiene que ser negativa a valores elevados de  $p/p_0$ , donde  $p/p_0$  representa la relación entre la presión ejercida y la presión de preconsolidación del suelo.



**Figura 4.** Superficie de fluencia para suelos no saturados (BExM). Fuente (Alonso et al., 1999).

La ley constitutiva para determinar la deformación volumétrica elástica microestructural es:

$$d\varepsilon_{mv}^e = \frac{d\hat{p}}{K_m}, \quad K_m = \begin{cases} \frac{e^{-\alpha_m p}}{\beta_m} \\ \frac{(1 + e_m)\hat{p}'}{k_m} \end{cases} \quad (7)$$

donde  $K_m$  depende del tipo de expansión del modelo. En la ecuación (7),  $\hat{p} = p + S_r^\alpha S$ . Cuando  $\alpha = 0$  se recupera la presión efectiva saturada y si  $\alpha = 1$ ,  $\hat{p}$  corresponde a la presión media de Bishop, siendo  $\alpha$  un parámetro del modelo.

De forma similar al Modelo Básico de Barcelona, la deformación volumétrica elástica de la macroestructura se expresa en función del esfuerzo medio neto y de la succión y se define a través de la siguiente expresión:

$$d\varepsilon_{Mv}^e = \frac{dp}{K_t} + \frac{ds}{K_s}, \quad (8)$$

donde  $K_t = (1 + e_M)p/k$  y  $K_s = (1 + e_M)(S + p_{atm})/k_s$ .

En la ecuación (8),  $p_{atm}$  es la presión atmosférica,  $k$  es la pendiente de la línea de descarga-recarga en el diagrama de  $e$  vs  $\log(p)$  y  $k_s$  representa la pendiente de la línea de humectación-secado reversible en un diagrama  $e$  vs  $\log(s)$ , siendo  $e$  la relación de vacíos del suelo y  $s$  la succión. La deformación volumétrica elástica total  $d\varepsilon_v^e$  es la suma de la deformación volumétrica elástica de la microestructura  $d\varepsilon_{vm}$  y la deformación volumétrica elástica de la macroestructura  $d\varepsilon_{vM}$ .

Bajo condiciones triaxiales la deformación elástica macroestructural tiene un componente de distorsión y por lo tanto la deformación volumétrica elástica macroestructural se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$d\varepsilon_{qM}^e = \frac{dq}{3G}, \quad G = \frac{3(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)} K_t. \quad (9)$$

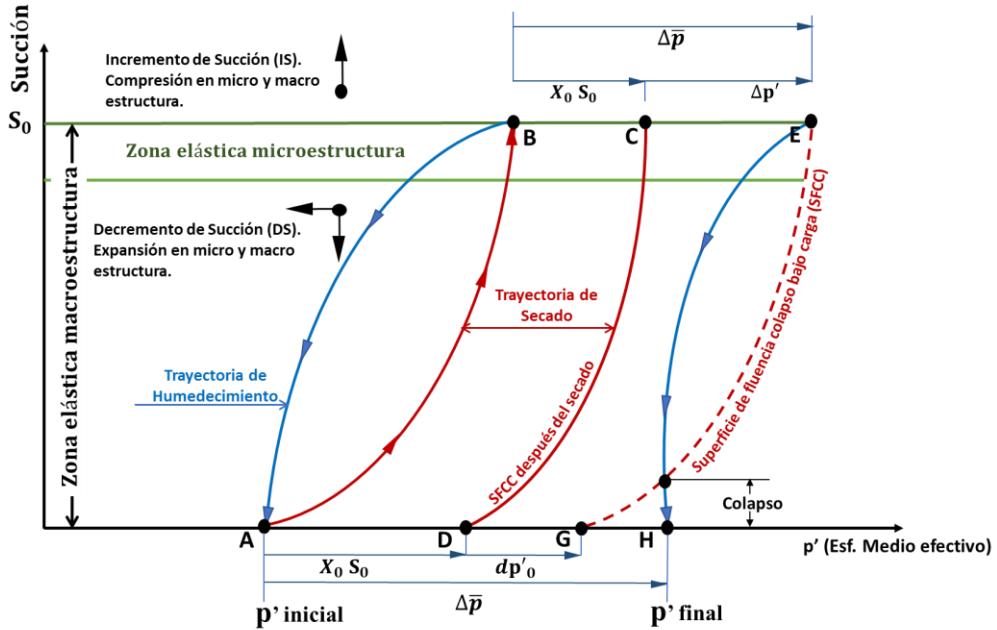
En la expresión anterior  $q$  es el esfuerzo desviador,  $K_t$  el módulo de volumen (Bulk),  $G$  el módulo cortante y  $\nu$  es la relación de Poisson, la cual es constante en el modelo. La deformación elástica de la microestructura permanece siendo volumétrica.

El Modelo Expansivo de Barcelona difiere del Modelo Básico de Barcelona debido a que en el Modelo Expansivo la superficie de fluencia se inclina y por tanto se puede afirmar que no existe relación directa entre ambos modelos.

#### 2.4.1 Modelos basados en esfuerzos efectivos

Los modelos basados en esfuerzos efectivos logran un análisis más preciso del comportamiento volumétrico de los suelos. Actualmente se ha llegado a un consenso entre los investigadores de que estos modelos muestran mayores ventajas respecto a los modelos basados en variables de estado independientes. La fundamentación del porqué de la superioridad de un modelo sobre otro se justifica en la inclusión del acoplamiento hidromecánico, de la influencia del grado de saturación en la resistencia de los suelos y la histéresis de las curvas de retención suelo-agua en el análisis (Rojas, 2018).

En la Figura 5 se ilustra el comportamiento del suelo en términos de su esfuerzo medio efectivo en relación con la succión. El punto A en el gráfico indica que el suelo se encuentra en un estado completamente saturado. A continuación, se somete el suelo a un proceso de secado que sigue la trayectoria AB, lo cual da lugar a un aumento en el esfuerzo medio efectivo que es proporcional al esfuerzo de succión  $\chi_0 s_0$ . Luego, la muestra es sometida a una carga que sigue la trayectoria BC; de manera similar al caso anterior, se produce un incremento adicional en el esfuerzo medio efectivo debido al esfuerzo de succión. Se puede observar que una vez concluida la trayectoria de secado y carga el suelo aumenta su estado de esfuerzo medio efectivo inicial en dos veces el esfuerzo de succión. La línea CD representa la fluencia debido al endurecimiento por succión, a la izquierda de esta línea el suelo muestra un comportamiento elástico, y a la derecha de esta el suelo tendrá comportamiento elastoplástico; por lo que, si el suelo se somete a carga y sobrepasa el punto D, experimenta deformaciones volumétricas plásticas. La línea EG representa la fluencia por colapso bajo carga, si en el punto E el suelo se induce a una trayectoria de humedecimiento, FH va a representar el fenómeno de colapso por humedecimiento que ocurrirá en el suelo.



**Figura 5.** Comportamiento volumétrico utilizando esfuerzos efectivos. Adaptado de (Herrada, 2022).

En 2003 Wheeler propuso un modelo para el análisis de suelos no saturados basado en el principio de esfuerzos efectivos y haciendo uso de la ecuación de Bishop de 1959. En este modelo Wheeler logra enmarcar una gran cantidad de características de esfuerzo-deformación con las propiedades hidráulicas, pero aunque constituyó un modelo significativo en aquella época ya que analiza las deformaciones plásticas del suelo con respecto al grado de saturación; no tuvo en cuenta la influencia de la relación de vacíos en la curva de retención suelo-agua y por tanto el modelo no fue capaz de predecir de manera completa el fenómeno de acoplamiento hidro-mecánico en este tipo de suelos (Herrada, 2022). Algunos modelos significativos que se basaron en el principio de esfuerzos efectivos para el análisis del comportamiento de suelos no saturados en el presente siglo son: (Vamant, Romero, & Jommy, 2000), (Khailili, Habte, & Zaragarbashi, 2008), (Ma., Changfu, & Houzhen, 2015), (Zhou & Sheng, 2015) y (Yao, Tian, & Gao, 2017). Aunque constituyen un avance en el estudio y predicción del comportamiento de los suelos no saturados, muchos de ellos requieren de 11 y 13 parámetros, algunos de los cuales necesitan de una calibración previa (Rojas, 2018).

Rojas en 2014 realiza un análisis enfocado hacia la búsqueda de la mecánica de suelos unificada. Hace énfasis en cómo se logró un desarrollo continuo en la mecánica de suelos saturados cuando Terzaghi definió la ecuación de esfuerzos efectivos. Sin embargo, no ocurrió lo mismo en la mecánica de suelos no saturados, debido principalmente a que la ecuación de esfuerzos efectivos propuesta por Bishop no podía explicar por sí sola el comportamiento volumétrico de los suelos durante el fenómeno de colapso por humedecimiento (Rojas, 2018).

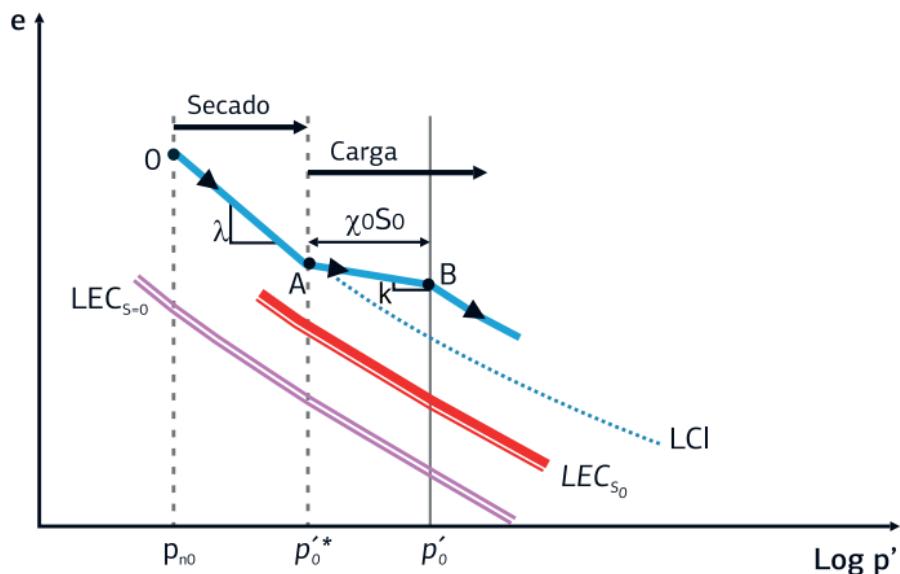
Rojas presentó en 2018, como resultado de un amplio trabajo de investigación un modelo constitutivo para suelos no saturados totalmente acoplado. El modelo basado en la ecuación de esfuerzos efectivos de Bishop y en la teoría del estado crítico, puede describir los fenómenos de colapso por humedecimiento y expansión de los suelos. El primer fenómeno se puede simular con la ecuación de esfuerzos efectivos de Bishop junto con un marco elastoplástico adecuado. En el modelo propuesto por Rojas (2018) el parámetro  $\chi$  de Bishop se obtiene a través de un modelo sólido-poroso mediante el cual se pueden simular ciclos de secado-humedecimiento y se logra obtener un acoplamiento hidro-mecánico del suelo sin la necesidad de requerir un elevado número de parámetros ni calibraciones previas (Rojas, 2018). En este modelo se tienen en cuenta tres aspectos fundamentales: el endurecimiento por succión, el acoplamiento hidromecánico y la histéresis de la curva de retención suelo-agua.

En la Figura 6 se tiene una muestra de suelo normalmente consolidado sometida al esfuerzo  $pn_0$ , indicado por el punto O. Si la muestra se somete al secado aumenta su esfuerzo medio efectivo en la cantidad  $\chi_0 s_0$ , donde  $s_0$  representa la succión máxima alcanzada durante el secado y  $\chi_0$  representa el valor del parámetro de Bishop para esta succión. Luego del secado la muestra se encuentra representada por el punto A y sigue la trayectoria de la línea de compresión isotrópica (LCI). Si luego de este secado la muestra se carga ocurre un comportamiento elástico el cual se representa por la trayectoria AB; luego de la trayectoria de carga se produce un incremento del esfuerzo medio efectivo. En el punto B se alcanza el valor del esfuerzo aparente de preconsolidación (se denomina así porque su valor depende de la succión). Como se aprecia en la Figura 7 el esfuerzo aparente de preconsolidación es la suma del esfuerzo inicial de la muestra del suelo  $pn_0$  más el incremento debido al secado  $\chi_0 s_0$ , más el incremento producido por el efecto de la carga, que se denomina esfuerzo de

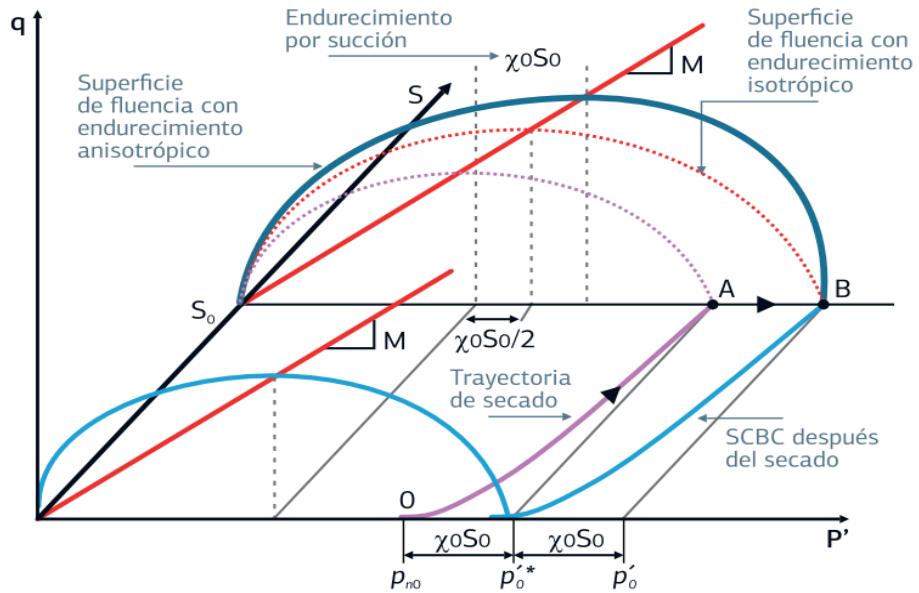
succión y se denota como  $\chi_0 s_0$ . Se puede concluir que el esfuerzo aparente de preconsolidación sería dos veces el esfuerzo de succión más el esfuerzo inicial. En la Figura 7 (SCBC) representa la superficie de fluencia que se denomina superficie de colapso bajo carga, la cual es paralela a la trayectoria de secado a una distancia horizontal igual al esfuerzo de succión  $\chi_0 s_0$  (Rojas, 2018). La ecuación que caracteriza el comportamiento volumétrico del material es similar a la propuesta por Juárez Badillo en 1975, pero se expresa en términos de la relación de vacíos (Rojas, 2018):

$$\frac{e}{e_0} = \left( \frac{p'}{p'_0} \right)^\lambda, \quad (10)$$

donde:  $e_0$  y  $p'_0$  representan el estado inicial de referencia y  $\lambda$  es el índice de compresión elastoplástico del suelo. En el caso de descarga-recarga el índice de compresión elastoplástico se sustituye por el índice elástico  $k$ , como indica la Figura 6.



**Figura 6.** El endurecimiento por succión desplaza la LCI y LEC en la cantidad  $\chi_0 s_0$ . Fuente (Rojas, 2018)



**Figura 7.** La superficie de fluencia en los ejes ( $p'$ ,  $q$ ) muestra endurecimiento anisotrópico. Fuente (Rojas, 2018).

El incremento de la deformación volumétrica plástica se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$d\mathcal{E}_v^p = (\lambda - K) \frac{e_0}{1 + e_0} \left( \frac{dp'}{p'_0} \right). \quad (11)$$

En la ecuación anterior,  $p'$  es el esfuerzo medio efectivo,  $e_0$  es la relación de vacíos inicial del suelo,  $p'_0$  es el esfuerzo aparente de preconsolidación y  $dp'$  su incremento.

Todos estos modelos han contribuido a mejorar la predicción del comportamiento tanto de los suelos expansivos como de los suelos no saturados, y aunque se trabaja por llegar a un resultado efectivo, hasta el momento no ha sido posible.

## 2.4.2 Modelo constitutivo para suelos expansivos

La investigación de Rojas et al. (2017) aborda la modelación del comportamiento hidromecánico de los suelos expansivos, los cuales se caracterizan por experimentar deformaciones volumétricas significativas ante cambios en su contenido de humedad y

condiciones de carga. Los modelos precedentes al estudio, como el Modelo Básico de Barcelona (MBB) y sus expresiones, si bien fueron ampliamente utilizados y poseen reconocimiento, se demostró que presentan limitaciones por su complejidad, ya que requieren dividir el suelo en dos niveles estructurales (micro y macroestructura) y emplean un gran número de parámetros, lo que dificulta su aplicación práctica. Además, se expone en el artículo que los modelos no siempre logran capturar de manera adecuada el acoplamiento completo entre los procesos hidráulicos y mecánicos, esencial para predecir el comportamiento real de estos suelos.

Con el objetivo de superar las limitaciones de estos modelos, Rojas et al. (2017) proponen un marco elastoplástico unificado basado en el concepto de presiones efectivas, utilizando una versión modificada de la ecuación de Bishop ( $p' = p^- + \chi^s$ ). En este enfoque, el parámetro  $\chi^s$  incorpora explícitamente la fracción saturada ( $f^s$ ), la fracción no saturada ( $f^u$ ) y el grado de saturación de la fracción no saturada del suelo  $S_w^u$ , vinculando directamente estas variables con la distribución de tamaño de poros (PSD) del material. Esta formulación permite evitar la necesidad de modelar por separado la micro y macroestructura, simplificando significativamente el modelo y reduciendo el número de parámetros requeridos, y por tanto la ecuación modificada de Bishop se puede expresar como:

$$p' = f^s + f^u \cdot S_w^u. \quad (12)$$

Entre los aspectos clave discutidos en el artículo destacan:

- Índices de comportamiento: se introducen dos nuevos índices para caracterizar la respuesta del suelo:

El índice de expansión ( $\lambda_{ex}$ ), que gobierna la hinchazón durante procesos de humedecimiento y depende del índice de compresión virgen ( $\lambda_e$ ), la densidad relativa ( $D_r$ ) del suelo y el índice de recompresión, según la expresión:

$$\lambda_{ex} = (\lambda_e - K_e)D_r + K_e. \quad (13)$$

El índice de colapso-expansión ( $\lambda_{exc}$ ), que describe la respuesta del suelo cuando la trayectoria de esfuerzos cruza la superficie de fluencia (LCYS) durante humedecimiento bajo carga, definido como:

$$\lambda_{exc} = (\lambda_e - \lambda_{ex} + K_e) = (\lambda_e - K_e)(1 - D_r) + K_e. \quad (14)$$

- Superficies de fluencia: El modelo incorpora tres superficies críticas:
  - La superficie de fluencia por carga-colapso (LCYS), que delimita el comportamiento elástico durante procesos de carga.
  - Las superficies de fluencia por incremento (SIYS) y decremento (SDYS) de succión, que definen los límites elásticos durante ciclos de humedecimiento-secado.
- Acoplamiento hidromecánico implícito: La distribución de tamaño de poros (PSD) se actualiza automáticamente en función de las deformaciones plásticas, lo que permite modelar la evolución de las curvas de retención de agua (SWRC) sin necesidad de parámetros adicionales.

Los resultados principales del estudio demuestran que el modelo propuesto es capaz de reproducir con precisión una variedad de comportamientos característicos de suelos expansivos, incluyendo:

- La expansión libre bajo condiciones de baja carga.
- El colapso inducido por humedecimiento en muestras sometidas a altas cargas.
- Las presiones de hinchamiento medidas en pruebas a volumen constante, donde se observa la transición característica a  $45^\circ$  una vez que el suelo alcanza la saturación, validando observaciones experimentales previas.

Entre las principales ventajas del modelo destacan su simplicidad, al reducir el número de parámetros requeridos en comparación con enfoques anteriores, y su capacidad para unificar el comportamiento de suelos saturados y no saturados bajo un mismo marco teórico. No obstante, los autores reconocen que la aproximación  $\chi \approx S_w \chi \approx S_w$  puede generar pérdidas de precisión en ciertos escenarios, y que el modelo requiere ajustes adicionales para capturar adecuadamente las deformaciones acumulativas durante ciclos repetidos de humedecimiento-secado.

Este trabajo constituye un avance significativo en la comprensión y modelación de suelos expansivos, ofreciendo una herramienta robusta para el análisis de su comportamiento en condiciones tanto estáticas como dinámicas. Sus aportes son particularmente relevantes para el diseño de cimentaciones y estructuras en contacto con este tipo de suelos, donde la predicción precisa de las deformaciones resulta crítica para garantizar la estabilidad y durabilidad de las obras (Rojas et al., 2017).

## 2.5 Ensayes para determinar presión de expansión en suelos

La normativa (ASTM, D 4546-03) establece tres posibles métodos para determinar la presión de expansión de los suelos:

- Método A: se satura la muestra de suelo permitiéndole la expansión vertical bajo una presión de 1 kPa, considerando el peso de la piedra porosa y la placa de carga. Luego que se completa la expansión primaria se aplica carga a la muestra hasta llevarla a su relación de vacíos inicial. El esfuerzo aplicado para que la muestra recupere la relación de vacíos inicial corresponde al valor de la presión de expansión del suelo (ASTM, 2003).
- Método B: de igual manera que en el método anterior la muestra de suelo es saturada, pero en este caso bajo la carga de preconsolidación, una vez que el suelo se expanda verticalmente y complete este proceso totalmente, se le aplica sobrecarga hasta que la muestra recupere la relación de vacíos inicial. El valor del esfuerzo que garantiza que la muestra recupere su altura inicial corresponde al valor de la presión de expansión del suelo (ASTM, 2003).
- Método C: este método se basa en saturar la muestra de suelo en el anillo de consolidación y aplicar sobrecarga para lograr que la relación de vacíos del suelo no se incremente debido a la saturación, el esfuerzo necesario a aplicar para que la muestra de suelo no aumente su altura y se mantenga constante en el tiempo va a representar el valor de presión de expansión del suelo. Si se desea conocer la deformación volumétrica después de haberse definido la presión de expansión, se puede descargar al suelo (ASTM, 2003).

Estos métodos no reproducen el fenómeno de expansión que muestran los suelos en campo, debido a que los suelos expansivos se encuentran en un estado no saturado, lo que indica que son cargados y posteriormente por procesos naturales como la lluvia o accidentales como por ejemplo la rotura de tuberías, es que sufren el proceso de saturación y a consecuencia de esto

se expanden. Adicionalmente existen otros métodos que permiten medir la presión de expansión en los suelos.

### **2.5.1 Método del doble edómetro**

Este método consiste en dos muestras de suelo una en estado natural y la otra muestra es inducida al estado de saturación; ambas muestras son sometidas a la carga correspondiente al esfuerzo de preconsolidación de manera simultánea y posteriormente se le aplica sobrecarga. Los resultados obtenidos se grafican en los ejes de esfuerzo contra relación de vacíos, donde se interceptan ambas curvas (la correspondiente a la muestra en estado natural y la muestra saturada), el valor de esfuerzo correspondiente a la intersección constituye el valor de la presión de expansión del suelo. Este método tampoco logra reproducir de manera precisa las condiciones del comportamiento de los suelos expansivos en campo (Caicedo Hormanza, 2009b).

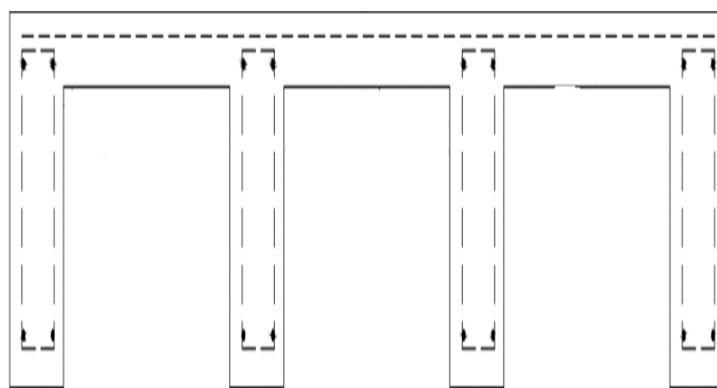
### **2.5.2 Método del triple-edómetro**

Para realizar el ensaye según este método, se preparan tres muestras de suelo, se someten al esfuerzo de preconsolidación y posteriormente se someten a distintos valores de sobrecarga según el interés del investigador; las muestras se dejan sometidas a estos valores de sobrecarga durante  $24h$  o  $48h$  en su estado natural de saturación, hasta el punto donde la arcilla muestre una estabilización. Luego de transcurrido dicho período de tiempo se inundan las 3 muestra y se dejan sometidas al mismo valor de sobrecarga durante  $24h$  o  $48h$ , posteriormente se grafican los resultados obtenidos en los ejes de esfuerzo aplicado versus relación de vacíos. El valor de esfuerzo correspondiente a la intercepción de la curva del suelo ensayado en estado natural y el ensayado en estado de saturación corresponde al valor de la presión de expansión del suelo. Este método sí logra reproducir el fenómeno de expansión que sufren los suelos en campo, por lo que el método del triple-edómetro será el empleado para medir la presión de expansión del suelo en la presente investigación (Rojas, notas de clase, 2023).

## **2.6 Losas reticulares**

En la actualidad son muy usadas las losas de concreto planas como cimentaciones en viviendas o en edificios cuando el peso unitario medio de su estructura se encuentra entre 50

y 75 % de la capacidad resistente del suelo (Pérez, 1998). El uso de estas losas no constituye una solución viable cuando se cimienta en suelos expansivos, porque las presiones de expansión no actúan de manera uniforme en la losa, lo que conduce a la aparición de fisuras y grietas en ella. La solución adecuada de cimentación para construir en suelos expansivos serían las losas reticulares. Las losas reticulares o también conocidas como losas nervadas fueron originalmente propuestas por la Asociación de Cemento Portland de California (López et al., 2014). Su estructura está basada en una losa de concreto reforzada, compuestas de retículas, que se conforman por medio de vigas entrecruzadas (Das y León, 2012). Estas estructuras han sido utilizadas como cimentaciones en suelos expansivos de manera exitosa y su factibilidad se justifica cuando las cimentaciones profundas no se recomiendan por la elevación de los costos que implicaría o cuando las cimentaciones por medio de zapatas esbeltas no son factibles debido a elevados valores en las presiones de expansión en el suelo a cimentar (Segura, 2009). La eficiencia de las losas reticulares como solución de cimentación en suelos expansivos, se sustenta en el principio de garantizar una expansividad del suelo en los espacios huecos de la estructura, ver Figura 8; logrando así disminuir las presiones de expansión que llegarían a impactar de manera directa con la superficie inferior de la losa (Patrone y Prefumo, 2005). Además, existe una reducción del área cargada en la cimentación por medio de retículas, lo cual conduce a un aumento concentrado de la presión que ejerce el cimiento sobre el suelo y en función de las cargas totales de la estructura desplantada sobre ella, es capaz de contrarrestar el efecto de las presiones de expansión del suelo.



**Figura 8.** Losa reticular. Fuente (Segura, 2009).

La distancia que debe existir entre la superficie inferior de la losa y el suelo expansivo, el espaciamiento entre las nervaduras y el espesor de la losa dependerán del valor de la presión de expansión del suelo de desplante y de las cargas estructurales que transmitirá la edificación (Patrone y Prefumo, 2005). Aunque este tipo de cimentación ha demostrado ser eficiente en construcciones en suelos expansivos, no cuenta con respaldo experimental (López et al., 2014). El diseño de la losa reticular debe garantizar que las nervaduras sean capaces de contrarrestar las presiones de expansión que transmitirá el suelo, sin que la estructura en su conjunto sufra daños estructurales. Para lograr un diseño estructural adecuado de la losa reticular, se debe partir de definir un dimensionamiento lógico que asegure un correcto funcionamiento estructural de la losa ante las presiones de expansión a las que se verá sometida.

### 3. Materiales y métodos

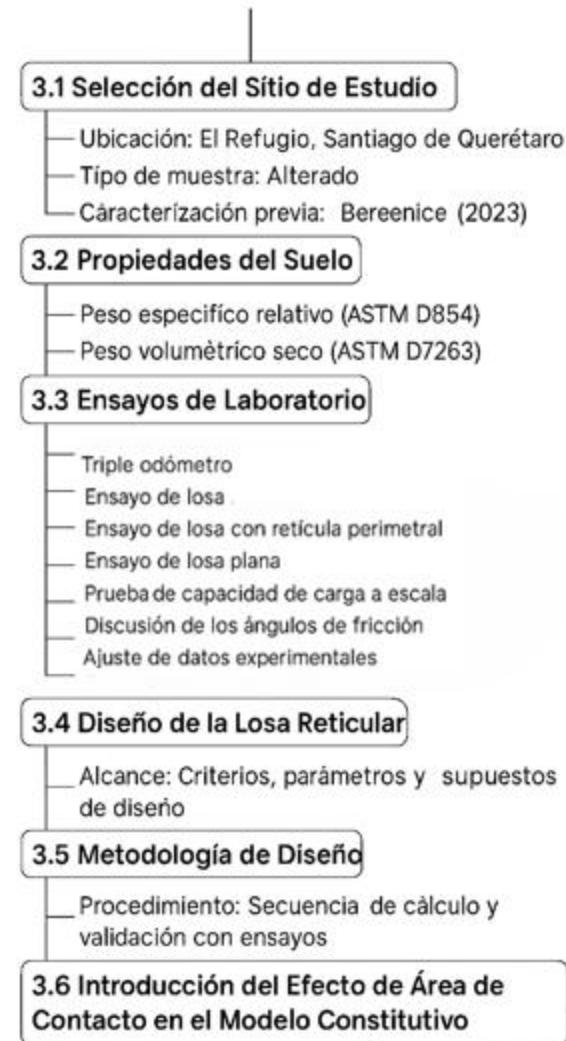
El diseño de cimentaciones en suelos expansivos, como se ha venido discutiendo, representa un desafío significativo en la ingeniería geotécnica debido a los cambios volumétricos que estos suelos experimentan por variaciones en su contenido de humedad, así como por el impacto que este comportamiento genera en las cimentaciones y, en casos graves, en la superestructura. En particular, las losas reticulares han sido consideradas una alternativa eficiente para mitigar los efectos de la expansión del suelo; sin embargo, su diseño aún carece de respaldo experimental. Por ello, a través de un conjunto de ensayos de laboratorio, se busca obtener una metodología de diseño para este tipo de cimentación en suelos expansivos que permita generalizar su uso en cualquier suelo con estas características. Esto garantizará un comportamiento geotécnico y estructural que cumpla con las normativas estipuladas en cuanto a resistencia y durabilidad, bajo diferentes condiciones de carga de las estructuras y potencial de expansión del suelo de desplante.

En este capítulo se describe la metodología experimental utilizada para sustentar el diseño de losas reticulares en suelos expansivos. Para ello, se realizaron ensayos de laboratorio destinados a evaluar el potencial de expansión del suelo y su variación con respecto a la relación entre el área cargada y el área total de la estructura. En particular, para la determinación de las presiones de expansión del suelo y sus variaciones con respecto al área cargada/área total, se aplicó el método del triple-edómetro. La elección de este método está sustentada en que representa de manera más cercana lo que ocurre en la realidad con las estructuras ligeras que se construyen sobre suelos expansivos y posteriormente ocurre el humedecimiento del suelo. Si bien durante el ensaye se induce una saturación completa para obtener los resultados más críticos y, de esta manera, garantizar seguridad en el diseño.

Además, se realizaron ensayos de presión de expansión y capacidad de carga de una losa reticular, una losa con retícula de borde y una losa plana. Con estos ensayos se determinó la variación de la presión de expansión con respecto al área de apoyo de la cimentación en el suelo. Los datos obtenidos a partir de estos ensayos proporcionan información clave para la formulación de una metodología generalizada de diseño de cimentaciones tipo losas reticulares, permitiendo establecer criterios que garanticen una respuesta estructural adecuada ante los cambios volumétricos de los suelos expansivos y, con ello, brindar a los usuarios seguridad y confort.

A continuación, se ilustra el procedimiento de trabajo desarrollado para lograr obtener los resultados requeridos y poder cumplir con los objetivos trazados en la investigación, ver Figura 9.

## Materiales y Métodos



**Figura 9.** Diagrama ilustrativo de la metodología de trabajo elaborada.

### **3.1 Selección del sitio de estudio y caracterización geotécnica del suelo**

La muestra utilizada en este proyecto de investigación fue previamente empleada por Berenice (2023) en su tesis, donde se reporta que la extracción del suelo se llevó a cabo en el municipio de El Refugio, al norte de la ciudad de Santiago de Querétaro, en las coordenadas 359 033.00 m (E) y 2 285 470.00 m (N) (Ramírez, 2023).

El suelo fue extraído manualmente mediante un pozo a cielo abierto a una profundidad aproximada de 50 cm, obteniéndose tanto muestras inalteradas como alteradas. Sin embargo, en la presente investigación, los ensayos se realizaron únicamente con las muestras alteradas, ya que, debido al tiempo transcurrido desde la extracción, la pérdida de humedad provocó fracturas en la muestra, impidiendo su uso en estado inalterado (Ramírez, 2023).

Como se mencionó anteriormente, el suelo utilizado en esta investigación es el mismo con el que la maestra Andrea Berenice trabajó en su proyecto de maestría. Dado que el enfoque de la presente tesis se centra en la respuesta de la losa reticular como solución de cimentación en un suelo expansivo, la caracterización geotécnica del suelo se tomó de la realizada por Andrea en su estudio previo.

Sin embargo, los parámetros de peso relativo de los sólidos y peso volumétrico seco del material sí fueron obtenidos mediante nuevos ensayos de laboratorio para corroborar la información, debido a su importancia en la ejecución de los ensayos posteriores. Como las muestras utilizadas para la determinación de la presión de expansión del suelo fueron preparadas en condiciones de remoldeo, tanto la densidad seca como el peso relativo de los sólidos representan parámetros fundamentales para reproducir las condiciones de campo.

### **3.2 Peso específico relativo de los sólidos y peso volumétrico seco**

El peso específico relativo de los sólidos se determinó mediante el método del matraz volumétrico, de acuerdo con la normativa ASTM D854-23, empleando control de temperatura y calibración previa del equipo. Para cada réplica se registraron la masa del matraz seco, la masa del matraz con agua destilada y la masa del matraz con la suspensión suelo-agua. Este procedimiento permitió obtener valores precisos del peso específico, esenciales para el cálculo de otros parámetros geotécnicos.

De manera paralela, el peso volumétrico de la muestra y el peso volumétrico seco se determinaron utilizando el método de recubrimiento con parafina, siguiendo la ASTM

D7263-20. La obtención de estos parámetros fue clave para la correcta preparación de las muestras remoldeadas y para interpretar de manera confiable las respuestas mecánicas del suelo en los ensayos posteriores.

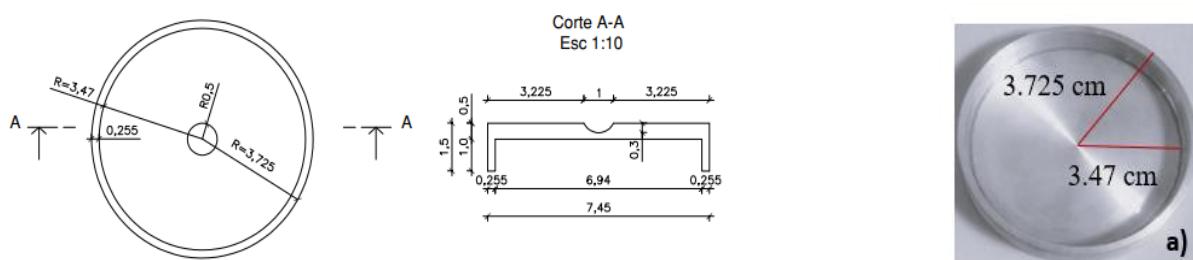
### **3.3 Presión de expansión vs relación área cargada/área total**

#### **3.3.1 Ensaye del triple-edómetro**

Para la ejecución de la investigación, era necesario contar con un suelo que presentara un valor de expansión elevado y así poder trabajar con un dato representativo para diseñar en condiciones críticas de esfuerzos transmitidos por el suelo a la cimentación, garantizando la reproducibilidad. Por lo tanto, el primer paso en el cronograma de actividades ejecutadas fue obtener los parámetros de peso específico de los sólidos y peso volumétrico seco del material con el que se estaba trabajando para elaborar las muestras a ensayar en el triple-edómetro. En un segundo momento, se efectuó dicho ensaye y se obtuvo el valor de la presión de expansión del suelo, reproduciendo las condiciones actuales en las que se encontraba la muestra. El valor de presión de expansión que arrojó el ensaye caracterizaba al suelo como altamente expansivo, por lo que constituyó un material idóneo para el desarrollo de la investigación.

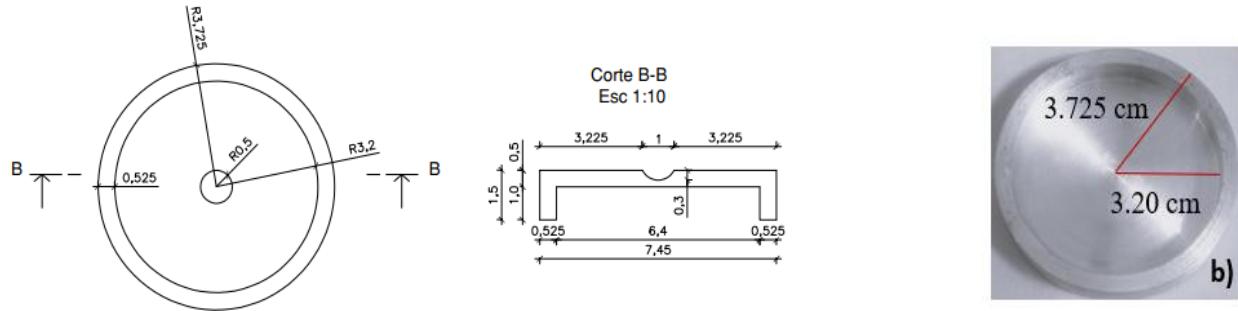
La explicación minuciosa y el énfasis en la necesidad de un suelo con un potencial expansivo alto se deben a que, en un primer momento de la investigación, se comenzó a ensayar un suelo que arrojó un valor de presión de expansión bajo y, por tanto, fue descartado. Teniendo en cuenta la hipótesis del trabajo investigativo la cual planteaba una reducción directa de la presión de expansión que actúa en la cimentación con respecto a la relación área de contacto/área total de la cimentación, se fabricaron cuatro piezas de cabezales del consolidómetro variando el área cargada y manteniendo en todas ellas el valor del área total. El primer ensaye realizado mediante el método del triple-edómetro, utilizando el cabezal original, arrojó el valor de la presión de expansión máxima del suelo en las condiciones de humedad y peso volumétrico seco del material en las que se llevó a cabo el ensaye, concordando con las determinadas en el laboratorio en ese momento. Estas condiciones caracterizaban al suelo en el momento de la investigación y fueron las reproducidas en los ensayos posteriores.

Para validar la hipótesis que sostiene una reducción de las presiones de expansión que afectarían a la losa, mediante una reducción del área cargada en la misma; se realizaron una serie de ensayos en el edómetro para contar con la base experimental que sustente la teoría, haciendo uso de los cabezales fabricados. Se propone una variación de la sección interior del cabezal utilizado en el equipo del edómetro, el cual cumple la función de transmitir las cargas aplicadas al suelo encapsulado en el anillo. El cabezal original del equipo del edómetro es una pieza plana y su funcionamiento al transmitir las cargas verticales al suelo simula la forma de trabajo de una losa plana de concreto reforzado; y por tanto la presión de expansión que impacta de manera directa en esta pieza es total. Se fabricaron 4 piezas que mantienen el diámetro exterior del cabezal original con el que usualmente se realiza el ensayo y se fueron variando las dimensiones interiores de los diámetros. Estas 4 piezas pretenden simular la forma de trabajo de una losa reticular pues poseen unos bordes de 1.5 cm de altura; que harían la función de la retícula y se varía su espesor para ver la reducción que pueda ocurrir en las presiones de expansión del suelo, sobre los cabezales, en función del área cargada. La primera pieza posee un diámetro interior de 6.94 cm y un espesor de apoyo en el suelo de 0.255 cm. En los ensayos se obtuvo el menor valor de presión de expansión al utilizar este cabezal, pues es el de menor área cargada y mayor diámetro interior. El principio de reducción de la presión de expansión que impactaría de manera directa en la superficie de la pieza se basa en la teoría de que, al suelo se le permite una expansión lateral en el área interior de la pieza y por tanto la presión de expansión vertical que llegaría a la superficie de la pieza sería de menor magnitud, (Figura 10).



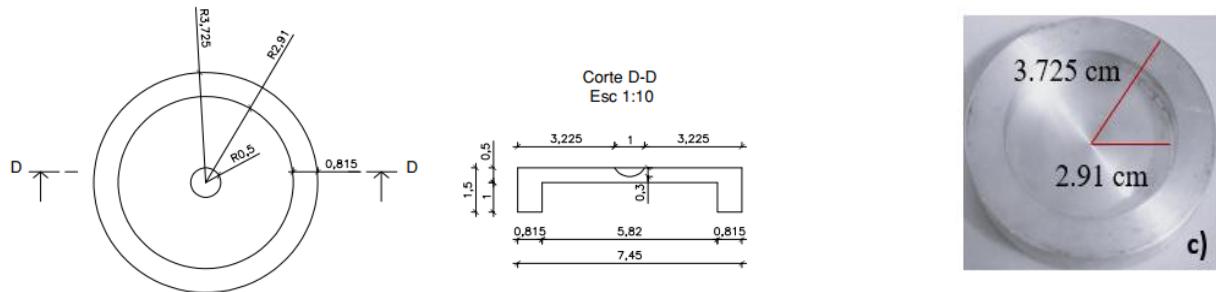
**Figura 10.** Pieza #1 fabricada para el ensayo del triple-edómetro.

La segunda pieza fabricada posee un diámetro interior de 6.4 cm y un espesor del área cargada de 0.525 cm; de igual manera se prevé una reducción de la presión de expansión con respecto a cuando se realizó el ensaye con la pieza normal del edómetro, (Figura 11).

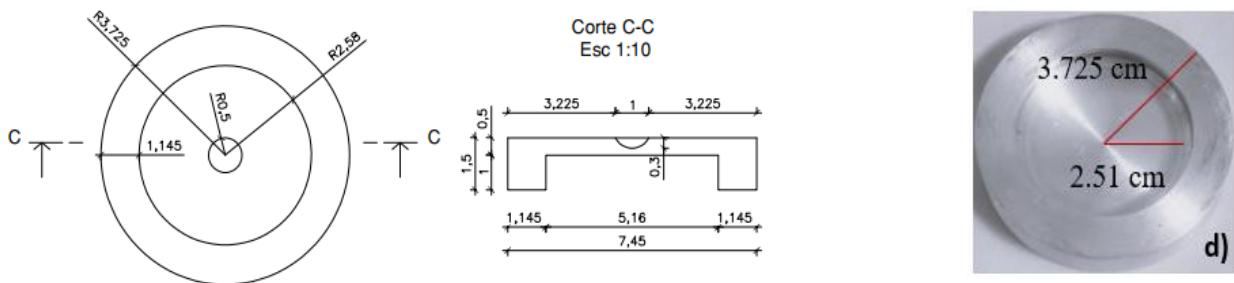


**Figura 11.** Pieza #2 fabricada para el ensaye del triple-edómetro.

Siguiendo el mismo principio en las dos restantes piezas se fue aumentando el espesor del área cargada y disminuyendo el área interior en la cual tendría lugar el proceso de expansión del suelo. La tercera pieza posee un diámetro interior de 5.82 cm y un espesor del área cargada de 0.815 cm, (Figura 12). La cuarta y última pieza posee un diámetro interior de 5.16 cm, con un espesor del área cargada de 1.145 cm, (Figura 13).



**Figura 12.** Pieza #3 fabricada para el ensaye del triple-edómetro.



**Figura 13.** Pieza #4 fabricada para el ensaye del triple-edómetro.

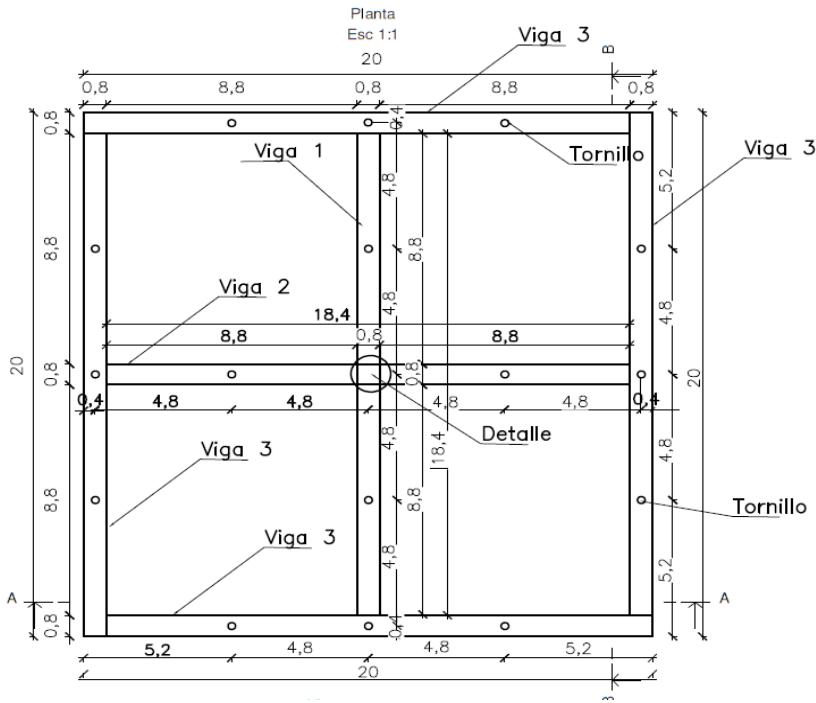
Se realizaron cinco ensayos en el edómetro, el primer ensayo se efectuó haciendo uso del cabezal original del equipo y sucesivamente se desarrollaron los ensayos utilizando las cuatro distintas piezas descritas anteriormente. Una vez finalizados los ensayos en el edómetro, se analizaron los resultados para dar validación a la hipótesis investigativa, en el capítulo de resultados se discuten los valores obtenidos bajo los principios descritos en esta sección.

Una vez concluida esta etapa experimental haciendo uso del método del triple-edómetro se procedió a realizar los ensayos de expansión en la losa reticular.

### 3.3.2 Ensaye de la Losa reticular

Este ensaye se realizó con una losa reticular de aluminio. La losa se construyó para evaluar el impacto de la presión de expansión del suelo sobre la estructura, la cual simulaba la forma de trabajo de una cimentación de ese tipo. La losa posee dimensiones en planta de  $20\text{ cm} \times 20\text{ cm}$ , con un espesor de retícula de  $0.8\text{ cm}$  y una abertura en la zona hueca de  $8.8\text{ cm} \times 8.8\text{ cm}$ . El espesor de la losa es de  $1.25\text{ cm}$  y la altura de la retícula es de  $6\text{ cm}$ .

El ensayo se realizó para verificar la disminución de la presión de expansión debido a la reducción del área de contacto de la estructura con el suelo expansivo.



**Figura 14.** Vista en planta de la losa reticular construida.

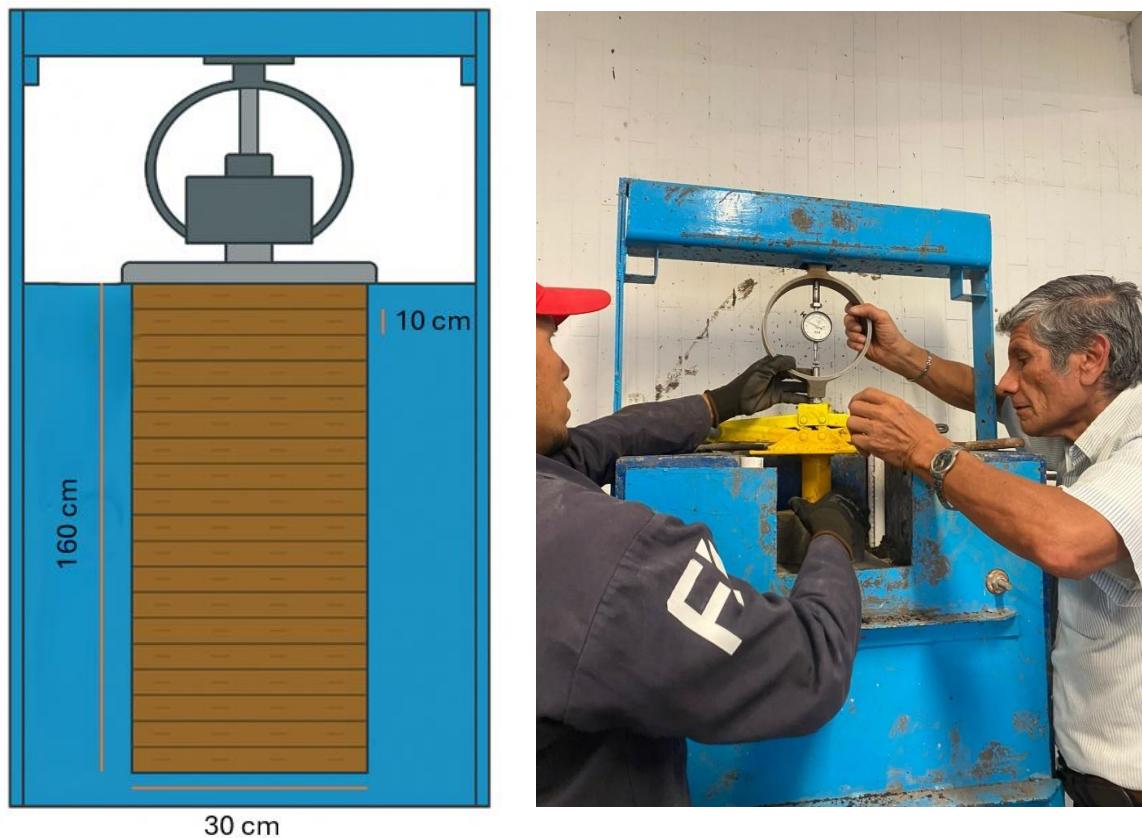
Además, el área de huecos permitió la expansión lateral del suelo, contribuyendo a que el impacto de la expansión sobre la superficie plana de la estructura se viera minimizado (Figura 14).

Para la ejecución del ensayo, el suelo se compactó a una humedad del 15 %. La prueba se llevó a cabo en una máquina de laboratorio con dimensiones en planta de  $32\text{ cm} \times 32\text{ cm}$  y una altura de  $1.60\text{ cm}$ . Se buscaba compactar el suelo a un peso volumétrico seco de  $1.56\text{ g/cm}^3$  (ese valor caracteriza al suelo al momento de realizar la experimentación), por lo que fue necesario definir el número de golpes y el espesor de capa del material para reproducir dicho parámetro. Para ello, se realizó un ensayo de prueba en un molde Proctor, determinando un espesor de capa de  $10\text{ cm}$  y un número de golpes de 30. En la Figura 15 se muestra un esquema a manera de representación visual de una capa compactada en la máquina y el montaje definitivo del ensayo.

Con estos parámetros establecidos, se inició el proceso de compactación, respetando las condiciones definidas y completando un total de 16 capas, se debe puntualizar que en el

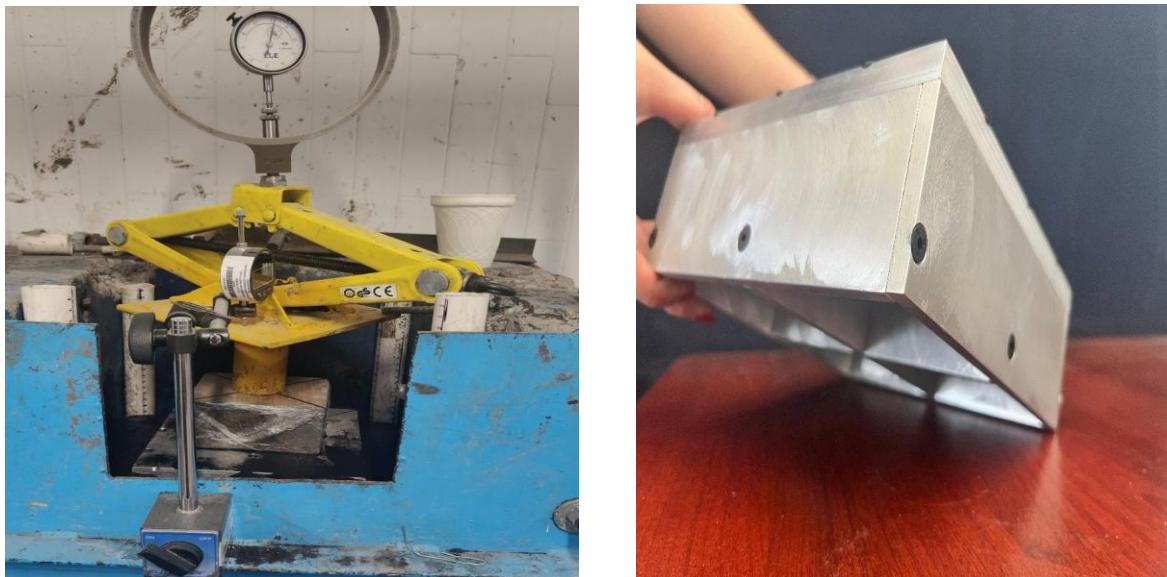
proceso de compactación se colocaron cuatro tubos de un diámetro de 2.54 cm con una altura de 1.2 m los cuales se le hicieron aberturas con un broca de 0.2 cm diámetro espaciadas a 1 cm para que actuaran como drenes y permitiera la saturación de la columna de suelo de una manera más rápida. De las últimas capas, se extrajeron muestras inalteradas en tres anillos de consolidación para llevar a cabo el ensaye del triple-edómetro y conocer la presión de expansión máxima del suelo, así como la densidad volumétrica seca real alcanzada en el proceso de compactación.

Con el valor de presión de expansión obtenido mediante el método del triple-edómetro se contó con un valor de referencia crítico, para establecer la comparación con la presión de expansión obtenida en la losa reticular.



**Figura 15.** Esquema representativo de la compactación de una capa de suelo (a la izquierda) y proceso de montaje del ensaye con la losa reticular (a la derecha).

Para obtener el valor de presión de expansión que ejercía el suelo sobre la estructura analizada se procedió de la siguiente manera: se colocó la losa reticular en contacto con el suelo expansivo logrando una nivelación minuciosa, se colocó un taco de madera encima para hacer contacto con el gato y este a su vez con el anillo de carga (Figura 16). Posteriormente se colocó el anillo de carga en una lectura inicial y se anotó como punto de referencia y se saturó el suelo, dando inicio al ensaye. Una vez que el suelo fue saturado se comenzaron a anotar las lecturas en los siguientes intervalos de tiempo: 15 segundos, 30 segundos, 1minuto, 2 minutos, 4 minutos, 8 minutos, 15 minutos, 30 minutos, 1 hora, 2 horas, 4 horas, 8 horas, 20 horas, 24 horas, 48 horas y así se fueron tomando las lecturas cada 24 horas hasta que el micrómetro de carga se mantuvo con una lectura constante. Se procesaron los datos y se obtuvo el valor de presión de expansión del suelo sobre la cimentación en los intervalos de tiempo antes mencionados y cuando se concluyó el ensaye se tomaron tres muestras de suelo saturadas en cajas Petri para determinar el peso volumétrico saturado del suelo el cual a su vez se encontraba expandido a su valor más crítico según la prueba efectuada. Al finalizar este ensaye se contaba con número de parámetros significativos en cuanto a pesos volumétricos, presiones de expansión y relaciones entre área total/área cargada que se discutirán en el capítulo de resultados, los cuales se estima permitirán establecer conclusiones sobre la relación entre ellos.



**Figura 16.** Imagen de la losa reticular y del ensaye de expansión en la misma.

La preparación del ensaye requirió aproximadamente un mes, dedicado principalmente a la compactación minuciosa del suelo, respetando tanto el número de golpes establecidos como el espesor de cada capa. Como se mencionó anteriormente, en las últimas capas se labraron tres muestras inalteradas en anillos de consolidación para evaluar la presión de expansión mediante el ensaye del triple-edómetro, utilizando el cabezal original del equipo. Una vez extraídas las muestras, el suelo se volvió a compactar, se niveló y se colocó la cimentación para iniciar el ensaye, el cual finalizó cuando la lectura del micrómetro de carga se estabilizó, tras un período total de 15 días. Concluido el ensaye, el suelo se dejó en la cámara durante 7 días para que perdiera humedad y pudiera manipularse, tras lo cual se extrajo en charolas y se expuso al aire libre hasta alcanzar un 15% de humedad, proceso que tomó aproximadamente 1.5 meses. Finalmente, el suelo estuvo listo para ser utilizado en el próximo ensaye.

### **3.3.3 Ensaye de la Losa con retícula perimetral**

Una vez concluido el ensaye realizado para evaluar la presión de expansión en la cimentación reticular y que el suelo alcanzara el valor de humedad requerido se procedió a ejecutar el ensaye en la cimentación perimetral. Siguiendo el mismo procedimiento descrito anteriormente, se compactó el suelo, se extrajeron las muestras inalteradas y se colocó la losa. En este caso, la losa ensayada tenía las mismas dimensiones en planta que la anterior, pero sin retícula interna, contando únicamente con retículas perimetrales en los bordes. Tanto el ancho y alto de la retícula como el espesor de la losa coincidían con los de la losa reticular utilizada en el primer ensaye.

Durante la ejecución del ensaye, se siguió paso a paso la misma metodología que en el primero, abarcando la compactación, el proceso de montaje, la saturación inmediata y la lectura del micrómetro de carga en los tiempos previamente establecidos. La única variación en este ensaye fue la geometría de la losa, lo que modificó tanto el área hueca como el área de contacto de la estructura con el suelo expansivo con respecto al ensaye anterior. Además en este ensaye también se tomaron tres muestras inalteradas en los anillos de consolidación antes de comenzar con el montaje de la losa para realizar el ensaye del triple-edómetro para obtener el valor de presión de expansión máxima del suelo y la densidad volumétrica seca a la que se había llegado durante el proceso de compactación; porque aunque se respetó paso a paso el proceso ejecutivo de la prueba anterior por errores humanos y algún detalle de

precisión no se puede garantizar que se hubiese obtenido el mismo valor de peso volumétrico seco.

El objetivo del ensaye era evaluar los valores de presión de expansión del suelo que se obtenían a los distintos tiempos y el valor máximo al finalizar el ensaye, compararlo con el valor de presión de expansión obtenido con el método del triple-edómetro y a su vez compararlo con el valor de presión de expansión obtenido en el ensaye anterior, considerando los efectos del área de contacto con el suelo. Además, analizar la influencia de la relación área de contacto/área total del cimiento en ambos ensayes y su influencia en los valores de presión de expansión obtenidos, ya que este es el principal parámetro por evaluar en el comportamiento de las losas y en la disminución de la presión de expansión a medida que se reduce dicha relación. Una vez finalizado el ensaye se tomaron tres muestras de suelo para la determinación del peso volumétrico saturado del suelo, que también se encontraba en el estado de máxima expansión.

Como se discutirá en el capítulo de resultados, en el momento de concluir ambos ensayes se obtuvo el mismo valor de presión de expansión del suelo cuando se estima que hizo impacto con la superficie plana en ambas losas. Sin embargo, los resultados mostraron un desfase temporal, ya que este ensaye tuvo una mayor duración en comparación con el anterior. El comportamiento antes descrito se someterá a un proceso de análisis y discusión.

Al igual que en el caso anterior, una vez concluido el ensaye, el suelo se dejó reposar en la cámara durante 7 días para luego ser colocado en charolas y secarse al aire libre. Este proceso de secado duró aproximadamente 1.5 meses, hasta que el material alcanzó un 15 % de humedad, condición necesaria para su uso en el último ensaye. El tiempo total transcurrido entre el inicio de este ensaye y el comienzo del último fue de alrededor de 3 meses. En la Figura 17. Imagen de la losa con retícula perimetral y del ensaye de expansión en la misma. se puede observar la cimentación ensayada y el montaje final para iniciar la prueba de expansión.



**Figura 17.** Imagen de la losa con retícula perimetral y del ensaye de expansión en la misma.

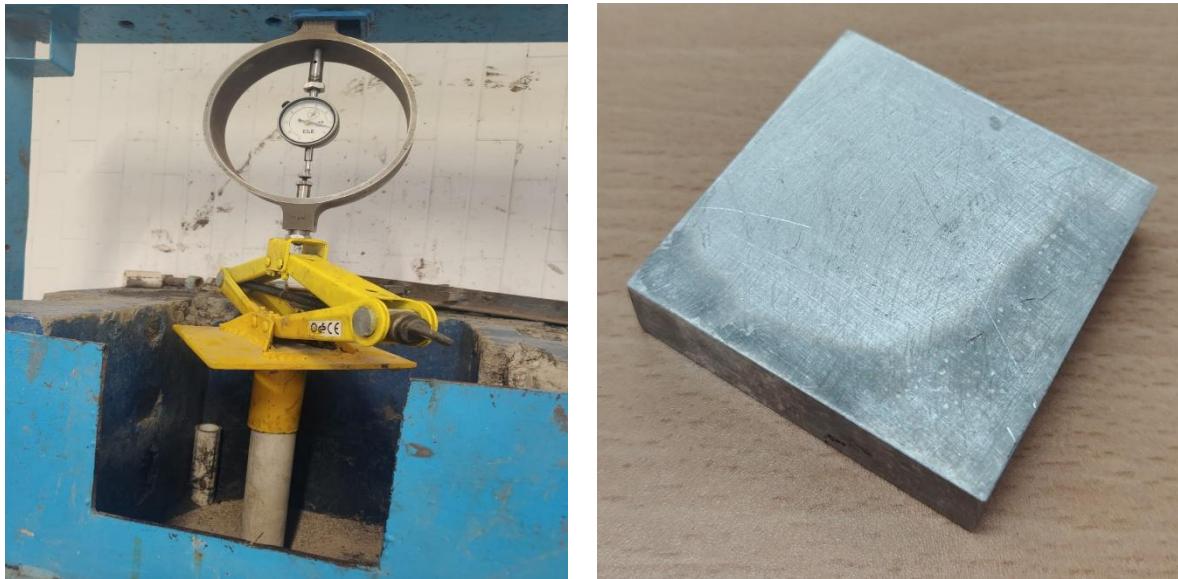
### 3.3.3.1 Prueba de capacidad de carga a escala en losa perimetral

Concluida la medición de presión de expansión, se ejecutó una prueba de capacidad de carga a escala mediante incrementos de esfuerzo vertical aplicados en el plano superior de la losa. Se registraron curvas esfuerzo–deformación y el esfuerzo último en la base. Con este valor, se realizó un cálculo del ángulo de fricción interna,  $\phi$ , planteando la igualdad entre la capacidad teórica de cimentación somera y la capacidad experimental. El  $\phi$  resultante se adoptó como parámetro resistente para los análisis de diseño.

### 3.3.4 Ensaye en la losa plana

El tercer y último ensaye de la serie se realizó con una losa plana de  $5\text{ cm} \times 5\text{ cm}$  de dimensiones en planta, manteniendo el espesor constante en  $1.25\text{ cm}$  como en los ensayos anteriores. El proceso ejecutivo siguió estrictamente la misma metodología empleada en los dos primeros ensayos, garantizando condiciones idénticas de compactación, número de capas, humedad inicial y procedimiento de medición. La única variable modificada fue la geometría en planta de la estructura ensayada, con el objetivo principal de comparar los valores de presión de expansión ( $P_{exp}$ ) entre las tres configuraciones geométricas evaluadas. Durante la ejecución se mantuvieron constantes todos los parámetros de control, incluyendo

la densidad seca, humedad inicial y tiempo de lecturas de las deformaciones del micrómetro de carga. En la Figura 18 se muestran las imágenes correspondientes al ensaye.



**Figura 18.** Imagen de la losa plana y del ensaye de expansión en la misma.

Este ensaye final permitió completar el análisis comparativo del comportamiento expansivo en función de la relación área cargada/área total ( $a_c/a_t$ ), proporcionando datos clave para realizar el modelo de comportamiento de la expansión del suelo en función de la relación entre las áreas. Los resultados obtenidos, junto con los de los ensayes previos, demostraron una clara correlación entre la geometría de la losa y la magnitud de la presión de expansión medida.

### **3.3.4.1 Prueba de capacidad de carga a escala en losa perimetral**

De igual manera que en el caso del ensaye en la losa con retícula perimetral se procedió a ejecutar esta prueba de capacidad de carga a escala. Concluida la medición de presión de expansión, se sometió la cimentación a incrementos de esfuerzo vertical aplicados en el plano superior de la losa. Se registraron curvas esfuerzo-deformación y el esfuerzo último en la base. Con este valor, se realizó un cálculo del ángulo de fricción interna,  $\phi$ , planteando la igualdad entre la capacidad teórica de cimentación somera y la capacidad experimental. El  $\phi$  resultante se adoptó como parámetro resistente para los análisis de diseño.

### **3.3.4.2 Discusión de los valores de los ángulos de fricción interna del suelo obtenidos en las pruebas de capacidad de carga a escala**

Una vez obtenidos los valores de ángulos de fricción interna del suelo se procedió a analizar el porqué de los resultados obtenidos y las variables que pudieron influir en los parámetros obtenidos.

### **3.3.5 Comportamiento de la presión de expansión con respecto a la relación analizada ( $a_c/a_t$ )**

Para analizar el efecto de la relación entre el área cargada y el área total en la presión de expansión del suelo, se realizaron ensayos de laboratorio en dos fases. En un primer momento se realizaron los ensayos mediante el método del triple-edómetro tanto con el cabezal original (plano) como con cabezales especialmente fabricados con distintas áreas de contacto, de modo que se generaron diferentes relaciones área cargada /área total ( $a_c/a_t$ ).

Posteriormente, con el propósito de contrastar los resultados del triple-edómetro, se construyeron y ensayaron modelos de losas con distintas configuraciones geométricas: losa reticular, losa con viga perimetral y losa plana. En cada caso se evaluó la presión de expansión generada tanto en la superficie total de la losa como en las retículas.

La comparación de ambos grupos de ensayos confirma que la reducción de la presión de expansión está directamente vinculada con la disminución de la relación área cargada /área total ( $a_c/a_t$ ). Asimismo, los resultados muestran que cuando el suelo expansivo entra en contacto con superficies planas y continuas de la cimentación, los valores de presión de expansión se incrementan significativamente. De esta forma, la metodología desarrollada permite identificar la necesidad de diseñar las cimentaciones en suelos expansivos con un espaciamiento suficiente entre la losa y el terreno, de manera que se evite el contacto directo y se logren reducciones sustanciales de presión.

### **3.3.6 Ajuste del comportamiento de los datos experimentales**

Concluidos todos los ensayos, los resultados fueron representados en un sistema de coordenadas donde el eje de abscisas correspondió a la relación área cargada /área total ( $a_c/a_t$ ) y el eje de ordenadas a la presión de expansión  $P_e$ . El análisis de la curva resultante evidenció que los datos experimentales se ajustan de manera satisfactoria a una función hiperbólica, lo que confirma la existencia de una relación no lineal entre ambas variables.

Este comportamiento pone de manifiesto que la presión de expansión  $P_e$  depende directamente de la proporción del área cargada con respecto al área total, de modo que reducciones en la relación ( $a_c/a_t$ ) se traducen en disminuciones progresivas y significativas de la presión de expansión ejercida por el suelo.

### 3.4 Diseño de la losa reticular

Con base en los resultados obtenidos experimentalmente en el laboratorio, se diseñó la losa reticular. Para ello, se consideró la relación entre el área cargada y el área total, así como su influencia directa en los valores de presión de expansión del suelo que afectan las cimentaciones. Se contaba con un conjunto de valores de presión de expansión obtenidos a partir de ensayos de laboratorio, los cuales fueron realizados con diferentes relaciones entre el área cargada y el área total de la estructura. En total, se llevaron a cabo ocho ensayos: cinco mediante el método del triple-edómetro y tres con losas de cimentación de distintas geometrías, cuyos detalles se abordaron en párrafos anteriores.

Con los valores de presión de expansión obtenidos, se elaboró una gráfica de Presión de expansión vs. Relación área cargada/área total, a través de la cual se modeló el comportamiento de la expansión y la influencia de dicha relación en el fenómeno estudiado. En un primer momento, se partió de un prediseño de la losa reticular en cuanto al espesor de la retícula y el espaciamiento entre ellas. Una vez definidos estos valores, se determinó la relación entre el área cargada y el área total de la losa reticular. Con el valor de dicha relación, se obtuvo la presión de expansión para la cual se diseñaría la cimentación objeto de estudio, utilizando la gráfica de comportamiento de la presión de expansión.

El diseño comenzó con el análisis de la capacidad de carga de la cimentación. Como se mencionó anteriormente, se definieron los valores del espesor de la retícula y el espaciamiento entre ellas; además, era necesario determinar la profundidad de desplante de la base de la cimentación.

Para proceder con el diseño, se estableció un criterio adecuado que asegurara la capacidad de carga en la base de la cimentación. Por lo tanto, la capacidad de carga de la cimentación se igualó al esfuerzo transmitido por las cargas verticales a la base, y a partir de esta relación se despejó la profundidad de desplante del cimiento ( $D_f$ ).

Elementos como el peso volumétrico y el ángulo de fricción interna del suelo eran conocidos, ya que fueron obtenidos mediante ensayos de laboratorio. El diseño se realizó bajo condiciones de saturación total del suelo, por lo que el ángulo de fricción interna se determinó mediante un ensayo de corte directo bajo saturación total de la muestra, el cual fue consolidado-no drenado.

Un aspecto notable y, por lo tanto, digno de mención fue que, en el ensayo de la losa con retícula perimetral, se decidió realizar una prueba de capacidad de carga una vez concluido el ensayo. En esta prueba, se observó que la losa presentaba un comportamiento de capacidad de carga adecuado.

Se determinó que este comportamiento se debía a los altos valores de presión de expansión del suelo. En consecuencia, la condición de saturación en este tipo de suelos no representaría un escenario crítico para el diseño por capacidad de carga. Por el contrario, el comportamiento volumétrico asociado al proceso de expansión generaría un efecto favorable en la capacidad de carga en la base de la cimentación.

Este hallazgo llevó a la necesidad de diseñar la profundidad de desplante considerando condiciones no saturadas del suelo. Como resultado, se llevó a cabo un ensayo de corte directo para determinar el ángulo de fricción interna en condiciones no saturadas, y se utilizó el peso volumétrico no saturado en la ecuación de capacidad de carga. El proceso de determinación de la profundidad de desplante siguió el mismo principio descrito en condiciones de saturación total del suelo. Además, no se despreció ningún cálculo y los ensayos en condiciones de saturación y no saturación del suelo proporcionaron más información en cuanto a el comportamiento de los parámetros de resistencia y la variación o no con respecto a la saturación de este.

En el proceso de diseño de la losa, se estableció un valor de separación entre la superficie de la losa y el suelo para asegurar que las presiones generadas por los cambios volumétricos del terreno no impactaran directamente en la estructura.

Una vez obtenida la profundidad de desplante de la cimentación, se procedió a revisar el criterio de expansión. Es decir, se diseñó considerando la capacidad de carga, pero era necesario verificar que el esfuerzo ejercido por las cargas verticales fuera suficiente para contrarrestar la presión de expansión que el suelo ejercía en la base de la cimentación.

Para el diseño por capacidad de carga y la verificación del fenómeno de expansión, se asumió los valores de carga muerta y carga viva de la estructura, los reportados en la literatura para una vivienda regular de un nivel. Culminado el diseño geotécnico de la cimentación, se procedió a efectuar su diseño estructural.

La losa se diseñó a flexión, dado que se estableció una separación respecto al suelo que garantiza que la expansión no la afecte. Finalmente, se verificó el criterio de cortante para evaluar si el concreto era suficiente o si era necesario aumentar el espesor de la losa.

Ese sería el procedimiento geotécnico y estructural que se siguió para lograr un diseño adecuado de la cimentación ante los esfuerzos expansivos del suelo y asegurando capacidad de carga en la base del cimiento.

### **3.4.1 Diseño geotécnico del cimiento**

#### **3.4.1.1 Condición de saturación total del suelo**

Para el diseño geotécnico de la cimentación se consideró la condición de saturación total del suelo, al representar el escenario más crítico en el comportamiento de un suelo expansivo. En este estado, el incremento en el contenido de humedad genera un aumento significativo en la presión de expansión y una reducción en la resistencia al corte, fenómeno ampliamente documentado en la literatura especializada. Por esta razón, se emplearon como parámetros de resistencia del suelo los valores obtenidos en los ensayos de laboratorio bajo saturación total, particularmente los derivados de los ensayos de corte directo. El diseño se planteó considerando la presión de expansión como un esfuerzo adverso que debe ser contrarrestado mediante el esfuerzo vertical inducido por el peso propio de la losa y las cargas transmitidas por la superestructura a la base de la cimentación, verificando que dicho esfuerzo supere al generado por la expansión del suelo. Asimismo, se estableció como criterio esencial la disposición de un claro estructural entre la losa y el terreno expansivo, con el fin de impedir el contacto directo con la superficie plana de la cimentación y evitar incrementos adicionales en la presión de expansión. De esta manera, la metodología de análisis permite comprobar que, incluso bajo condiciones de saturación total, la presión de expansión que actúa sobre las retículas se mantiene por debajo del esfuerzo vertical transmitido al suelo, garantizando así la estabilidad de la cimentación y la seguridad estructural de la edificación. Adicionalmente

el diseño geotécnico garantizó una profundidad de desplante de la cimentación que garantizara la capacidad de carga del suelo para el ancho de la retícula prediseñado.

#### **3.4.1.2 Condición saturada considerando el efecto de la presión de expansión del suelo**

El diseño geotécnico de la cimentación se desarrolló considerando la condición de saturación total del suelo, reconociendo que en este estado crítico la presión de expansión actúa como un esfuerzo adicional que influye directamente en la capacidad de carga. A diferencia del enfoque convencional de la literatura, que generalmente no incorpora este efecto en el análisis, en la presente investigación se comprobó, mediante ensayos realizados en losas con distintas geometrías, que la presión de expansión interviene en el equilibrio de esfuerzos y debe ser tomada en cuenta en el diseño como un aporte a la capacidad de carga del suelo en la base de la cimentación. Bajo esta metodología, se verificó que la capacidad portante del suelo asociada al ancho de las retículas es suficiente para garantizar la seguridad de la construcción, y que el esfuerzo vertical transmitido por la cimentación contrarresta adecuadamente la presión de expansión, asegurando tanto la estabilidad de la cimentación como la seguridad estructural de la edificación.

#### **3.4.1.3 Condición no saturada del suelo**

Para abordar de manera integral el comportamiento del suelo expansivo, el diseño geotécnico de la cimentación también se realizó bajo condiciones no saturadas. Este análisis permitió evaluar el desempeño de la cimentación en un escenario menos crítico, pero igualmente representativo de la variabilidad natural del contenido de humedad en el suelo, asegurando que la solución propuesta responda adecuadamente tanto en estado saturado como en estado no saturado.

### **3.4.2 Diseño estructural de la cimentación en condiciones saturadas del suelo**

#### **3.4.2.1 Diseño de la losa**

Una vez determinada la profundidad de desplante de la cimentación bajo condiciones de saturación total del suelo, se procedió al diseño estructural de la losa. Se definieron las combinaciones de carga y los recubrimientos mínimos de acero según la normativa mexicana y el reglamento ACI. Posteriormente, se calcularon los momentos flectores en los apoyos y en el centro de la luz, considerando todas las acciones actuantes, incluyendo el peso propio

de la losa, las cargas muertas y las cargas vivas. Con los momentos obtenidos se determinó la cuantía de acero necesaria, considerando el peralte efectivo de la losa y los diámetros comerciales disponibles, siguiendo las expresiones establecidas en las normas para el diseño de losas, asegurando el cumplimiento de los criterios de resistencia y ductilidad bajo las condiciones de carga consideradas. Adicionalmente se verificó que la sección de la losa fuese suficiente para resistir los esfuerzos cortantes.

#### **3.4.2.2 Diseño de las retículas**

De manera análoga al diseño de la losa, se procedió al diseño estructural de las retículas. Se definieron las combinaciones de carga y los recubrimientos mínimos de acero según la normativa mexicana y el reglamento ACI. Posteriormente, se calcularon los momentos flectores en los apoyos y en el centro de la luz, considerando todas las acciones actuantes, incluyendo el peso propio de la retícula, las cargas muertas y las cargas vivas. En la retícula se verificó si su sección debía modelarse como rectangular o como viga en T, tomando en cuenta la participación de la losa superior como ala comprimida. Con los momentos y cortantes obtenidos se determinó la cuantía de acero necesaria, incorporando refuerzo transversal cuando fue requerido, asegurando que la retícula cumpliera con los criterios de resistencia y ductilidad bajo las condiciones de carga consideradas.

#### **3.4.3 Diseño estructural de la cimentación considerando el aporte de la presión de expansión en el suelo saturado**

El diseño estructural de la losa no presentó variaciones respecto al caso anterior, dado que su dimensionamiento depende principalmente de las cargas actuantes y de las combinaciones de diseño, las cuales permanecen constantes. En cambio, el diseño de las retículas se ajustó de acuerdo con la nueva profundidad de desplante obtenida del análisis geotécnico considerando el aporte de la presión de expansión del suelo a la capacidad de carga de este. Se revisaron nuevamente los mismos aspectos estructurales ya considerados anteriormente, tales como momentos flectores, cortantes, cuantía de acero y verificación de la sección como rectangular o viga en T, asegurando que continuaran cumpliendo con los criterios de resistencia y ductilidad bajo las nuevas condiciones de carga.

#### **3.4.4 Diseño estructural de la cimentación considerando el suelo en condiciones no saturadas**

Se procedió al diseño estructural de la cimentación siguiendo el mismo procedimiento explicado en los subepígrafe anteriores. El diseño de la losa se mantuvo sin cambios, mientras que únicamente se ajustó el diseño de las retículas debido a la nueva profundidad de desplante determinada para el suelo en condiciones no saturadas.

### **3.5 Metodología para el diseño de cimentaciones a base de losas reticulares en suelos expansivos**

El diseño de la losa reticular se llevó a cabo considerando la experimentación realizada en el laboratorio. Una vez concluido este proceso, se obtuvo información valiosa sobre el comportamiento de la cimentación en condiciones de saturación y no saturación del suelo, que permitió elaborar la metodología propuesta.

A través de los ensayos, fue posible analizar distintos escenarios que caracterizan al suelo expansivo, evaluando cómo su comportamiento varía en función de la geometría de la cimentación y, en particular, del área cargada. Además, se determinó la resistencia del suelo tanto en condiciones de saturación total como en estado no saturado, elementos importantes en el diseño de capacidad de carga.

Con base en la información recopilada, el estudio de la bibliografía y el análisis de comportamientos específicos del suelo expansivo —que se discutirán en detalle en los resultados de la investigación—, se desarrolló una metodología de diseño para cimentaciones tipo losa reticular. Esta metodología establece, paso a paso, los elementos a considerar y el procedimiento a seguir para diseñar este tipo de cimentación en suelos expansivos.

Una característica distintiva de la investigación es que se estudió la relación entre el comportamiento del suelo expansivo y la relación área total/área cargada de la estructura. Gracias a este enfoque, el procedimiento desarrollado puede extrapolarse a cualquier diseño en suelos expansivos con características similares.

### **3.6 Introducción dentro del modelo constitutivo para suelos expansivos el efecto de la relación área de contacto/área total del cimiento**

Se adoptó el marco elastoplástico basado en esfuerzos efectivos propuesto por Rojas et al. (2017) para analizar las variaciones en la presión de expansión del suelo analizado en función de la relación área cargada/área total. Este modelo permite describir el comportamiento acoplado hidromecánico de suelos expansivos, considerando tanto las deformaciones volumétricas como los cambios en la succión durante procesos de humedecimiento bajo diferentes condiciones de carga. En el capítulo siguiente se discute el comportamiento y cómo se integra en el marco elastoplástico propuesto por Rojas et al. (2017).

## 4. Resultados y discusión

### 4.1 Selección del sitio de estudio y caracterización geotécnica del suelo

Como se expuso en el capítulo de Metodología, la caracterización geotécnica del suelo se tomó de la investigación de Ramírez (2023). En ese trabajo se reporta que la muestra se extrajo a 0.50 m de profundidad en la localidad de El Refugio, en el estado de Querétaro. El suelo se clasificó como arcilla inorgánica de alta plasticidad, con Límite Líquido = 85.16%, Límite Plástico = 33.23% e Índice de Plasticidad = 51.93%. La granulometría indica 0% de grava, 5% de arena, 40% de limo y 55% de arcilla. La Tabla 1 presenta el conjunto completo de resultados de la caracterización reportada por la autora (Ramírez, 2023).

**Tabla #1.** Caracterización geotécnica del suelo. Fuente (Ramírez, 2023)

Profundidad	m	0.0-0.5
Contenido de Agua	w	40.55%
Grava	G	0%
Arena	A	5%
Finos	F	95%
Limos	M	40%
Arcillas	C	55%
Límite Líquido	LL	85.16%
Límite Plástico	LP	33.23%
Índice de Plasticidad	IP	51.93%
Contracción Lineal	CL	13.16%
Peso específico relativo de los sólidos	Ss	2.76
Peso específico de la masa de suelo	$\gamma_m$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.58
Relación de vacíos	e	1.47
Porosidad	$\eta$	59%
Grado de saturación	Gw	76.13%
Expansión libre (remoldeada)	-	12.55%
Expansión libre (inalterada)	-	8.27%
Presión de expansión (remoldeada)	ton/m <sup>2</sup>	70.0
Presión de expansión (inalterada)	ton/m <sup>2</sup>	44.6
Superficie específica	m <sup>2</sup> /g	288.34*
Clasificación	SUCS	CH
Color	-	Negra
Descripción	Arcilla Inorgánica de alta compresibilidad	

## 4.2 Peso específico relativo de los sólidos y peso volumétrico seco

Este ensaye se llevó a cabo como parte del proceso investigativo, ya que representó un elemento fundamental para el desarrollo de las demás pruebas realizadas. Para el cálculo de este valor, se siguió el procedimiento establecido en la norma (ASTM D854-23). Con el fin de garantizar la confiabilidad de los resultados, el ensaye se repitió en dos ocasiones. En primer lugar, se realizó la calibración del matraz y, posteriormente, se llevó efectuó el ensaye siguiendo las indicaciones de la normativa mencionada, (Figura 19). Al finalizar el procedimiento del ensaye, se pesa el matraz calibrado más el suelo y se procede a calcular el valor del peso específico relativo del suelo, haciendo uso de la siguiente ecuación:

$$S_s = \frac{W_s}{W_s + W_{mw} + W_{mws}}, \quad (15)$$

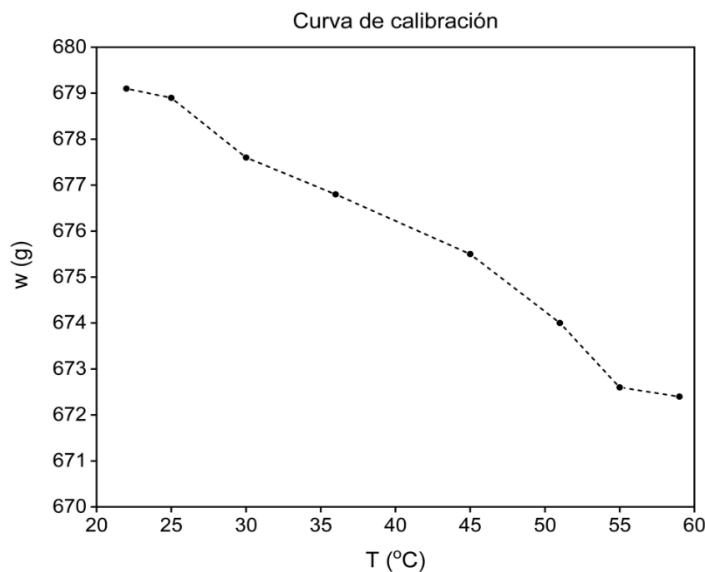
donde  $W_s$  se corresponde con el valor del peso de los sólidos utilizado en el ensaye, en este caso fue de 50 g.  $W_{mw}$  es el peso del matraz con agua a la temperatura de finalización del ensaye, este valor se obtiene de la curva de calibración del matraz.  $W_{mwf}$  es el peso del matraz con agua y suelo a la temperatura de finalización del ensaye.

Con el valor de la temperatura a la que se finalizó el ensaye se entra a la curva de calibración del matraz y se obtiene el peso del matraz más agua; en este ensaye la temperatura final fue de 39C° y se obtuvo un peso del matraz más agua de 676.3 g. Para la temperatura de 39C° se obtuvo un peso del matraz con agua y suelo de 705.5 g. Conocidos todos los parámetros se procedió a efectuar el cálculo:

$$S_s = \frac{50}{50 + 676.3 - 705.5} = 2.4.$$

Se obtuvo un valor de peso específico relativo de los sólidos de  $S_s = 2.4$ . Dado que todos los ensayes se realizaron con muestras remoldeadas, este valor fue fundamental para su preparación. El peso volumétrico de la masa de suelo, así como el peso volumétrico seco, se obtuvieron por el ensaye de la parafina, siguiendo las especificaciones de la normativa (ASTM D7263-21), para mayor confiabilidad de los datos se repitió el ensaye en dos

ocasiones obteniendo como resultados un valor de peso volumétrico de la muestra y peso volumétrico seco de  $1.79\text{ g/cm}^3$  y  $1.56\text{ g/cm}^3$  respectivamente.



**Figura 19.** Curva de calibración del matraz, ensaye de peso específico relativo de los sólidos.

## 4.3 Presión de expansión vs relación área cargada/área total

### 4.3.1 Ensaye del triple-edómetro

Para validar la hipótesis de la investigación, se realizaron una serie de ensayos utilizando el método del triple-edómetro, empleando diversas relaciones área cargada/área total, con el objetivo de analizar la relación directa entre la reducción de dicha proporción y la presión de expansión. Como se mencionó en el capítulo de Metodología, se fabricaron cuatro piezas del cabezal del consolidómetro con diferentes variaciones en la relación objeto de análisis, y se llevaron a cabo los ensayos correspondientes, evidenciando que la hipótesis planteada se cumplía. Se realizaron un total de cinco ensayos para medir la presión de expansión del suelo, cuatro con los cabezales elaborados y el quinto con el cabezal plano (el original del equipo de consolidación), todos los ensayos se ejecutaron haciendo uso del método del triple-edómetro.

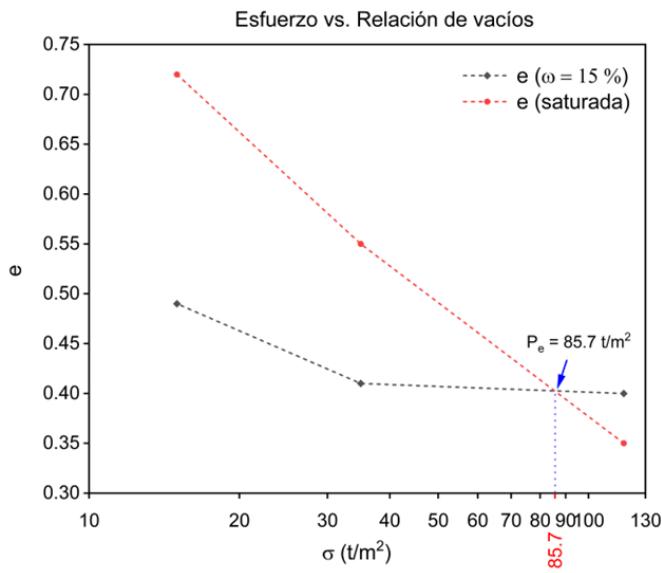
Las muestras de suelo utilizadas para los ensayos de determinación de presión de expansión se realizaron en condiciones de remoldeo. El suelo tenía un contenido de humedad del 15%,

lo que impedía la obtención de muestras inalteradas. Debido a su consistencia, el suelo se desmoronaba al intentar labrarlo, imposibilitando la extracción de muestras intactas.

La preparación de las muestras se llevó a cabo replicando la humedad del suelo 15% y el peso volumétrico seco  $\gamma_d = 1.56 \text{ g/cm}^3$ . Se determinó el volumen de los tres anillos del equipo de consolidación y posteriormente haciendo uso de las relaciones gravimétricas y volumétricas del suelo se calculó el peso de los sólidos y el peso del agua necesarios para elaborar la muestra. Conocidos el peso de los sólidos y el peso del agua, se colocaron en una bolsa de plástico, se mezclaron cuidadosamente y se dejó reposar el suelo durante 24h para que absorbiera el agua y estuviera homogenizado. Al día siguiente el material se colocó en los anillos de consolidación y se procedió a compactar, haciendo uso de la prensa mecánica. Este procedimiento se respetó en todos los ensayos y siempre se hizo de igual manera. Además, la compactación en la prensa siempre la efectuó la misma persona (la ejecutora de la investigación), porque se corroboró que existe sensibilidad en los resultados de los ensayos en cuanto al proceso de elaboración de las muestras.

Todos los ensayos se efectuaron con unos valores de esfuerzos de  $\sigma = 117.66 \text{ t/m}^2$ , para el anillo 1;  $\sigma = 35 \text{ t/m}^2$ , para el anillo 2 y  $\sigma = 15 \text{ t/m}^2$  para el anillo 3.

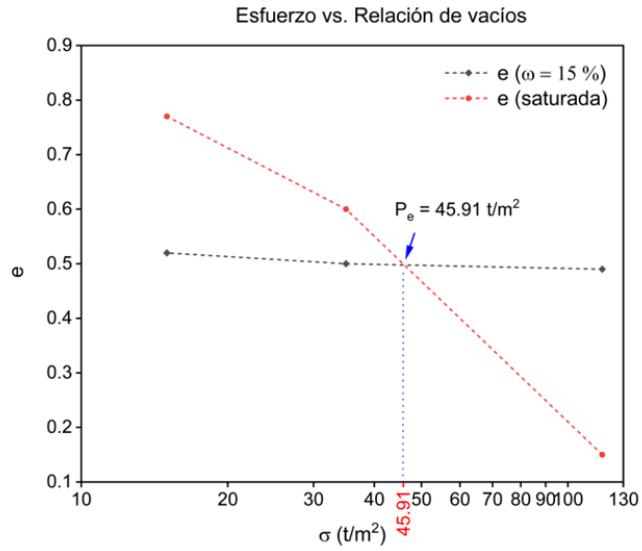
El primer ensayo se realizó utilizando el cabezal original del consolidómetro. Respetando los esfuerzos previamente definidos, se calculó el peso correspondiente para cada anillo resultando de  $P = 55.3 \text{ Kg}$  para el anillo 1,  $P = 16.07 \text{ Kg}$  para el anillo 2 y  $P = 7.52 \text{ Kg}$  para el anillo 3. Posteriormente, se colocaron las muestras, se niveló el equipo y se inició la ejecución del ensayo, conforme al procedimiento específico descrito detalladamente en el capítulo del Marco Teórico. En este ensayo la relación área de área cargada/área total ( $a_c/a_t$ ) fue igual a 1, por lo que se esperaría obtener el mayor valor de presión de expansión del suelo. A continuación, se muestra la gráfica correspondiente a dicho ensayo, donde se obtuvo un valor de presión de expansión de  $P_{exp} = 85.7 \text{ t/m}^2$  (Figura 20).



**Figura 20.** Presión de expansión del suelo obtenida mediante el método del triple-edómetro para una relación  $a_c/a_t = 1$ .

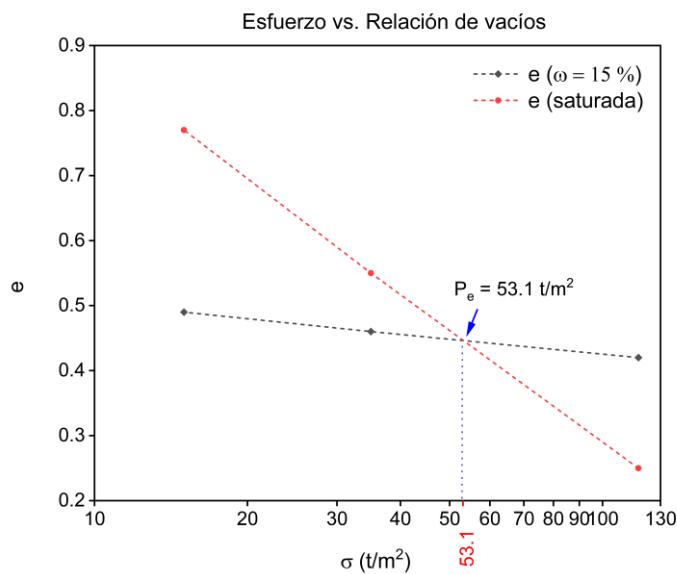
**Nota:** En la investigación de la maestra Andrea Berenice se reporta un valor de presión de expansión de  $P_{exp} = 70 \text{ t/m}^2$  (Ramírez, 2023). Aunque el ensaye fue realizado en condiciones de suelo remoldeado, como en la presente investigación, difiere tanto en método como en porcentaje de humedad, ya que fue ejecutado con una humedad del 40 % empleando el Método A de la norma ASTM D4546-03 (ASTM International, 2014).

El segundo ensaye realizado se correspondió con un valor de relación  $a_c/a_t$  de 0.13; para la ejecución de este ensaye y los tres restantes, se siguió el mismo procedimiento descrito en el primer ensaye, en cuanto a preparación de la muestra y procedimiento, solo especificar que como el área de contacto era menor, manteniendo los mismos esfuerzos se procedió al cálculo del peso a colocar en cada anillo, obteniendo los siguientes resultados:  $P = 6.8 \text{ Kg}$  para el anillo 1,  $P = 2 \text{ Kg}$  para el anillo 2 y  $P = 0.866 \text{ Kg}$  para el anillo 3. En este ensaye se obtuvo un valor de presión de expansión de  $P_{exp} = 45.91 \text{ t/m}^2$  (Figura 21).



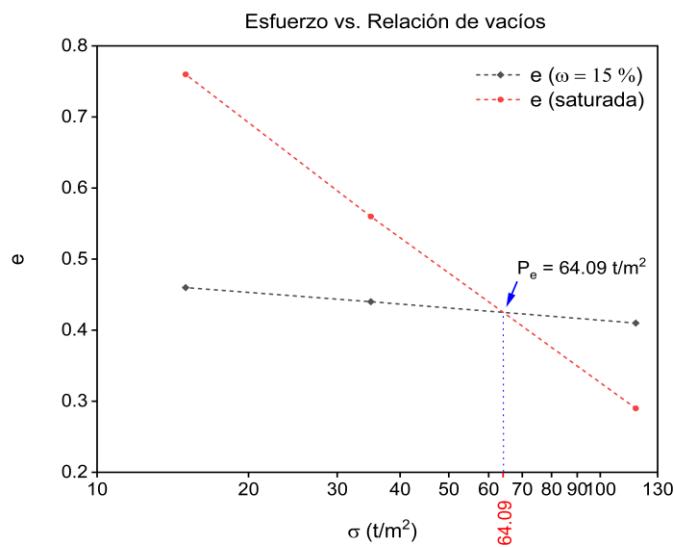
**Figura 21.** Presión de expansión del suelo obtenida mediante el método del triple-edómetro para una relación  $a_c/a_t = 0.13$ .

La relación para el tercer ensayo fue de  $a_c/a_t = 0.26$ . Los cálculos de los pesos correspondientes a los esfuerzos definidos para cada anillo arrojó los siguientes valores:  $P = 13.4\text{ Kg}$  para el anillo 1,  $P = 3.99\text{ Kg}$  para el anillo 2 y  $P = 1.7\text{ Kg}$  para el anillo 3. En este ensayo se obtuvo un valor de presión de expansión de  $P_{exp} = 53.1\text{ t/m}^2$  (Figura 22).

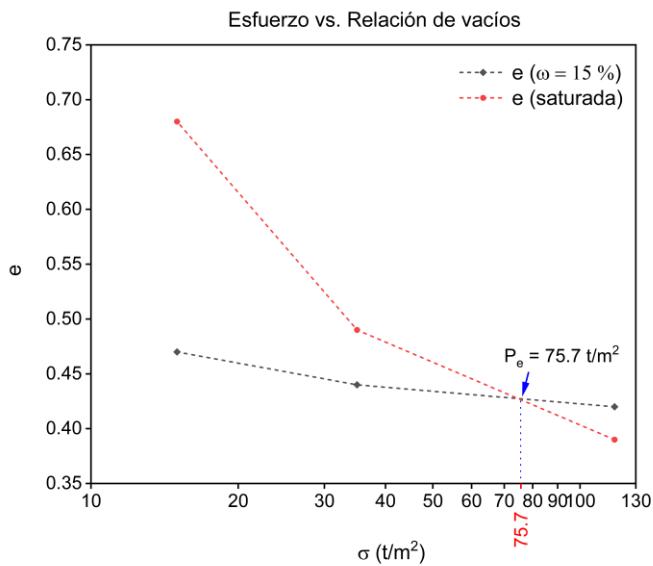


**Figura 22.** Presión de expansión del suelo obtenida mediante el método del triple-edómetro para una relación  $a_c/a_t = 0.26$ .

Los ensayos número cuatro y cinco se realizaron para unos valores de relación  $a_c/a_t$  de 0.389 y 0.52 respectivamente. Considerando el valor del área cargada en ambos cabezales y los esfuerzos a ensayar, se realizaron los cálculos para determinar los pesos necesarios para cada anillo en ambos ensayos. Para el cuarto ensaye se definieron unos pesos de:  $P = 19.98 \text{ Kg}$  para el anillo 1,  $P = 5.9 \text{ Kg}$  para el anillo 2 y  $P = 2.5 \text{ Kg}$  para el anillo 3. Para el quinto ensaye los pesos fueron de :  $P = 26.7 \text{ Kg}$  para el anillo 1,  $P = 7.9 \text{ Kg}$  para el anillo 2 y  $P = 3.4 \text{ Kg}$  para el anillo 3. Los valores de presión de expansión obtenidos fueron  $P_{exp} = 64.09 \text{ t/m}^2$  y  $P_{exp} = 75.7 \text{ t/m}^2$ para los ensayos cuatro y cinco, respectivamente (Figura 23 y 24).



**Figura 23.** Presión de expansión del suelo obtenida mediante el método del triple-edómetro para una relación  $a_c/a_t = 0.389$ .



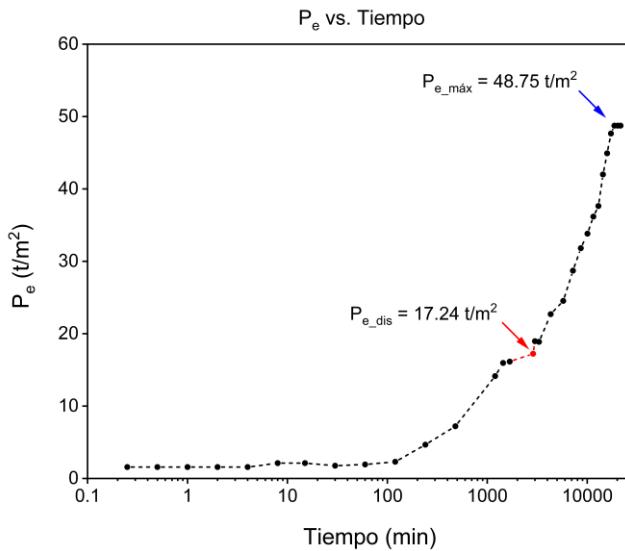
**Figura. 24.** Presión de expansión del suelo obtenida mediante el método del triple-edómetro para una relación  $a_c/a_t = 0.52$ .

Al analizar los cálculos de los valores de presión de expansión del suelo en función de la relación mencionada, se confirmó que una reducción en esta relación conlleva una disminución en la presión de expansión. Esta tendencia se observó en los ensayos realizados con los cabezales diseñados y el cabezal original del equipo.

#### 4.3.2 Ensaye de la losa reticular

Este ensaye se realizó siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo de Metodología. Entre las particularidades del ensaye se debe mencionar que duró un total de 360 h, y se alcanzó un valor máximo de presión de expansión de  $48.75 t/m^2$ . Se estima que la presión de expansión máxima que impactó en el área de la retícula de la losa fue de  $17.24 t/m^2$ ; esta estimación se realiza observando la gráfica (Figura 25), en la cual luego de ese valor de presión de expansión se evidencia un comportamiento ascendente de la variable dependiente objeto de análisis. El fenómeno se corresponde a que el suelo impacta en la superficie plana de la losa reticular aumentando así considerablemente el valor de la presión de expansión, debido al aumento de la superficie de contacto del suelo con la estructura. En el ensaye el suelo impacta en el área cargada de la losa (la retícula), en un segundo momento ocurre una expansión lateral en el área de huecos de la losa, hasta que el suelo logra hacer contacto con

la superficie superior de la estructura. La relación  $a_c/a_t$  en la losa reticular ensayada fue de 0.0438.

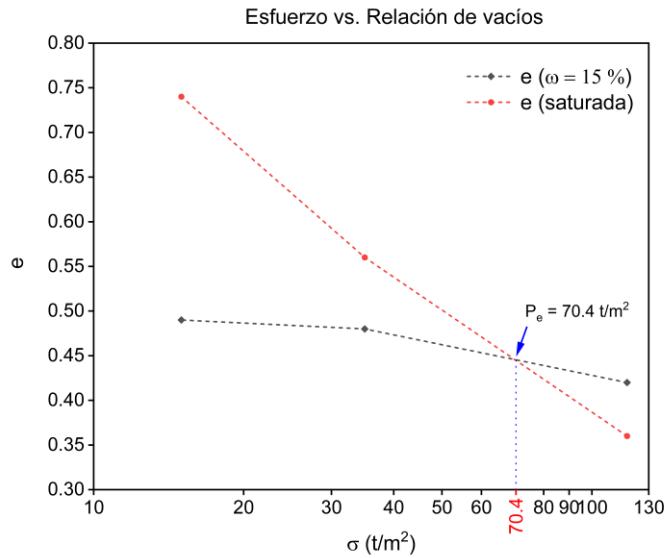


**Figura 25.** Presión de expansión del suelo obtenida a través del ensayo con la losa reticular.

Paralelo a este ensayo, se realizó el ensayo de presión de expansión en el triple-edómetro con las muestras inalteradas obtenidas del suelo compactando para ensayar la losa reticular. Este ensayo se efectuó para determinar la presión de expansión del suelo para una relación  $a_c/a_t$  de 1, es decir haciendo uso del cabezal original del consolidómetro. Además de determinar el peso volumétrico seco que se alcanzó durante la compactación del suelo, se obtuvo un valor de presión de expansión de  $70.4 t/m^2$  (Figura 26). Al finalizar el ensayo del triple-edómetro se tomaron las muestras de suelo de los tres anillos, se registraron los pesos saturados y se determinó el volumen teniendo en cuenta la expansión del anillo 2 y 3 y el colapso de la muestra en el anillo 1. Posteriormente se colocaron las tres muestras en el horno durante 24 h y se registraron los pesos secos. Con esos valores se calculó el peso volumétrico seco y el peso volumétrico saturado de las tres muestras de suelo.

El ensayo de la losa reticular se culminó cuando el valor de la lectura del micrómetro de carga se mantuvo constante, lo que se interpretó como que el suelo había alcanzado el máximo valor de presión de expansión en las condiciones de realización del ensayo, es decir en cuanto a humedad y peso volumétrico seco. Una vez concluido el proceso de lectura, se obtuvieron 2 muestras saturadas del suelo de ensayo para realizar el cálculo del valor de peso

volumétrico seco y saturado del suelo luego de finalizar la expansión. Se obtuvo un valor de peso volumétrico seco de  $\gamma_d = 0.86 \text{ g/cm}^3$  y un peso volumétrico saturado de  $\gamma_s = 1.45 \text{ g/cm}^3$ .



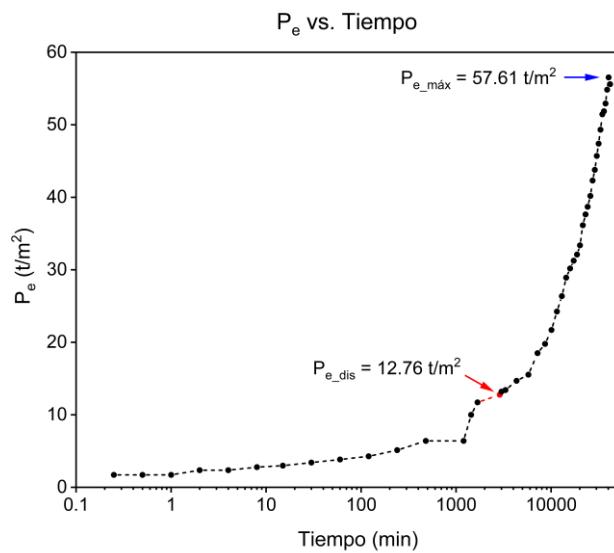
**Figura 26.** Presión de expansión del suelo compactado para el ensaye de la losa reticular, obtenida mediante el método del triple-edómetro.

Concluido el ensaye del triple-edómetro se realizaron los cálculos correspondientes y se obtuvo un valor de peso volumétrico seco  $\gamma_d = 1.45 \text{ g/cm}^3$ , un peso volumétrico de la muestra de  $\gamma_m = 1.73 \text{ g/cm}^3$  y un valor de peso volumétrico saturado de  $\gamma_s = 1.94 \text{ g/cm}^3$  como valor promedio de los tres anillos. Además, se realizaron los cálculos correspondientes al grado de saturación  $S_w$  y a la relación de vacíos  $e$  del suelo, obteniendo valores de 55% y 0.66 respectivamente.

#### 4.3.3 Ensaye de la losa con viga perimetral

Este ensaye se ejecutó siguiendo el mismo procedimiento que con la losa reticular, cómo se explica a detalle en el capítulo de metodología, solo se varía la geometría de la losa y con esta el área hueca y el área de contacto de la cimentación con el suelo expansivo. El ensaye tuvo una duración de 696 h, se prolongó en el tiempo con respecto al anterior, no se cuenta con una respuesta 100% precisa, pero la teoría de este comportamiento se sustenta en que como el área hueca en esta losa era mayor, el suelo se expandió lateralmente y el contacto directo con la superficie plana de la losa se demoró en comparación con el otro ensaye y

además los drenes presentaron orificios obstruidos y por lo tanto la saturación del suelo disminuyó la velocidad. Se obtuvo un valor de presión de expansión máxima al finalizar el ensaye de  $57.6 \text{ t/m}^2$ , se estima que la presión de expansión que impactó sobre la retícula perimetral fue de  $12.8 \text{ t/m}^2$ , esa estimación se obtiene de la información de la gráfica de comportamiento del ensaye (Figura 27). La diferencia entre la presión de expansión máxima y la que impactó sobre el área cargada se debe a que el suelo una vez que se expande en el área hueca de la losa logra hacer contacto con la superficie plana y entonces se maximiza el valor de presión de expansión debido al aumento del área de contacto. La relación  $a_c/a_t$  en la losa reticular ensayada fue de 0.0375.

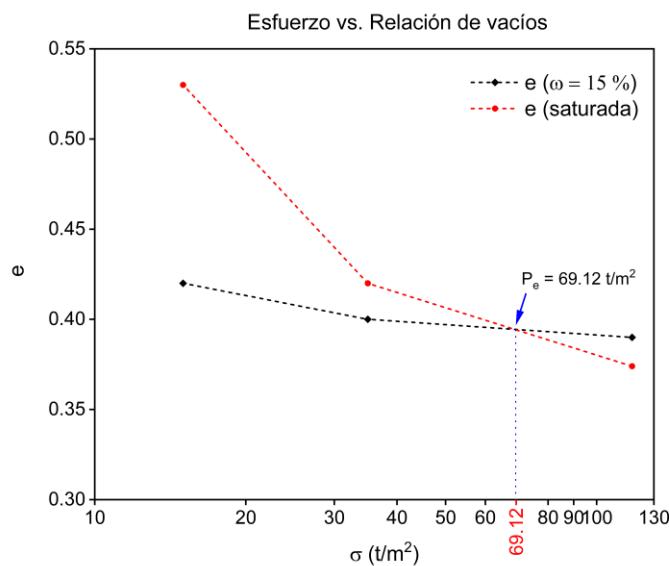


**Figura 27.** Presión de expansión del suelo obtenida a través del ensaye con la losa de retícula perimetral.

Del suelo compactado para realizar el ensaye con la cimentación tipo losa con retícula perimetral, se extrajeron tres muestras inalteradas con los anillos de consolidación, antes de comenzar dicho ensaye. Con las tres muestras inalteradas se determinó la presión de expansión del suelo mediante el método del triple-edómetro, haciendo uso del cabezal plano del equipo, obteniendo un valor de  $69.12 \text{ t/m}^2$  (Figura 28). Una vez finalizado el ensaye de presión de expansión, se determinó el volumen de las tres muestras de suelo teniendo en cuenta que los anillos 2 y 3 experimentaron aumento de volumen luego de la saturación, debido a la expansión y el anillo 1 disminuyó su volumen debido a el colapso bajo carga y

saturación. Además, las tres muestras saturadas fueron pesadas y colocadas en el horno durante 24 h para la determinación del peso seco. El procedimiento descrito permitió calcular los pesos volumétricos secos y saturados de las tres muestras de suelo.

El ensayo de la losa con viga perimetral se finalizó cuando no se apreció variación significativa en las lecturas del micrómetro de carga entre un período de 24 h, la lectura no se estabilizó completamente, pero las variaciones eran mínimas. Luego de desmontar la losa se tomaron dos muestras del suelo saturado en cajas Petri y se determinó el peso volumétrico seco y saturado del suelo que se encontraba en un estado de expansión máxima o muy cercano al valor máximo. Se obtuvo un valor de peso volumétrico seco de  $\gamma_d = 0.8 \text{ g/cm}^3$  y un peso volumétrico saturado de  $\gamma_s = 1.39 \text{ g/cm}^3$ . Adicionalmente se realizó una prueba de capacidad de carga en el suelo expandido, los resultados se muestran en la sección 4.3.3.1.



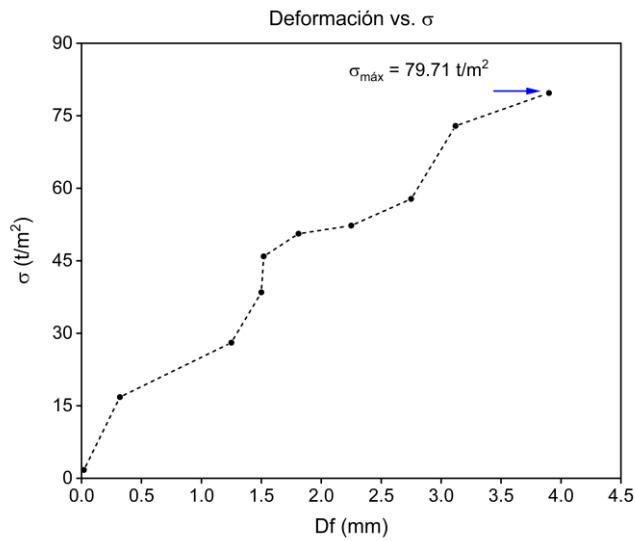
**Figura 28.** Presión de expansión del suelo compactado para el ensayo de la losa con retícula perimetral, obtenida mediante el método del triple-edómetro.

Finalizado el ensayo del triple-edómetro se realizaron los cálculos correspondientes y se obtuvo un valor de peso volumétrico seco  $\gamma_d = 1.39 \text{ g/cm}^3$ , un peso volumétrico de la muestra de  $\gamma_m = 1.85 \text{ g/cm}^3$  y un valor de peso volumétrico saturado de  $\gamma_s = 2 \text{ g/cm}^3$  como valor promedio de los tres anillos. Además, se realizaron los cálculos correspondientes

al grado de saturación  $S_w$  y a la relación de vacíos  $e$  del suelo, obteniendo valores de 50% y 0.70 respectivamente.

#### 4.3.3.1 Prueba de capacidad de carga a escala en la losa perimetral

Finalizado el ensaye de expansión de la losa perimetral se procedió a efectuar una prueba de capacidad de carga del suelo expandido, se obtuvo la siguiente curva de comportamiento del suelo (Figura 29).



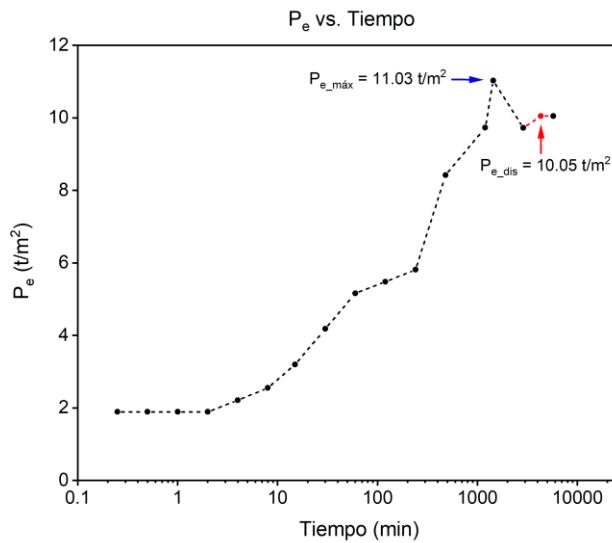
**Figura 29.** Curva Deformación vs. Esfuerzo obtenida de la prueba de capacidad de carga

Se obtuvo un valor máximo de capacidad de carga de  $79.7 \text{ t/m}^2$  y un ángulo de fricción interna del suelo en condiciones de expansión de  $\varphi = 57.65^\circ$ .

#### 4.3.4 Ensaye de la losa plana

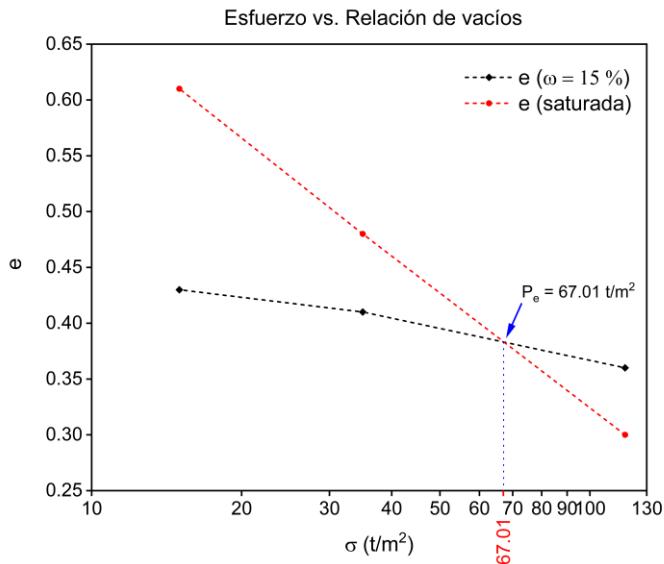
Siguiendo el mismo protocolo de trabajo empleado en los dos ensayes anteriores, se realizó el estudio del comportamiento de la presión de expansión en esta cimentación. A diferencia de los casos previos, este ensaye tuvo una duración reducida de 96 h, lo cual se atribuye a dos factores clave: la menor área de contacto de la cimentación y la simetría del sistema analizado. La losa utilizada en este caso era de superficie plana, con dimensiones en planta de 5 cm x 5cm. La carga se aplicó de manera puntual, aunque toda el área de la losa quedó sometida a esfuerzos, cabe destacar que el suelo se encontraba confinado en un área total de

32 cm x 32 cm y ésta disposición permitió que el suelo se desplazara hacia las zonas no cargadas, expandiéndose libremente hacia los espacios periféricos. Al concluir el ensaye, se registró una presión de expansión de 10.05 t/m<sup>2</sup> para una relación  $a_c/a_t = 0.024$  (Figura 30).



**Figura 30.** Presión de expansión del suelo obtenida a través del ensaye con la losa plana.

Se extrajeron tres muestras inalteradas antes de iniciar el ensaye con la cimentación plana. Posteriormente, se determinó la presión de expansión del suelo mediante el método del triple-edómetro utilizando el cabezal plano del equipo, obteniendo un valor de 68.4 t/m<sup>2</sup>. Una vez finalizado el ensaye, se midió el volumen de las tres muestras, observando que los anillos dos y tres experimentaron un aumento de volumen tras la saturación debido a la expansión, mientras que el anillo uno redujo su volumen por colapso bajo carga y saturación. Luego, las tres muestras saturadas fueron pesadas y secadas en horno durante 24 h para determinar su peso seco. Este procedimiento permitió calcular los pesos volumétricos secos y saturados de las tres muestras de suelo (Figura 31).



**Figura 31.** Presión de expansión del suelo compactado para el ensaye de la losa de geometría plana con  $a_c/a_t = 0.024$ , obtenida mediante el método del triple-edómetro.

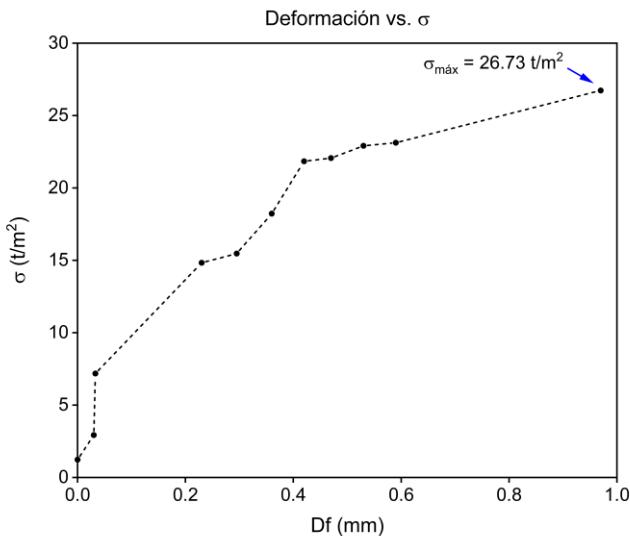
Al concluir las lecturas del anillo de carga se procedió a realizar una prueba de capacidad de carga del suelo en la base de la cimentación. La ejecución de la prueba proporcionó información importante del comportamiento del suelo luego de la expansión, los resultados obtenidos se discuten a continuación en la sección 4.3.4.1.

Luego de desmontar la losa se tomaron dos muestras del suelo saturado en cajas Petri y se determinó el peso volumétrico seco y saturado del suelo que se encontraba en un estado de expansión máxima o muy cercano al valor máximo. Se obtuvo un valor de peso volumétrico seco de  $\gamma_d = 0.9 \text{ g/cm}^3$  y un peso volumétrico saturado de  $\gamma_s = 1.45 \text{ g/cm}^3$ .

Una vez concluido el ensaye del triple-edómetro se realizaron los cálculos correspondientes y se obtuvo un valor de peso volumétrico seco  $\gamma_d = 1.45 \text{ g/cm}^3$ , un peso volumétrico de la muestra de  $\gamma_m = 1.73 \text{ g/cm}^3$  y un valor de peso volumétrico saturado de  $\gamma_s = 2 \text{ g/cm}^3$  como valor promedio de los tres anillos. Además, se realizaron los cálculos correspondientes al grado de saturación  $S_w$  y a la relación de vacíos  $e$  del suelo, obteniendo valores de 55% y 0.66 respectivamente.

#### 4.3.4.1 Prueba de capacidad de carga a escala en la losa plana

En el ensaye realizado con la losa plana, se llevó a cabo una prueba de capacidad de carga para determinar el esfuerzo máximo que el suelo podía resistir según las dimensiones de la cimentación ensayada, obteniéndose un valor de  $26.7 \text{ t/m}^2$ . En la Figura 32 se presenta el comportamiento del suelo en función del esfuerzo aplicado y la deformación registrada.



**Figura 32.** Curva Deformación vs. Esfuerzo obtenida de la prueba de capacidad de carga en la cimentación plana.

Con el valor máximo de esfuerzo obtenido  $26.7 \text{ t/m}^2$  durante la prueba, se contaba con la capacidad de carga del suelo en la base de la cimentación en las condiciones ensayadas. Una vez finalizada la prueba, se registró la profundidad de desplante y, en función de los resultados, se calculó el ángulo de fricción interna del suelo en estado de expansión total. Este parámetro fue evaluado para caracterizar la resistencia al corte del material bajo las condiciones de saturación y deformación observadas durante el ensaye.

Para determinar el ángulo de fricción interna ( $\varphi$ ) del suelo, se implementó un proceso de iteración numérica. Este consistió en proponer valores sucesivos de  $\varphi$  hasta que la capacidad de carga teórica, calculada mediante la ecuación de capacidad de carga que establece la normativa basada en los modelos geotécnicos desarrollados, coincidiera con el valor experimental obtenido  $26.7 \text{ t/m}^2$ . Una vez alcanzada la convergencia entre el valor de

capacidad de carga calculado y el medido, se adoptó el  $\varphi$  correspondiente como representativo del comportamiento resistente del material en las condiciones de saturación y expansión en el que se encontraba. El valor de  $\varphi$  que garantizó la convergencia descrita fue de  $47.5^\circ$ .

#### **4.3.4.2 Discusión de los valores del ángulo de fricción interna del suelo en las pruebas de capacidad de carga a escala**

Los ensayos de capacidad de carga realizados en la arcilla expansiva compactada arrojaron valores de ángulo de fricción interna ( $\varphi$ ) notablemente elevados:  $57.65^\circ$  para la losa perimetral y  $47.5^\circ$  para la losa plana, los cuales se obtuvieron aplicando la ecuación de capacidad de carga dada por las Normas Complementarias del reglamento de construcciones de la CDMX, la cual es una ecuación semiempírica. Estos resultados superan significativamente los valores típicos reportados para arcillas saturadas (generalmente  $\varphi < 30^\circ$ ), lo que sugiere que la ecuación utilizada no es aplicable directamente a ensayos realizados a escala y posiblemente se debe utilizar algún factor de escala como se hace en el caso de ensayos de compresión en roca. Por otro lado, en el caso del cimiento con retícula perimetral, la fuerte compactación del suelo y la fricción alrededor de las paredes verticales del cimiento pueden incrementar su resistencia a la falla. Estos aspectos se discuten a continuación.

##### Influencia de la Compactación y Mineralogía

La alta densidad seca del suelo ( $1.56 \text{ t/m}^3$ ) favorece un empaquetamiento más eficiente de las partículas, aumentando el contacto entre ellas y, por tanto, la fricción interna. Aunque la presencia de montmorillonita (inferida por la alta presión de expansión,  $85.4 \text{ t/m}^2$ ) suele asociarse a baja resistencia en estado saturado, la compactación optimizada parece haber mitigado este efecto, al menos en condiciones de corto plazo.

##### Consideraciones sobre la Escala del Ensayo

Los ensayos a escala reducida pueden sobreestimar ligeramente la resistencia debido a efectos de borde y a la homogeneidad controlada de las muestras, que no siempre replican las condiciones heterogéneas del campo. La ausencia de ciclos de humedecimiento-secado en el laboratorio podría estar omitiendo la degradación progresiva que ocurriría en condiciones reales. Los valores excepcionalmente altos de  $\varphi$  en ambos tipos de losa reflejan

que, bajo condiciones de compactación óptima y confinamiento controlado, las arcillas expansivas pueden desarrollar una capacidad de carga significativa incluso en estado saturado y expandido. Sin embargo, se recomienda evaluar estos resultados en contexto:

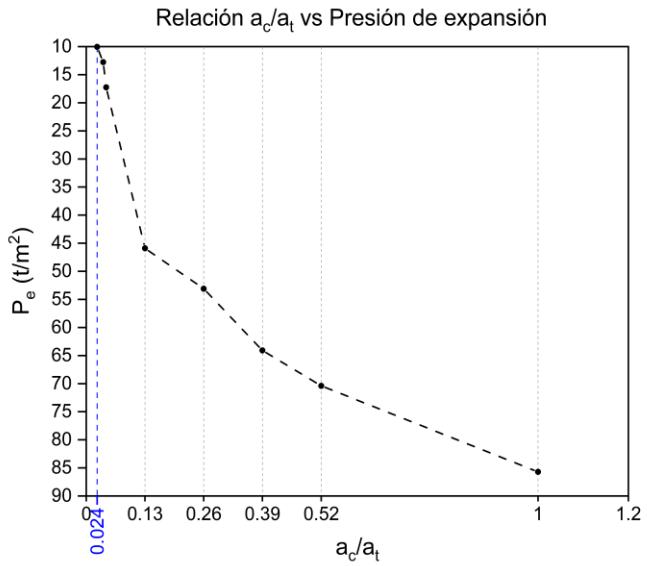
- La losa perimetral exhibe un mejor desempeño debido a su mayor restricción lateral, lo que respalda su uso en cimentaciones sobre suelos expansivos.
- La diferencia entre  $57.65^\circ$  y  $47.5^\circ$  subraya la importancia de la escala del cimiento.

Para futuras investigaciones, sería valioso contrastar estos datos con ensayos de pruebas de placa en campo o modelos numéricos que consideren la interacción suelo-estructura a mayor escala.

#### **4.3.5 Comportamiento de la presión de expansión con respecto a la relación analizada ( $a_c/a_t$ )**

Con los valores de presión de expansión obtenidos en los ensayos realizados mediante el método del triple-edómetro con el cabezal original del equipo y los cabezales fabricados, así como los valores de presión de expansión obtenidos en los ensayos de las losas con diferentes geometrías, se elaboró una gráfica de relación  $a_c/a_t$  vs presión de expansión (Figura 33).

En la Figura 33 se puede observar que existe una reducción de la presión de expansión del suelo a medida que se reduce la relación  $a_c/a_t$ . De los ensayos realizados en el triple-edómetro el mayor valor de presión de expansión obtenido fue con el cabezal plano resultando ser de  $85.7 \text{ t/m}^2$ , el segundo ensaye efectuado fue con el cabezal que tenía la menor relación  $a_c/a_t$  (de 0.13), por lo que con este cabezal se obtuvo el menor valor de presión de expansión, resultando ser de  $45.91 \text{ t/m}^2$ . En los demás ensayos se obtuvieron valores de presión de expansión de  $53.1 \text{ t/m}^2$ , de  $64.9 \text{ t/m}^2$  y  $75.7 \text{ t/m}^2$  correspondiéndose con las relaciones  $a_c/a_t$  de 0.36, 0.389 y 0.52 respectivamente. Se puede observar que existe una reducción de la presión de expansión con respecto al área cargada; se obtuvieron valores de reducción de 12%, 25.2%, 38% y 46.4% respectivamente, de las piezas de mayor área cargada a la de menor área cargada con respecto al cabezal original del equipo. La mayor reducción de la presión de expansión se obtuvo en el ensaye con el cabezal de menor área cargada con respecto al ensaye realizado con el cabezal plano, la reducción fue de 46.4 %.



**Figura 33.** Gráfica de comportamiento de la presión de expansión en función de la relación  $a_c/a_t$ .

En el caso del ensaye de la losa reticular cómo se hizo mención anteriormente, se obtuvo un valor máximo de presión de expansión al finalizar el ensaye de  $48.75 \text{ t/m}^2$  para una compactación en la cual se alcanzó un peso volumétrico seco de  $\gamma_d = 1.45 \text{ g/cm}^3$ . Ese mismo suelo se ensayó mediante el método del triple-edómetro y se obtuvo un valor de presión de expansión de  $70.4 \text{ t/m}^2$ . Se puede observar que existe una reducción de la presión de expansión obtenida con la losa reticular con respecto al ensaye del triple-edómetro haciendo uso del cabezal plano, la cual fue de 30.75%, esta reducción se debe a la relación  $a_c/a_t$ , la cual en el caso del ensaye con la losa reticular fue de 0.0438 y en el triple-edómetro fue de 1. El análisis descrito corresponde a la comparación del valor de presión de expansión máximo obtenido en el ensaye de la losa reticular, si se procede a comparar el valor de presión de expansión que impactó en la retícula ( $P_{exp} = 17.24 \text{ t/m}^2$ ), la reducción es del 75.5%. En el caso del ensaye se evaluaron todos los factores, para analizar la implicación negativa que tiene el hecho de que el suelo haga contacto con la superficie plana de la losa reticular, debido a que el incremento en el valor de presión de expansión asciende considerablemente. Este análisis lleva a tener presente en el momento de diseñar en un suelo con estas características,

que debe existir un espaciamiento entre el suelo expansivo y la superficie de la cimentación lo suficientemente elevado para garantizar que el suelo nunca toque la superficie de la losa. En el ensaye de la losa con viga perimetral, se obtuvo una presión de expansión de  $P_{exp} = 57.6 \text{ t/m}^2$  al finalizar la prueba. Por otro lado, el ensaye realizado mediante el método del triple-edómetro con tres muestras inalteradas del mismo suelo utilizado en la cimentación arrojó un valor de  $69.12 \text{ t/m}^2$ . La cimentación ensayada tenía una relación  $a_c/a_t = 0.0375$ , mientras que el ensaye del triple-edómetro se llevó a cabo con una relación  $a_c/a_t = 1$ . Como resultado, la presión de expansión disminuyó un 15.9% en comparación con la obtenida en el triple-edómetro. Sin embargo, se estima que la presión de expansión que afectó directamente a la retícula perimetral de la losa fue de  $12.77 \text{ t/m}^2$  lo que representa una reducción del 81 % respecto al valor obtenido en el triple-edómetro. De igual manera que en el ensaye de la losa reticular, se evidencia la necesidad de dimensionar la retícula de tal manera que el diseño garantice que el suelo expansivo no va a hacer contacto con la superficie de la losa de cimentación.

#### Resumen de resultados

En la Tabla.2 se muestra un resumen de los valores de presión de expansión obtenidos en el ensaye del triple-edómetro con los diferentes cabezales elaborados y el cabezal original del equipo, así como los porcentajes de reducción con respecto al valor máximo obtenido que resultó ser con el cabezal original. Los datos se colocarán para cada cabezal y estos se identificarán con respecto a la relación de análisis  $a_c/a_t$ .

**Tabla #2.** Reducción (%) de la presión de expansión  $P_e$  ( $\text{t/m}^2$ ) para variaciones de la relación  $a_c/a_t$  respecto al valor obtenido para  $a_c/a_t = 1$ .

$a_c/a_t$	$P_e$ ( $\text{t/m}^2$ )	Red (%)
1.00	85.70	0
0.520	75.70	11.67
0.389	64.09	25.22
0.260	53.10	38.03
0.130	45.91	46.64

Además, se colocan los resultados de presión de expansión de las losas ensayadas y los porcentajes de reducción entre esos valores y los obtenidos por el método del triple-edómetro con el cabezal original (Tabla.3).

**Tabla #3.** Reducción (%) de la presión de expansión  $P_e$  para las diferentes cimentaciones respecto al valor obtenido con  $(a_c/a_t) = 1$ . (TO) denota los resultados obtenidos mediante el método del triple-edómetro para la relación mencionada.

Losas ( $a_c/a_t$ )	$P_e$ ( $t/m^2$ )	$P_e$ ( $t/m^2$ ) -TO	Red (%)
Reticular: 0.0438	17.24	70.40	75.28
Perimetral: 0.0375	12.76	69.12	81.54
Plana: 0.0240	10.05	67.01	85.00

#### 4.3.6 Ajuste del comportamiento de los datos experimentales

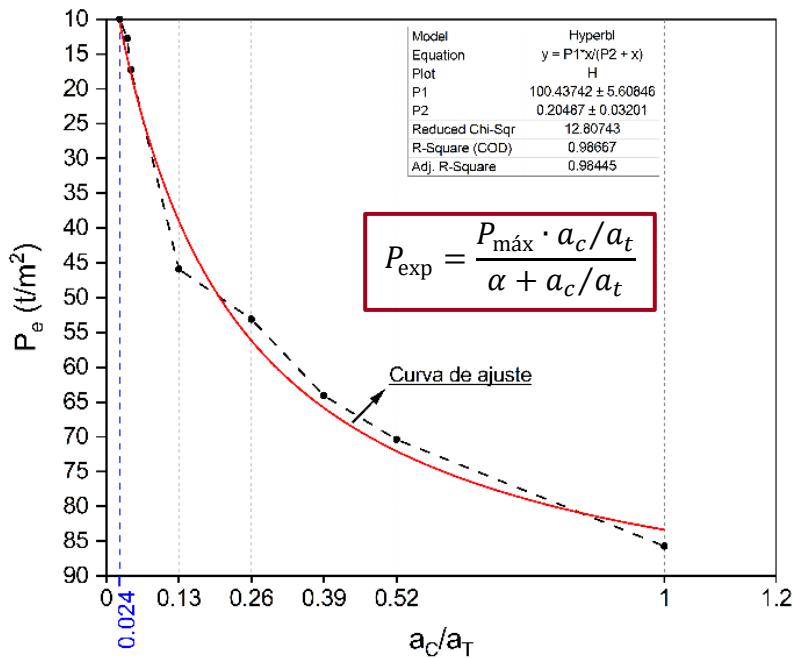
Los puntos experimentales obtenidos en los ensayos de laboratorio se ajustaron a un modelo hiperbólico que responde a la ecuación:

$$P_{exp} = \frac{P_{máx} \cdot a_c/a_t}{\alpha + a_c/a_t} \quad (16)$$

donde  $P_{exp}$  corresponde a la presión de expansión del suelo a determinar, en función de la relación  $a_c/a_t$ , la cual representa el cociente entre el área cargada y el área total de la estructura. La magnitud  $P_{máx}$  define la presión máxima de expansión del suelo bajo condiciones de confinamiento total, es decir, para el caso en el que  $a_c/a_t = 1$ . Por su parte, el parámetro  $\alpha$  indica el valor para el cual la relación  $a_c/a_t$  permite que  $P_{exp}$  represente el 50 % de  $P_{máx}$ ; este parámetro se obtiene mediante un procedimiento de regresión no lineal y refleja directamente la sensibilidad del suelo a los cambios en el área cargada.

La Figura 34 presenta el ajuste hiperbólico obtenido (línea roja), superpuesto a los datos experimentales (línea punteada). El modelo mostró un coeficiente de determinación de  $R^2 = 0.985$ , lo que indica que explica el 98,5 % de la variabilidad de la presión de expansión  $P_{exp}$ , mientras que el 2.1% restante se asocia a factores no considerados o a error aleatorio. Este

resultado confirma que las variables independientes del modelo poseen un alto poder predictivo, capturando casi la totalidad de la variación observada en los ensayos.



**Figura 34.** Ajuste hiperbólico de los datos experimentales.

El modelo hiperbólico desarrollado para describir la presión de expansión ( $P_{exp}$ ) en función de la relación de áreas ( $a_c/a_t$ ) demuestra efectividad, como lo evidencia su excelente ajuste ( $R^2 = 0.985$ ). Este comportamiento no lineal captura fenómenos clave en suelos expansivos como:

- Para valores bajos de ( $a_c/a_t$ ) - (zonas con menor área cargada), pequeños incrementos en esta relación generan aumentos significativos en  $P_{exp}$ . Esto concuerda con observaciones experimentales donde zonas no cargadas o parcialmente cargadas exhiben mayores deformaciones debido a la expansión.
- El parámetro ( $\alpha = 0.204 \pm 0.036$ ) indica que cuando solo el 20.4% del área total está cargada, la presión de expansión alcanza la mitad de su valor máximo ( $P_{máx} = 85.7 \text{ t/m}^2$ ). Esta sensibilidad inicial resalta la importancia de diseñar cimentaciones que distribuyan cargas uniformes en áreas pequeñas para contrarrestar los valores de expansión del suelo.

- Cuando la relación  $(a_c/a_t)$  excede aproximadamente 0.5, la presión de expansión  $P_{exp}$  alcanza un comportamiento asintótico, aproximándose progresivamente a su valor máximo  $P_{máx}$ . Evidenciando el cumplimiento de la hipótesis investigativa de que la  $P_{exp}$  posee comportamiento directamente proporcional con la relación  $a_c/a_t$ . La asíntota en  $P_{máx}$  refleja el estado de confinamiento total, donde el suelo no puede expandirse libremente, generando presiones internas máximas, este valor se alcanza para cuando el 100% del área total de la estructura está cargada  $a_c/a_t = 1$ .

El ajuste obtenido para el comportamiento de los datos experimentales permite predecir presiones de expansión para cualquier configuración de carga en cimentaciones, contribuyendo a definir elementos estructurales como espesor en la losa, distribución de la retícula y su espesor. La concordancia entre los datos y el modelo hiperbólico (Figura 34) respalda su uso en suelos con propiedades similares, aunque se recomienda verificar la curva de comportamiento y el ajuste, para poder determinar los valores de  $\alpha$  y  $P_{máx}$  para otros materiales. El valor de  $\alpha$  y  $P_{máx}$  podría variar debido a las propiedades mineralógicas del suelo (contenido de montmorillonita) o condiciones ambientales (humedad).

El modelo no solo cuantifica eficientemente el acoplamiento entre áreas de contacto y presión de expansión, sino que también proporciona una base para mejorar normas de diseño en suelos expansivos.

Es importante destacar que el ajuste obtenido corresponde únicamente al suelo estudiado, por lo que no puede extrapolarse a otros suelos expansivos, ya que el comportamiento volumétrico asociado al carácter expansivo de cada suelo es único y depende de condiciones específicas como la humedad inicial, la mineralogía y la densidad volumétrica seca del material. Asimismo, el diseño de una cimentación dependerá del espesor de esta, es decir, del área en contacto con el suelo expansivo y de su relación con el área total de la cimentación. En la siguiente sección, se analiza cómo, a partir de la curva de ajuste hiperbólico de los datos experimentales y la relación entre el área cargada y el área total de la cimentación, se determina la presión de expansión que ejerce el suelo estudiado sobre esta. Pero, se reitera que no es posible utilizar la curva de ajuste hiperbólica, obtenida en esta investigación. Para diseñar cimentaciones en otros suelos expansivos, es necesario realizar el estudio específico para el suelo en el que se vaya a construir.

#### 4.4 Diseño de la losa reticular

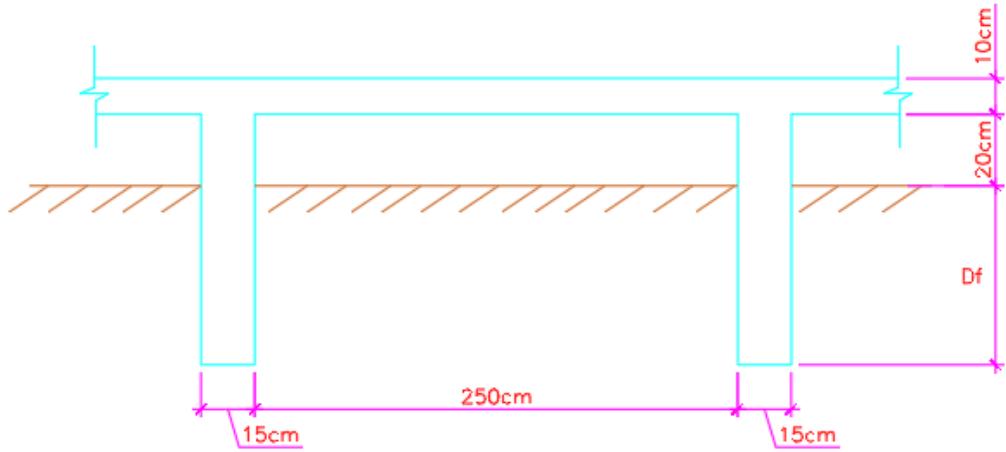
Se presenta el diseño de una cimentación tipo losa reticular en un suelo expansivo de alto potencial de expansión, considerando la relación  $a_c/a_t$  como variable de análisis. Como se ha venido explicando en el desarrollo de la tesis, se llevaron a cabo una serie de ensayos de laboratorio que demostraron la relación directa entre la variación de la presión de expansión y la mencionada relación  $a_c/a_t$ . Para la realización del diseño de la losa reticular se efectuó un proceso de pre-dimensionamiento de la estructura: se definió un espesor de la retícula de 15 cm, un espesor de la losa de 10 cm y un espaciamiento entre las retículas de 2.5 m (Figura 35). Una vez definidos estos valores se calculó la relación  $a_c/a_t$  para la cimentación a diseñar obteniendo un valor de 0.06. Posteriormente, utilizando la ecuación (16) que define la gráfica de ajuste hiperbólico de los datos experimentales (Figura 34), se determinó la presión de expansión del suelo para el diseño de la losa, obteniéndose un valor de 20 t/m<sup>2</sup>. Además, se estableció una separación de 20 cm entre la superficie inferior de la losa y el suelo, evitando el contacto directo con el terreno expansivo y mitigando los efectos de su comportamiento volumétrico sobre la estructura. Se debe destacar que el diseño se efectuó para una vivienda ligera de una planta.

En la siguiente expresión se muestra el cálculo de la presión de expansión de diseño:

$$P_{\text{exp}} = \frac{85.7 \text{t/m}^2 \cdot 0.06}{0.204 + 0.06} = 19.5 \text{ t/m}^2.$$

Se obtuvo un valor de 19.5t/m<sup>2</sup> y se decidió diseñar para 20 t/m<sup>2</sup> siendo conservadores en el diseño.

Como elementos clave en el diseño geotécnico de la losa reticular para cimentar en suelos expansivos, se debe destacar que, en un primer momento, se diseña para garantizar la capacidad de carga del suelo en la base de la retícula. En un segundo momento, se necesita asegurar que el esfuerzo transmitido por las cargas verticales de la estructura y el peso propio de la cimentación, a través de la retícula, sea lo suficiente para contrarrestar la presión de expansión que ejerce el suelo en la base del cimiento.



**Figura 35.** Vista en elevación de una sección para un panel interior de la losa reticular.

#### 4.4.1 Diseño geotécnico del cimiento

##### 4.4.1.1 Condición de saturación total del suelo

###### Profundidad de desplante

Para determinar la profundidad de desplante a la que se debe cimentar ( $D_f$ ), es necesario garantizar la capacidad de carga del suelo en la base de la estructura. Para ello se iguala la ecuación de capacidad de carga del suelo al esfuerzo transmitido por las cargas verticales y el peso propio del cimiento al suelo. De dicha relación se obtiene la profundidad de desplante.

Ecuación de capacidad de carga:

$$q_{adm} = \left[ \sigma_v \cdot (N_q - 1) + \frac{\gamma \cdot b_w}{2} \cdot N_y \right] \cdot F_r + \sigma_v. \quad (17)$$

donde  $q_{adm}$  corresponde a la capacidad de carga admisible expresada en  $t/m^2$ , mientras que  $\sigma_v$  representa el esfuerzo vertical actuante a nivel de desplante de la cimentación y  $\gamma$  el peso volumétrico del suelo. El factor de reducción  $F_r$  adopta un valor de 0.35, aplicándose para considerar condiciones de seguridad en el diseño. Los parámetros  $N_q$  y  $N_y$  son los factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna del suelo  $\varphi$  y de las dimensiones de la cimentación. En particular, se define  $N'_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$ , del cual se obtiene el factor corregido  $N_q = N'_q \cdot [1 + (b_w/l_d) \tan(\varphi)]$ . De manera análoga, el

factor base para el peso volumétrico se expresa como  $N'_\gamma = 2(N'_q - 1) \tan(\varphi)$ , y su forma corregida queda como  $N_\gamma = N'_\gamma \cdot [1 - 0.4(b_w/l_d)]$ .

Debido a que  $\sigma_v = \gamma \cdot D_f$ , se obtiene la ecuación de capacidad de carga en función de la profundidad de desplantes del cimiento ( $D_f$ ):

$$q_{adm} = \left[ (\gamma \cdot D_f) \cdot (N_q - 1) + \frac{\gamma \cdot b_w}{2} \cdot N_\gamma \right] \cdot F_r + (\gamma \cdot D_f). \quad (18)$$

Para el cálculo del esfuerzo que transmiten las cargas verticales de la estructura se asumió un valor de carga muerta ( $q_d$ ) de  $1 \text{ t/m}^2$ , siguiendo la normativa ACI 318-9 sección 4.2.1, la cual establece que la presión promedio que transmite una vivienda de una planta a la cimentación está en el rango de  $0.5 - 1.5 \text{ t/m}^2$ . Siguiendo la misma normativa se estableció en el diseño un valor de carga viva ( $q_l$ ) de  $0.2 \text{ t/m}^2$ . Teniendo en cuenta estos valores se planteó la ecuación para el cálculo del esfuerzo vertical transmitido por la estructura en su conjunto a la base de la cimentación:

$$Q = \frac{(((D_f + \alpha) \cdot b_w + (l_n \cdot h)) \cdot \gamma_h \cdot l_d) + W_{dl}}{(b_w \cdot l_d)}, \quad (19)$$

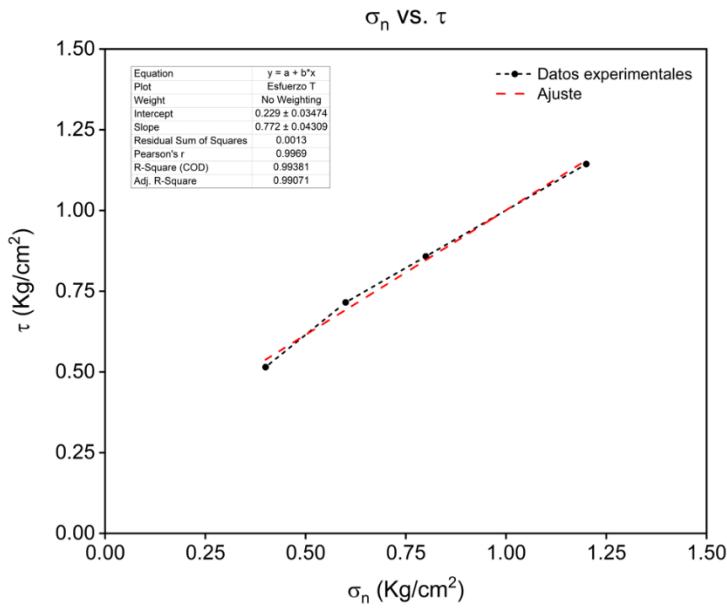
donde  $Q$  representa el esfuerzo vertical que llega a la base del cimiento, expresado en  $\text{t/m}^2$ ;  $D_f$  corresponde a la profundidad de desplante del cimiento en m; y  $\alpha$  indica la distancia entre el suelo expansivo y la superficie inferior de la losa en m. Asimismo,  $b_w$  define el espesor de la retícula en m, mientras que  $l_n$  corresponde a la separación entre las retículas, medida a la cara de estas en m; por su parte,  $h$  es el espesor de la losa en m. La densidad del hormigón se expresa como  $\gamma_h = 2.4 \text{ t/m}^3$ , y la longitud de diseño de la losa se define mediante  $l_d = 1 \text{ m}$ . Finalmente,  $q_d = 1 \text{ t/m}^2$  representa la presión debida a la carga muerta que transmite la estructura, mientras que  $q_l = 0.2 \text{ t/m}^2$  corresponde a la presión asociada a la carga viva transmitida por la misma.

El peso producto  $W_{dl}$  de las cargas muertas y vivas de la vivienda, en toneladas ( $t$ ), se calcula como:

$$W_{dl} = (q_d + q_l) \cdot l_d \cdot l_n \quad (20)$$

En este caso no se mayoraron las cargas para realizar un diseño conservador respecto a la presión de expansión, es decir cómo se busca garantizar que las presiones verticales contrarresten los esfuerzos de expansión del suelo, una mayoración de las cargas de la estructura podría provocar datos erróneos en cuanto a la seguridad ante la expansión.

Para el diseño se realizó una prueba de corte directo con el objetivo de medir los parámetros de resistencia del suelo; la prueba se llevó a cabo en condiciones de saturación total del suelo. Se prepararon las muestras y se montaron en el equipo, se dejaron saturar durante 24h y posteriormente se procedió a ensayar. Se realizaron un total de 4 pruebas, con valores de pesos verticales de 10Kg, 15Kg, 20Kg y 30Kg respectivamente. Una vez concluidas las pruebas se calcularon los valores de esfuerzos nominales  $\sigma_n$  y esfuerzos tangenciales  $\tau_f$  y se construyó un gráfico de  $\sigma_n$  vs  $\tau_f$ , mediante el cual se obtuvo el valor de la cohesión (C) y el ángulo de fricción interna del suelo ( $\varphi$ ). La cohesión se obtiene del valor de intercepto de la recta con el eje vertical y el ángulo de fricción interna se calcula mediante la expresión  $m = \tan(\varphi)$ ; donde  $m$  se corresponde con el valor de la pendiente de la recta. A continuación, se muestra el gráfico obtenido (Figura 36).



**Figura 36.** Comportamiento obtenido mediante el ensaye de corte directo en el suelo saturado.

Se obtuvo un valor de cohesión del suelo de  $c = 0.2288 \text{ Kg/cm}^2$  y un ángulo de fricción interna de  $\varphi = 37.6^\circ$ . El peso volumétrico del suelo en condiciones de saturación se corresponde con un valor de  $\gamma_s = 1.45 \text{ t/m}^3$ .

Con el valor de  $\varphi = 37.6^\circ$  se obtuvieron los factores de capacidad de carga y posteriormente la profundidad de desplante de la cimentación:

$$N_q = E^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \cdot \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)^2 \cdot \left(1 + \frac{b_w}{l_d} \cdot \tan(\varphi)\right) = 51.72$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi) * \left(1 - 0.4 \cdot \frac{b_w}{l_d}\right) = 68.57$$

La profundidad de desplante se obtiene del despeje en la siguiente igualdad:

$$q_{adm} = Q \quad (21)$$

$$\left[ (\gamma \cdot D_f) \cdot (N_q - 1) + \frac{\gamma \cdot b_w}{2} \cdot N_\gamma \right] \cdot F_r + (\gamma \cdot D_f)$$

$$= \frac{(((D_f + @) \cdot b_w + (l_n \cdot h)) \cdot \gamma_h \cdot l_d) + W_{dl}}{(b_w \cdot l_d)}$$

Haciendo uso del software (Wolfram Mathematica 13.2) se obtuvo un valor de profundidad de desplante del cimiento de 92 cm y se recomienda por facilidad constructiva cimentar a una profundidad de  $D_f = 1 m$ .

Una vez conocida la profundidad de desplante de la cimentación, la cual garantiza capacidad de carga del suelo, se procede a revisar si el cimiento diseñado, en conjunto con la estructura, es capaz de transmitir un esfuerzo suficiente al suelo, para contrarrestar la presión de expansión que el mismo genera. Para ello se calcula el esfuerzo vertical y se compara con el valor de presión de expansión del suelo:

$$Q = \frac{(((D_f + @) \cdot b_w + (l_n \cdot h)) \cdot \gamma_h \cdot l_d) + W_{dl}}{(b_w \cdot l_d)} = 26.69 \text{ t/m}^2.$$

La presión de expansión objeto de análisis es de  $20 \text{ t/m}^2$ , por lo que el diseño es acertado.

Además, se verifica la condición de capacidad de carga de que  $q_{adm} \geq Q$ :

$$q_{adm} = \left[ (\gamma \cdot D_f) \cdot (N_q - 1) + \frac{\gamma \cdot b_w}{2} \cdot N_\gamma \right] \cdot F_r + (\gamma \cdot D_f) = 26.69 \text{ t/m}^2.$$

#### 4.4.1.2 Condición saturada considerando el efecto de la expansión

En el diseño de cimentaciones sobre suelos expansivos, la determinación de la profundidad de desplante debe considerar el efecto de la presión de expansión en condiciones de saturación total. Durante los ensayos de capacidad de carga realizados en el suelo expandido, se observó que, incluso en estado saturado, el suelo mantiene una capacidad de carga adecuada. Sin embargo, dado que las ecuaciones convencionales de capacidad de carga no incorporan explícitamente el aporte de la presión de expansión, se propone el siguiente enfoque para calcular la profundidad de desplante para el caso saturado:

$$P_{ex} + q_{adm} = Q \quad (22)$$

Para determinar la profundidad de desplante de la cimentación, se utilizó la ecuación 22, la cual considera el aporte de la presión de expansión  $P_{ex}$  a la resistencia del suelo, incluso en

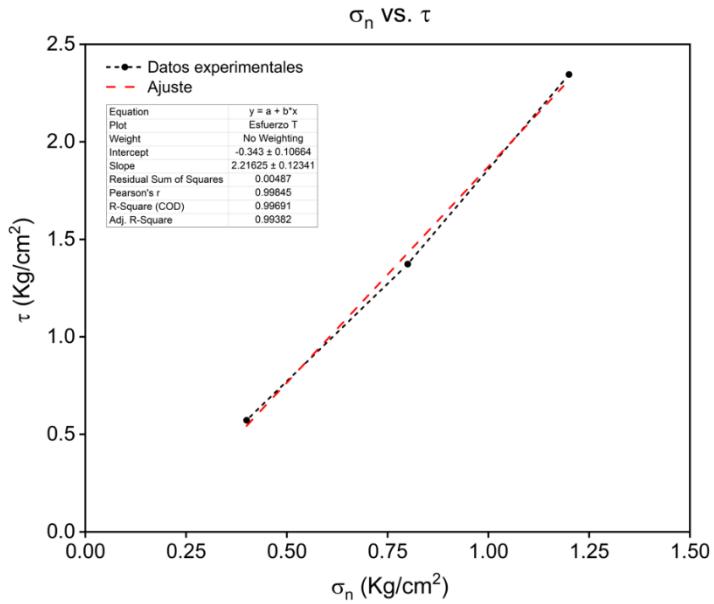
condiciones de saturación total. La capacidad de carga admisible del suelo  $q_{adm}$  y el esfuerzo transmitido por las cargas verticales de la estructura  $Q$  a este, se calcularon de la misma manera que para el análisis del suelo totalmente saturado visto en la sección anterior. La única variación en este caso fue la inclusión del efecto de la expansión del suelo como aporte a la capacidad de carga. Tras completar el análisis, se obtuvo una profundidad de desplante de 20 cm, lo que garantiza la estabilidad de la cimentación bajo las condiciones críticas de saturación y expansión.

Este valor de profundidad de desplante de la cimentación representa una reducción del 80 % con respecto a la calculada para el suelo saturado sin tomar en consideración el efecto de la presión de expansión. A continuación, se discute el diseño para el caso del suelo no saturado y se discutirá a qué profundidad de desplante se recomienda cimentar una vez analizadas las tres posibles variantes determinadas.

La profundidad de desplante obtenida garantiza una capacidad de carga en la base de la cimentación de  $q_{adm} = 5.80 \text{ t/m}^2$  y haciendo uso de la ecuación (22), este valor sumado a la presión de expansión del suelo, aseguran la resistencia del cimiento ante el esfuerzo vertical de  $Q = 25 \text{ t/m}^2$ . Además, dicho esfuerzo es capaz de contrarrestar la presión de expansión generada por el suelo en la losa reticular analizada  $P_{ex} = 20 \text{ t/m}^2$ .

#### 4.4.1.3 Condición no saturada del suelo

Se decidió realizar el cálculo para determinar la profundidad de desplante de la cimentación con los parámetros de resistencia del suelo  $(c, \emptyset)$  en condiciones no saturadas. Para ello se determinaron dichos parámetros teniendo en cuenta las condiciones de ensaye del suelo con la losa reticular: una humedad del 15% y un peso volumétrico seco  $\gamma_d = 1.44 \text{ g/cm}^3$ . La determinación de los parámetros de resistencia del suelo se realizó mediante el ensaye de corte directo, se obtuvo un ángulo de fricción interna del suelo  $\emptyset = 66^\circ$  y la prueba arrojó que en esas condiciones el suelo no aporta resistencia por cohesión (Figura 37). Es decir que trabaja como si fuese un suelo friccionante. Conocidos  $(c, \emptyset)$ , se procede a determinar la profundidad de desplante del suelo siguiendo la misma metodología descrita para el caso del suelo totalmente saturado.



**Figura 37.** Comportamiento obtenido mediante el ensaye de corte directo en el suelo natural.

Inicialmente se calcularon los factores de capacidad de carga; para dicho análisis se adoptó un valor conservador del ángulo de fricción interna de  $\varphi = 45^\circ$ , aun cuando el valor determinado experimentalmente fue de  $\varphi = 66^\circ$ , ya que este último representa una resistencia inusualmente alta para fines de diseño. Bajo esta consideración se obtuvieron los siguientes resultados:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \cdot \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)^2 \cdot \left(1 + \frac{b_w}{l_d} \cdot \tan(\varphi)\right) = 154.86$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi) \cdot \left(1 - 0.4 \cdot \frac{b_w}{l_d}\right) = 255.04$$

Como se mencionó el procedimiento fue el mismo que en el caso del suelo totalmente saturado y el diseño en cuanto a transmisión de cargas también. Se asume la relación de que la capacidad de carga del suelo en la base del cimiento es igual al esfuerzo transmitido por la estructura y se despeja la profundidad de desplante:

$$\begin{aligned}
q_{adm} = Q \rightarrow & \left[ (\gamma \cdot D_f) \cdot (N_q - 1) + \frac{\gamma \cdot b_w}{2} \cdot N_\gamma \right] \cdot F_r + (\gamma \cdot D_f) \\
& = \frac{(((D_f + @) \cdot b_w + (l_n \cdot h)) \cdot \gamma_h \cdot l_d) + W_{dl}}{(b_w \cdot l_d)}
\end{aligned}$$

Haciendo uso del software (Wolfram Mathematica 13.2) se obtuvo un valor de profundidad de desplante del cimiento de aproximadamente  $D_f = 0.30\ m$ .

Se realizan los cálculos de los valores de capacidad de carga y esfuerzo vertical actuante en la base del cimiento para revisar que el diseño cumpla con el criterio de expansión:

$$\begin{aligned}
Q & = \frac{(((D_f + @) \cdot b_w + (l_n \cdot h)) \cdot \gamma_h \cdot l_d) + W_{dl}}{(b_w \cdot l_d)} = 25.08\ t/m^2 \\
q_{adm} & = \left[ (\gamma \cdot D_f) \cdot (N_q - 1) + \frac{\gamma \cdot b_w}{2} \cdot N_\gamma \right] \cdot F_r + (\gamma \cdot D_f) = 25.08\ t/m^2.
\end{aligned}$$

La presión de expansión objeto de análisis es de  $20\ t/m^2$ , por lo que el diseño es acertado.

Además, se verifica la condición de capacidad de carga de que  $q_{adm} \geq Q$ .

En resumen, se realizaron tres diseños para determinar la profundidad de desplante de la cimentación, obteniendo diferentes valores según las condiciones del suelo. Para el caso de suelo saturado se obtuvo una profundidad de  $1.0\ m$ . Cuando se consideró el aporte de la presión de expansión a la capacidad de carga en suelo saturado, la profundidad requerida disminuyó a  $20\ cm$ . Finalmente, para condiciones de suelo no saturado se determinó una profundidad de desplante de  $30\ cm$ . Estos resultados demuestran cómo la consideración de la presión de expansión en el aporte a la capacidad de carga del suelo permite optimizar el diseño de cimentaciones en suelos expansivos, reduciendo significativamente la profundidad de desplante cuando se toma en cuenta este factor. Sin embargo, de los tres diseños efectuados, el valor de profundidad de desplante para el caso del suelo no saturado resultó ser la mayor, y por lo tanto representa la condición crítica.

#### 4.4.2 Diseño estructural de la cimentación en condiciones saturadas del suelo

Uno vez concluido el diseño geotécnico de la cimentación, se procede al diseño estructural de la misma. El diseño se divide en dos momentos importante: la losa y las retículas. Es importante aclarar algunos aspectos claves considerados durante el diseño estructural de la

losa. En primer lugar, el refuerzo se calculó bajo un análisis basado en el trabajo de la estructura a flexión, dado que la losa no está en contacto directo con el suelo, por lo que su comportamiento estructural responde a este mecanismo de trabajo. Además, al tratarse de una losa de forma cuadrada, la losa trabaja en dos direcciones. Por esta razón, se procede a calcular el refuerzo en una dirección, asumiendo que será el mismo en la otra dirección.

#### 4.4.2.1 Diseño de la losa

Para el cálculo del refuerzo de la losa, se determinaron las cargas que la estructura debía soportar; como se mencionó en el momento de la realización del diseño geotécnico, se trabajó con un valor de carga muerta de la estructura de  $q_d = 1 \text{ t/m}^2$  y un valor de carga viva de  $q_l = 0.2 \text{ t/m}^2$ . Se determinó el peso propio de la losa para el ancho de diseño de  $1\text{m}$  y se aplicó la combinación de mayoración de carga de:  $1.2(q_d + pp_l) + 1.6q_l$ .

El peso propio de la losa es:  $pp_l = h \cdot \gamma_h \cdot 1\text{m} = 0.10 \cdot 2.4 \cdot 1 = 0.24 \text{ t/m}$ .

Combinación de carga de diseño:

$$W = 1.2 \cdot (q_d + pp_l) + 1.6 \cdot q_l = 1.2 \cdot (1 \cdot 1\text{m} + 0.24) + 1.6 \cdot 0.2 \cdot 1\text{m} = 1.81 \text{ t/m}.$$

Se procede a la determinación de los momentos en el centro de la luz y en los apoyos. Adicionalmente, se consideran apoyos continuos.

Momento en los apoyos:

$$M_{ef} = \frac{W \cdot l_n^2}{12} = \frac{1.81 \cdot 2.5^2}{12} = 0.94 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Momento en el centro de la luz:

$$M_{cl} = \frac{W \cdot l_n^2}{8} = \frac{1.81 \cdot 2.5^2}{8} = 1.41 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Una vez calculados los momentos, se determina el valor  $M/(b \cdot d)$ , donde el momento se introduce en  $\text{kg} \cdot \text{cm}$  y  $b, d$  en  $\text{cm}$ . Con ese valor se entra al ábaco "Momentos resistentes de secciones rectangulares" y se determina el valor de la cuantía de acero en presión;

previamente se define el valor de resistencia del hormigón en compresión y de la fluencia del acero a utilizar, en este caso serían  $f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , respectivamente.

Para el caso de la cuantía de acero superior se obtuvo un valor de  $\rho = 0.0055$  y para el acero inferior la cuantía fue de  $\rho = 0.0083$ .

El acero de refuerzo de la losa se diseña considerando una franja virtual de ancho  $b = 1 \text{ m}$ , de acuerdo con la normativa del ACI, por lo que el análisis se realiza bajo el criterio de una viga ancha. El peralte de la losa es de  $10 \text{ cm}$ , por lo que el peralte efectivo de diseño sería  $d = h - r$ , considerando que se construye en una zona de agresividad media, se asume un recubrimiento de  $3 \text{ cm}$  y se obtiene un peralte efectivo de  $7 \text{ cm}$ .

Se calcula el área de acero para los apoyos y el centro de la luz:

Acero superior  $A_s$  (con el momento de los apoyos):

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0055 \cdot 100 \cdot 7 = 3.85 \text{ cm}^2.$$

Siguiendo la normativa ACI se escogen varillas #4 las que poseen un área de acero de  $a_b = 1.27 \text{ cm}^2$  y se procede a calcular el espaciamiento entre barras:

$$S = \frac{100 \cdot a_b}{A_s} = \frac{100 \cdot 1.27}{3.85} = 32 \text{ cm}$$

Los criterios de espaciamiento máximo establecen:

$$S_{máx} \leq 3 \cdot h; ó 45 \text{ cm}$$

Se escoge el menor valor de los anteriores.

Por lo que el acero superior (en los apoyos) se define con varillas del #4 @  $30 \text{ cm}$ , por criterio de espaciamiento máximo.

Acero inferior  $A_i$  (con el momento del centro de la luz):

$$A_i = \rho \cdot b \cdot d = 0.0083 \cdot 100 \cdot 7 = 5.81 \text{ cm}^2$$

Se decide colocar una malla electrosoldada de  $6 \times 6 \text{ mm}$  con  $@$  de  $15 \text{ cm}$ , haciendo uso de los catálogos de acero, fabricante líder de mallas electrosoldadas en México, adicionalmente se propone un despiece de barras en las que las varillas del #4 sean dobladas y formen parte del acero positivo y negativo en la losa  $@ 30 \text{ cm}$ . Se realiza el cálculo del área de acero que proporciona la malla y de las barras #4 que darán continuidad de acero para el centro de la luz y los apoyos, para verificar que la suma de ambas áreas sea mayor o igual que el área de acero obtenida en el cálculo para el momento actuante en el centro de la luz.

Área de acero obtenida con la malla electrosoldada:

$$A_{s1} = \frac{100 \cdot a_b}{S} = \frac{100 \cdot 0.28}{15} = 1.87 \text{ cm}^2.$$

Área de acero obtenida con las barras #4:

$$A_{s2} = \frac{100 \cdot a_b}{S} = \frac{100 \cdot 1.27}{30} = 4.23 \text{ cm}^2.$$

Se verifica que la suma de las áreas ( $A_{s1} + A_{s2}$ ) =  $6.1 \text{ cm}^2$  sea mayor que  $A_i = 5.81 \text{ cm}^2$ , y por lo tanto el acero en el centro de la luz de la losa queda definido por una malla electrosoldada de  $6 \times 6 \text{ mm}$  con  $@$  de  $15 \text{ cm}$  y barras del #4  $@ 30 \text{ cm}$ .

También se realizó el diseño teniendo en cuenta las ecuaciones que establece el ACI, en función de la profundidad del bloque a compresión y asegurando el diseño en la zona de tracción controlada.

Se calcula la profundidad del bloque a compresión para la armadura positiva con  $M_{cl} = 1.41 t \cdot m$ :

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{cl}}{\emptyset \cdot 0.85 \cdot f_c' \cdot b}}$$

$$a = 7\text{cm} - \sqrt{(7\text{cm})^2 - \frac{2 \cdot 141\text{ t} \cdot \text{cm}}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 0.25\text{ t/cm}^2 \cdot 100\text{cm}}} = 1.147\text{ cm}$$
(23)

Se comprueba que el diseño esté en la zona de tracción controlada:  $c < c_t$

$$c_t = 0.375d = 0.375 \cdot 7 = 2.625\text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1.147\text{cm}}{0.85} = 1.349\text{ cm}$$

$c < c_t$  "Verifica"

Se procede a calcular el área de acero mediante la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a}{f_y},$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot 250 \cdot 100 \cdot 1.147}{4200} = 5.80\text{ cm}^2$$
(24)

De igual manera se procede con el valor del momento para la armadura negativa con  $M_{ef} = 0.94\text{ t} \cdot \text{m}$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{ef}}{\emptyset \cdot 0.85 \cdot f_c' \cdot b}},$$

$$a = 7\text{cm} - \sqrt{(7\text{cm})^2 - \frac{2 \cdot 94\text{ t} \cdot \text{cm}}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 0.25\text{ t/cm}^2 \cdot 100\text{cm}}} = 0.741\text{ cm}$$
(25)

Se comprueba que el diseño esté en la zona de tracción controlada:  $c < c_t$

$$c_t = 0.375d = 0.375 \cdot 7 = 2.625\text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0.741 \text{ cm}}{0.85} = 0.872 \text{ cm}$$

$c < c_t$  "Verifica"

Se procede a calcular el área de acero mediante la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot 250 \cdot 100 \cdot 0.741}{4200} = 3.749 \text{ cm}^2$$

Se evidencia que el diseño obtenido a través de ambos criterios resulta en valores muy aproximados de áreas de acero, por lo que el diseño queda definido por espaciamiento máximo @ 30 cm con varillas del #4 para el acero en los apoyos y para el centro de la luz. En el centro de la luz el hacer es reforzado con una malla electrosoldada de 6x6 mm con @ de 15 cm.

Comprobación de la resistencia al cortante de la losa:

Se necesita comprobar que  $\emptyset V_c > V_{máx}$ , donde  $V_{máx}$  es el cortante en la sección crítica. La sección crítica para el análisis se encuentra a una distancia  $d$  a partir de la cara del apoyo, aunque en un análisis conservador se pudiera realizar la comprobación para el cortante máximo redistribuido y mayorado que tiene lugar a la cara del apoyo:

$$V_u = \frac{W \cdot l_n}{2} = \frac{1.81t/m \cdot 2.5m}{2} = 2.26 t$$

$$V_{máx} = \frac{V \cdot (l_n - d)}{l_n} = \frac{2.26t/m \cdot (2.5m - 0.07m)}{2.5} = 2.196 t.$$

El cortante que resiste el concreto se determina según el ACI mediante la siguiente ecuación:

$$\emptyset \cdot V_c = 0.75 \cdot 170 \cdot \sqrt{f'_c \cdot b \cdot d} . \quad (26)$$

$$\emptyset \cdot V_c = 0.75 \cdot \sqrt{25MPa \cdot 1 \cdot 0.07}$$

$$\phi \cdot V_c = 44.625 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 4.46 \text{ t}$$

$\phi \cdot V_c > V_{máx}$  "Verifica"

El cortante resistente por el concreto también se puede determinar mediante la expresión:

$$V_{cr} = 0.70 \cdot (0.5 + \gamma) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d. \quad (27)$$

Para los valores  $f_c = 0.68 \cdot f_c' = 0.68 \cdot 250 = 170$ , y  $\gamma = 1/2.5 = 0.4$ , se obtiene:

$$\begin{aligned} V_{cr} &= 0.70 \cdot (0.5 + \gamma) \cdot \sqrt{f_c} \\ V_{cr} &= 0.70 \cdot (0.5 + 0.4) \cdot \sqrt{170} \cdot 100 \cdot 7 = 7411.3 \text{ Kg} = 5.75 \text{ t} \end{aligned}$$

$V_{cr} > V_{máx}$  "Verifica"

Se puede observar que la expresión para el cálculo del cortante que resiste el concreto en la losa  $V_{cr}$  es más conservadora, aunque por ambos criterios la sección de la losa cumple con el criterio de cortante. Este criterio evidencia que la sección escogida para la losa y la resistencia del hormigón tomada para el diseño, son suficientes para asegurar resistencia de manera cómoda en el Estado Límite de Resistencia a Cortante.

#### 4.4.2.2 Diseño de la retícula

La retícula se diseña en un primer momento, para la dimensión obtenida de la profundidad de desplante del cimiento en condiciones de saturación total del suelo con  $D_f = 100 \text{ cm}$  obteniéndose una sección de  $0.15 \text{ m} \times 1.20 \text{ m}$  hasta la superficie de la losa.

Para el diseño del refuerzo de la retícula se procede de forma análoga al caso de la losa, pero en las cargas se tiene en cuenta el peso propio de la retícula. Se calculan los momentos que actúan en el elemento estructural, se determina el refuerzo necesario para resistir los esfuerzos y luego se revisa que la sección sea suficiente para absorber el cortante que actúa.

Empleando: Carga muerta:  $q_d = 1 \text{ t/m}^2$ , Carga viva:  $q_l = 0.2 \text{ t/m}^2$ , se obtiene:

Carga tributaria sobre la retícula:

$$q_d = 1 \text{ t/m}^2 \cdot l_n = 1 \text{ t/m}^2 \cdot 2.5 \text{ m} = 2.5 \text{ t/m}$$

$$q_l = 0.2 \text{ } t/m^2 \cdot l_n = 0.2 \text{ } t/m^2 \cdot 2.5 = 0.5 \text{ } t/m$$

Carga que tributa de la losa sobre la retícula:

$$w_{ppl} = h \cdot l_n \cdot \gamma_h = 0.10m \cdot 2.5m \cdot 2.4 \text{ } t/m^3 = 0.6 \text{ } t/m$$

Peso propio de la retícula:

$$w_{ppr} = h_r \cdot b_w \cdot \gamma_h = 1.30m \cdot 0.15m \cdot 2.4 \text{ } t/m^3 = 0.468 \text{ } t/m$$

Cargas mayoradas para la combinación crítica:

$$W = 1.2 \cdot (q_d + w_{ppl} + w_{ppr}) + 1.6(q_l)$$

$$W = 1.2 \cdot (2.5t/m + 0.6t/m + 0.468t/m) + 1.6 \cdot (0.5t/m) = 5.082 \text{ t/m}$$

Se calculan los momentos negativos y positivos en la retícula:

$$M^+ = \frac{W \cdot l_n^2}{8} = \frac{5.082 \text{ t/m} \cdot 2.5m^2}{8} = 3.97 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M^- = \frac{W \cdot l_n^2}{12} = \frac{5.082 \text{ t/m} \cdot 2.5m^2}{12} = 2.65 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Se determina la relación  $M/(b \cdot d)$  para entrar al ábaco de “Momentos resistentes de secciones rectangulares” y determinar la cuantía de acero requerida  $\rho$  para calcular el refuerzo necesario correspondiente a los momentos positivo y negativo, respectivamente. En el diseño se considera un valor de resistencia del hormigón a la compresión  $f_c' = 250 \text{ Kg/cm}^2$  y un acero con fluencia  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ .

La relación  $M/(b \cdot d)$  para ambos momentos arrojó valores de  $\rho < 0.003$ , que es el valor de la cuantía mínima de acero, por lo que el diseño en ambos casos se realizó para ese valor. Se asumió que el acero a calcularse se distribuiría en una sola camada por lo que se obtuvo un

valor de  $d_s = 7 \text{ cm}$  y en consecuencia el peralto efectivo de la retícula  $d = h - d_s = 130 \text{ cm} - 7 \text{ cm} = 123 \text{ cm}$ .

Se calcula el refuerzo correspondiente a la armadura superior e inferior de la retícula:

$$A = \rho \cdot b \cdot d = 0.003 \cdot 15 \text{ cm} \cdot 123 \text{ cm} = 5.53 \text{ cm}^2$$

El cálculo del refuerzo en la retícula también se realizó mediante las ecuaciones del ACI, teniendo en cuenta la profundidad del bloque a compresión y garantizando que el diseño se encontrase en la zona de tracción controlada. El procedimiento se repite tanto para el caso del momento positivo como para el negativo.

Diseño para el momento positivo:

En este caso la losa no funciona como cabezal de compresión de la retícula, porque ella trabaja a flexión, por lo que la retícula se analiza como una sección rectangular de ancho  $b_w = 15 \text{ cm}$  y peralto de  $h_r = 130 \text{ cm}$ ; teniendo en cuenta que la retícula en su peralto toma el espesor de la losa y considerando la distribución del refuerzo en una camada:  $d_s = 7 \text{ cm}$   
 $\therefore d = h_r - d_s = 123 \text{ cm}$ .

Calculando  $a$ :

$$a = 123 \text{ cm} - \sqrt{(123 \text{ cm})^2 - \frac{2 \cdot 397 \text{ t} \cdot \text{cm}}{\phi \cdot 0.85 \cdot 0.25 \text{ t/cm}^2 \cdot 15 \text{ cm}}} = 1.13 \text{ cm}$$

Si  $\beta_1 = 0.85$ , se tiene que  $\beta_1 \cdot 0.375d = 26.5 \text{ cm} > a$ , se verifica que el diseño se encuentra en la zona de tracción controlada.

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = \frac{0.85 \cdot 250 \cdot 15 \cdot 1.13}{4200} = 0.858 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínima para la retícula se define por el mayor valor obtenido a través de las siguientes expresiones, según lo establecido por la normativa del ACI:

$$A_{smín} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d = \frac{0.25 \cdot \sqrt{25}}{420} \cdot 150 \cdot 1230 = 549 \text{ mm}^2 = 5.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{smín} = \frac{1.4}{f_y} \cdot b_w \cdot d = \frac{1.4}{420} \cdot 150 \cdot 1230 = 615 \text{ mm}^2 = 6.15 \text{ cm}^2$$

En las expresiones anteriores el valor de  $f'_c$  y  $f_y$ , se miden en MPa, y  $b_w, d$  en mm.

Como  $A_s < A_{smín}$ , el diseño se realiza por el criterio de acero mínimo y se asume un valor de  $A_s = 6.15 \text{ cm}^2$ .

Diseño para el momento negativo:

En este caso, las compresiones se alojan en la losa, por lo que se puede asumir que la losa trabaja como ala de la sección de la retícula y esto lleva a la posibilidad de analizar la retícula como viga T. Para determinar el ancho efectivo del ala se toma el menor valor arrojado por los siguientes criterios:

$$b = \frac{l_n}{4} = 62.5 \text{ cm}$$

$$b = 1.6 \cdot h + b_w = 31 \text{ cm} \quad \therefore b = 31 \text{ cm}$$

$$b = b_w + \frac{l_n}{2} = 140 \text{ cm}$$

En las expresiones anteriores  $b_w = 15 \text{ cm}$ , representa el ancho de la retícula y  $l_n = 2.5 \text{ m}$  es la distancia entre las retículas, medida a la cara de estas.

Se calcula el momento en el ala:

$$M_{ala} = 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot h(d - 0.5 \cdot h)$$

$$M_{ala} = 0.85 \cdot 0.25 \text{ t/cm}^2 \cdot 31 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm} \cdot (123 \text{ cm} - 0.5 \cdot 10 \text{ cm}) = 7773.25 \text{ t} \cdot \text{cm}$$

$$M_{ala} = 77.7325 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Debido a que  $M^- = 2.65 \text{ t} \cdot \text{m} < \emptyset \cdot M_{ala}$  ( $2.65 \text{ t} \cdot \text{m} < 0.9 \cdot 77.7325 \text{ t} \cdot \text{m}$ ), se comprueba que la sección no trabaja como T sino que se debe analizar como rectangular.

Se calcula  $a$ :

$$a = 123\text{cm} - \sqrt{(123\text{cm})^2 - \frac{2 \cdot 265t \cdot \text{cm}}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 0.25 \text{t/cm}^2 \cdot 15\text{cm}}} = 0.75 \text{ cm}$$

Se verifica el valor de  $\emptyset = 0.9$ ; que se corresponde con el diseño en la zona de tracción controlada a través de  $a = 0.75 \text{ cm} < \beta_1 \cdot 0.375d = 39.2 \text{ cm}$ .

Se calcula el área de acero:

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a}{f_y} = \frac{0.85 \cdot 250 \cdot 15 \cdot 0.75}{4200} = 0.59 \text{ cm}^2$$

El área de acero correspondiente al momento negativo también es menor que el área mínima, por lo que el diseño del refuerzo de la retícula queda definido por el criterio de área mínima.  $A_s = 6.15 \text{ cm}^2$ , se propone colocar una barra #10 que tiene  $a_b = 8.19 \text{ cm}^2$  para el caso del diseño del acero inferior y superior de la retícula.

Revisión de la retícula a cortante en un panel interior:

Para el análisis del esfuerzo cortante en la retícula se chequea que la relación  $(\alpha_1 \cdot l_2)/l_1 > 1$ , que garantiza que las vigas toman todo el cortante actuante sobre el panel interior; donde  $l_1$  y  $l_2$  representan la luz larga y corta de la losa respectivamente. En este caso  $l_1 = l_2 = 2.5 \text{ m}$  y  $\alpha_1$  representa la rigidez relativa de la retícula.

El valor de la rigidez relativa de la retícula se determinó a través de la siguiente expresión:

$$\alpha_1 = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cl} \cdot I_l}, \quad (28)$$

donde:  $E_{cb}$ ,  $E_{cl}$  es el módulo de deformación o módulo de elasticidad del hormigón en las vigas y en la losa respectivamente y se determina en función de la resistencia a la compresión del hormigón como:  $E_{cb} = E_{cl} = 4700 \cdot \sqrt{f_c}$  (MPa); según la normativa ACI 318.

La inercia centroidal de la losa ( $I_{sl}$ ) sobre una retícula interior se obtiene en función del peralto de la losa ( $h$ ) y la luz libre entre retículas ( $l_n$ ) con la expresión:

$$I_{sl} = \frac{l_n \cdot h^3}{12} = \frac{250 \cdot 10^3}{12} = 20833 \text{ cm}^4.$$

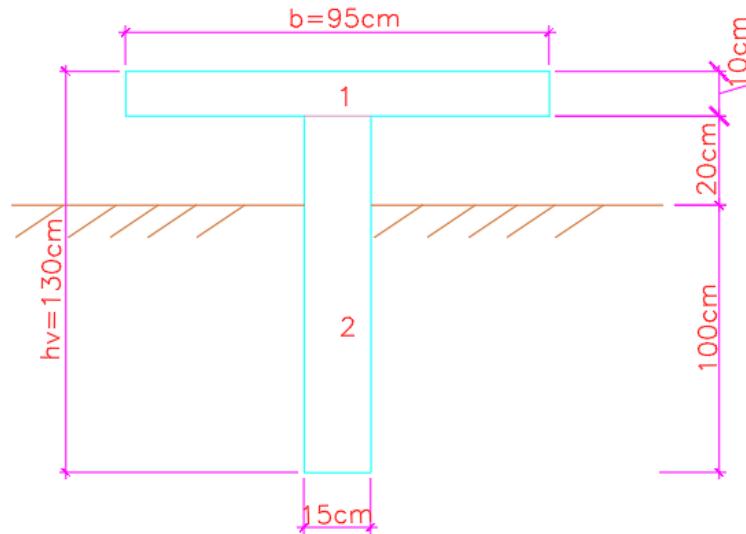
Debido a que los paños de losas son cuadrados, la inercia de la losa será la misma en ambas direcciones.

Se procede a determinar la inercia centroidal de la retícula interior, se parte del peralto tentativo inicial que se definió para la losa  $h = 10 \text{ cm}$  y se dimensiona el ancho efectivo  $b$  del ala de la viga según el menor valor de los siguientes criterios:

$$\begin{aligned} b_1 &\leq 4 \cdot h \text{ ó } h_v - h \\ \therefore b_1 &= 40 \text{ cm} \\ b &= b_w + 2 \cdot b_1 = 15 + 2 \cdot 40 = 95 \text{ cm,} \end{aligned}$$

donde  $h_v$  es la altura de la viga, considerando el espesor de la losa.

La sección definida para la retícula es igual para todas, en ambas direcciones de análisis de la losa, pues sus dimensiones por debajo de la losa siempre son las mismas:  $15 \text{ cm} \times 120 \text{ cm}$  como mismo lo es la luz libre de los paños de la losa en las dos direcciones (Figura 38).



**Figura 38.** Sección efectiva para la retícula.

Para determinar la inercia centroidal de la sección es necesario conocer la posición del centroide, asumiendo en el cálculo un eje imaginario que pasa por el borde inferior del alma de la viga, que divide a la sección en dos figuras 1 y 2, como se muestra en la Figura 38.

Por lo que se procede a determinar el centroide de la sección:

$$y_b = \frac{A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2}{A_1 + A_2} = \frac{95 \cdot 10 \cdot \left(130 - \frac{10}{2}\right) + 120 \cdot 15 \cdot 120/2}{95 \cdot 10 + 15 \cdot 120} = 82.45 \text{ cm.}$$

Finalmente, la inercia centroidal de la viga ( $I_{sb}$ ) se obtiene por:

$$I_{sb} = \sum (I_j + A_j \cdot d_j^2), \quad (39)$$

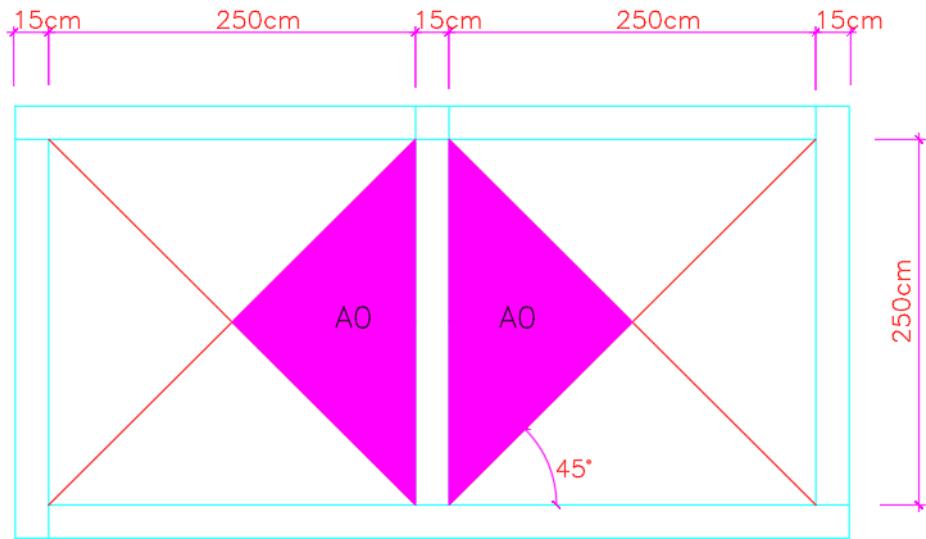
$$I_{sb} = \frac{95 \cdot 10^3}{12} + 95 \cdot 10 \cdot (130 - 5 - 82.45)^2 + \frac{15 \cdot 120^3}{12} + 15 \cdot 120 \cdot \left(\frac{120}{2} - 82.45\right)^2$$

$$I_{sb} = 2668848.49 \text{ cm}^4.$$

Se evalúa la rigidez relativa de la retícula:

$$\alpha_1 = \frac{E_{cb} \cdot I_{sb}}{E_{cl} \cdot I_{sl}} = \frac{2668848.49 \text{ cm}^4}{20833 \text{ cm}^4} = 128.11.$$

Como se cumple que  $(\alpha_1 \cdot l_2)/l_1 > 1$  se procede a determinar el cortante sobre la retícula, teniendo en cuenta el área tributaria según la Figura 39.



**Figura 39.** Área tributaria para el cortante en las retículas.

El área tributaria a cortante sobre la retícula es:

$$A_0 = \frac{l_n \cdot l_n / 2}{2} = 1.56 \text{ m}^2.$$

El cortante último que actúa en la retícula se obtiene mediante:

$$V_u = \frac{W \cdot 2 \cdot A_0}{2}. \quad (30)$$

La carga que tributa sobre la retícula se determina mediante la combinación de mayoración de carga de:  $1.2CM + 1.6CV$ ; donde  $CM$  es la carga muerta total que actúa en la retícula y se conforma por el peso propio de la losa sobre la retícula ( $w_{ppl}$ ), el peso propio de la retícula y la carga muerta que transmite la vivienda ( $q_d$ ). La carga viva es  $CV = 0.2 \text{ t/m}^2$ , como se había definido con anterioridad.

Cálculo de las cargas actuantes:

$$w_{ppl} = 0.10m \cdot 2.4 \text{ t/m}^3 = 0.24 \text{ t/m}^2$$

$$w_{ppr} = 2.4 \text{ t/m}^3 \cdot \frac{0.15 \text{ m} \cdot 1.2 \text{ m}}{2.5 \text{ m}} = 0.173 \text{ t/m}^2$$

$$W = 1.2(0.24 + 0.173 + 1) + 1.6(0.2) = 2.02 \text{ t/m}^2$$

Una vez definida la carga actuante en la retícula se obtiene el valor del cortante:

$$V_u = \frac{W \cdot 2 \cdot A_0}{2} = \frac{2.02 \text{ t/m}^2 \cdot 2 \cdot 1.56 \text{ m}^2}{2} = 3.15 \text{ t.}$$

El cortante crítico para el diseño se sitúa a una distancia  $d$  de la cara del apoyo y se obtiene:

$$V_{umáx} = \frac{V_u \cdot (l_n - d)}{l_n} = \frac{3.15 \text{ t} \cdot (2.5 - 1.23)}{2.5} = 1.6 \text{ t.}$$

Se calcula el cortante resistente por el concreto mediante la expresión:

$$\emptyset V_c = 0.75 \cdot 170 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

$$\emptyset V_c = 0.75 \cdot 170 \cdot \sqrt{25} \cdot 0.15 \cdot 1.23$$

$$\emptyset V_c = 117.6 \text{ kN}$$

$$\emptyset V_c = 11.8 \text{ t.}$$

Como se cumple que  $\emptyset V_c > V_{umáx}$ , se comprueba que la sección resiste el cortante, por lo que se colocarán estribos por especificación constructiva, siendo  $S_{máx} = 0.5 \cdot d = 41.5 \text{ cm}$ . Se deciden colocar estribos N0.3 espaciados a 30 cm. Todo el análisis estructural efectuado se realizó para un panel interior de la losa, se procede a la verificación del peralto definido para la losa, teniendo en cuenta el promedio de la rigidez relativa de las retículas:

$$\alpha_m = \frac{\sum_{j=1}^4 \alpha_1}{4} = \frac{4 \cdot \alpha_1}{4} = \frac{4 \cdot 128.11}{4} = 128.11.$$

Como  $\alpha_m$  en el panel interior de la losa, es mayor que 2 se debe de revisar el peralte de la losa teniendo en cuenta el siguiente criterio:

$$h \geq \frac{l_n \cdot \left(0.8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36 + 9 \cdot \beta} \nless 90\text{mm}, \quad (31)$$

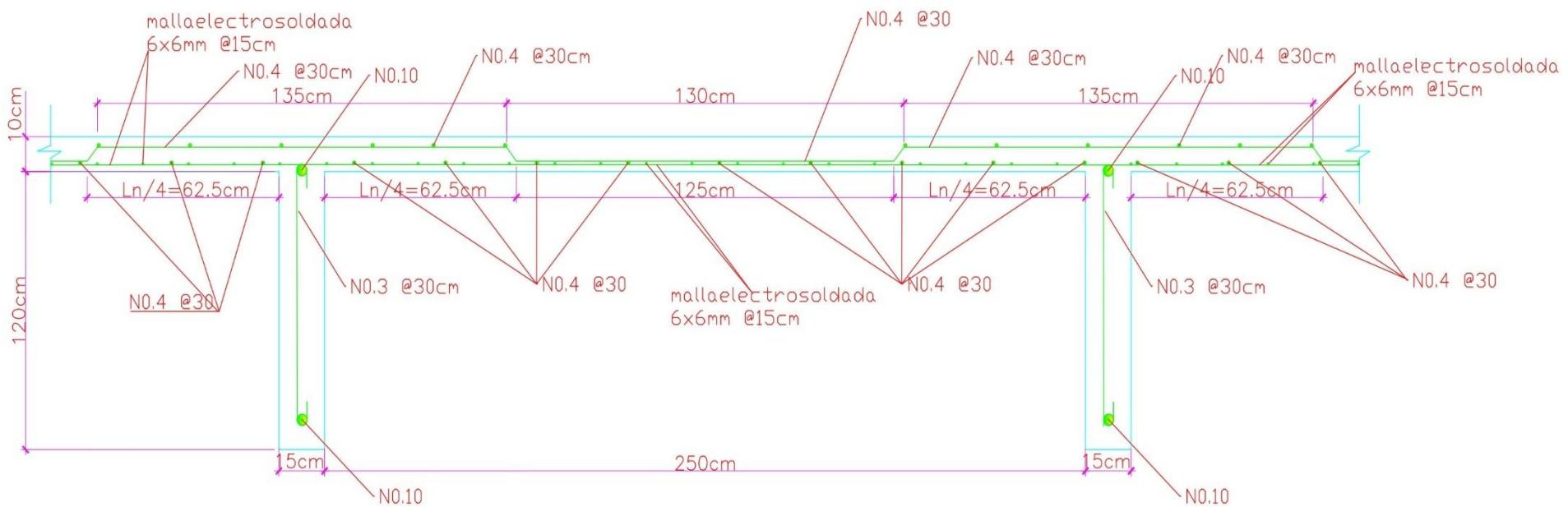
siendo  $\beta = l_{nl}/l_{nc} = 2.5/2.5 = 1$

$$\therefore h = \frac{250 \cdot \left(0.8 + \frac{420}{1500}\right)}{36 + 9 \cdot 1} = 6 \text{ cm.}$$

En la expresión para determinar  $h$  los valores se introducen en cm y MPa.

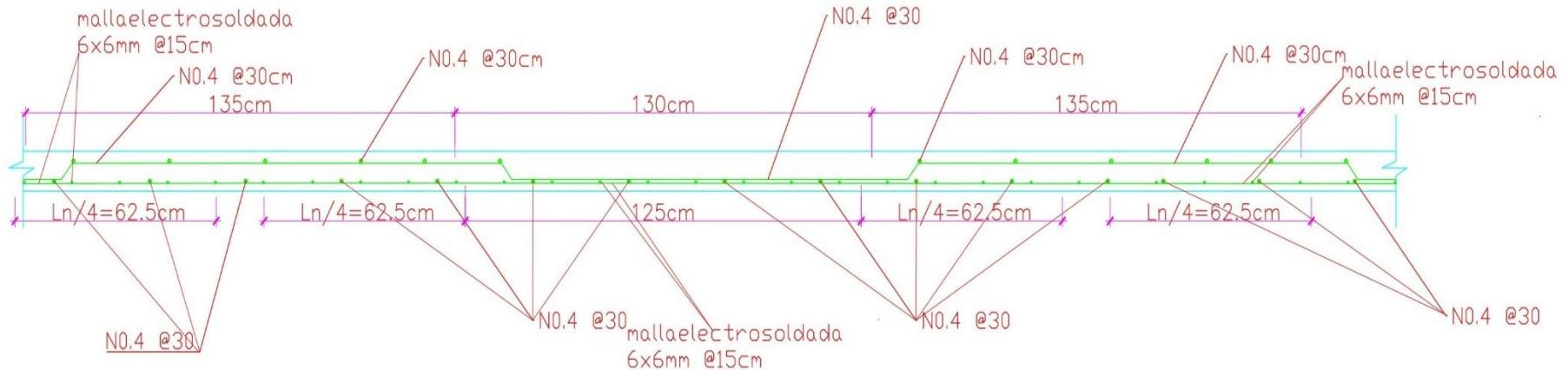
Se puede concluir que el valor de  $h = 10 \text{ cm}$  cumple con los criterios establecidos para el espesor de la losa.

En la Figura 40 se presenta una propuesta para la distribución del acero de refuerzo en la losa reticular, la información que se brinda se corresponde con un panel interior de la losa, trabajando en las dos direcciones. Se realizó un desplazamiento de barras de la armadura positiva de la losa en la que se definen dos tipos de barras: barras del #4 @ a 30 cm con longitudes de 1.25 m y una malla electrosoldada de 6x6 mm @ a 14 cm. En la armadura negativa se colocan barras del #4 @ a 30 cm que son continuación de barras de la armadura positiva, realizándose doblez de barra a una distancia de  $l_n/4$ , siendo  $l_n$  la luz libre de la losa medida a la cara de la retícula.

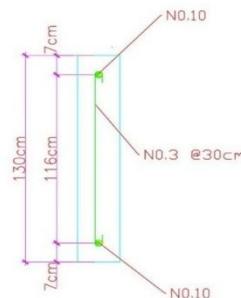


**Figura 40.** Distribución del refuerzo principal (positivo y negativo) en un panel interior para la losa y la retícula

A continuación, se muestran las vistas en elevación del refuerzo en la losa y en la retícula, Figura 41 y Figura 42, respectivamente.



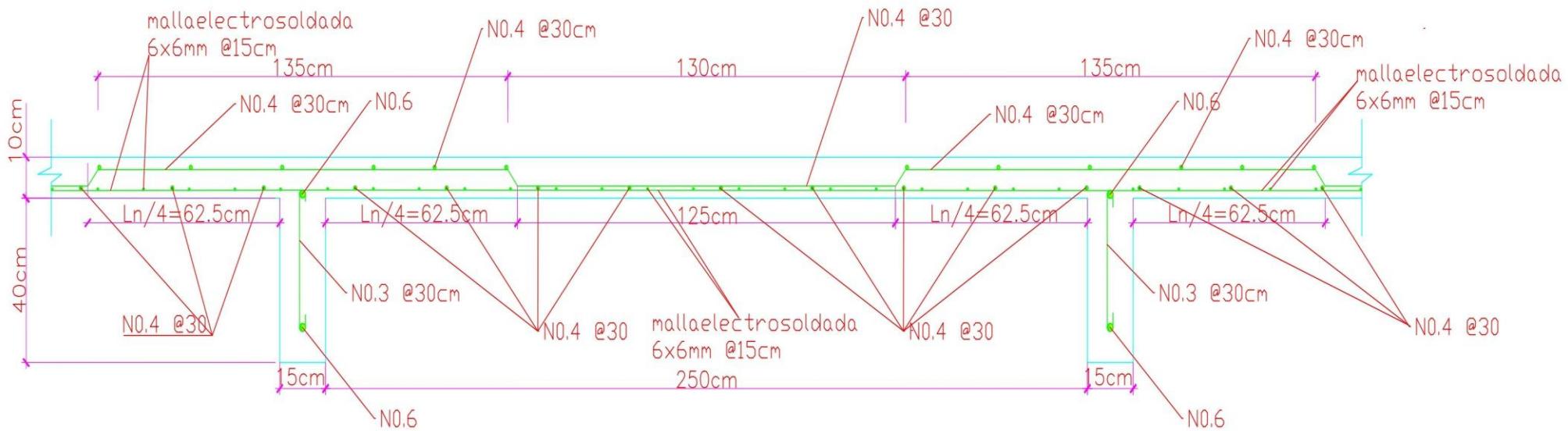
**Figura 41.** Vista en elevación de la distribución del refuerzo (positivo y negativo) en la losa.



**Figura 42.** Vista en elevación de la distribución del refuerzo en la retícula.

#### 4.4.3 Diseño estructural de la cimentación considerando el aporte de la presión de expansión en el suelo saturado

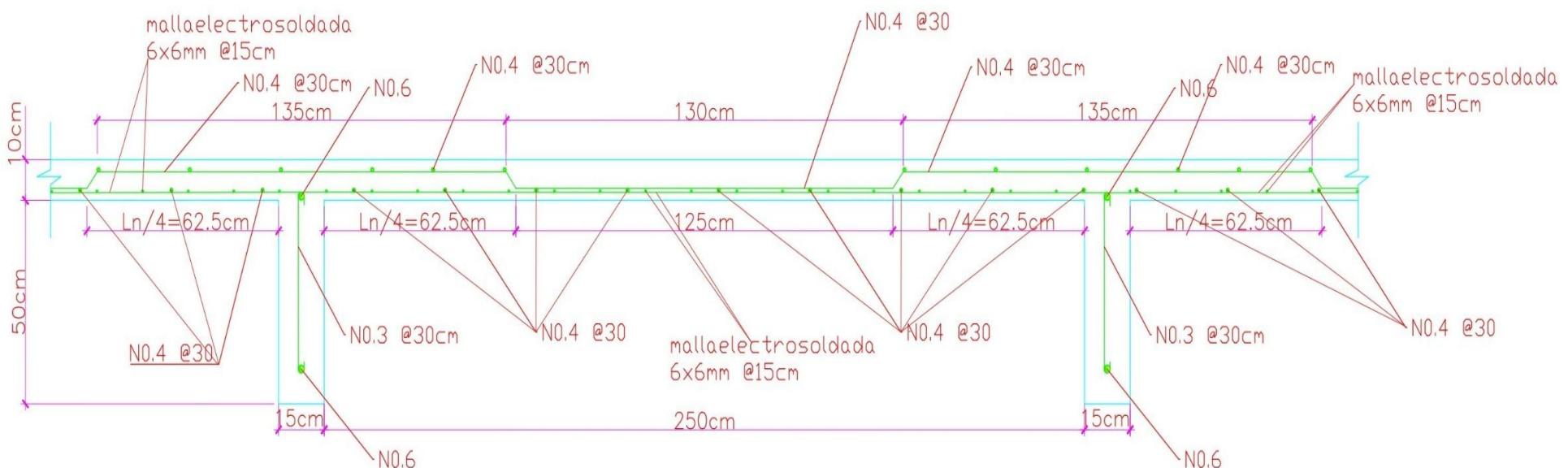
Como se discutió anteriormente el aporte de la presión de expansión a la capacidad de carga del suelo en condiciones de saturación total de este implica una reducción en la profundidad de desplante de la cimentación. En la Figura 43 se presenta el diseño estructural completo de la cimentación. Se debe destacar que en el diseño solo varía la profundidad de desplante y el acero de la retícula, porque el cálculo de las armaduras de acero en la losa no varía con respecto al caso saturado.



**Figura 43.** Distribución del refuerzo principal (positivo y negativo) en un panel interior para la losa y la retícula, teniendo en cuenta el aporte de la presión de expansión en la capacidad de carga del suelo.

#### 4.4.4 Diseño estructural de la cimentación considerando el suelo en condiciones no saturadas

El diseño se realizó siguiendo la misma metodología empleada anteriormente para calcular el área de acero necesaria, tanto para los momentos positivos como negativos en la sección, así como para la revisión del cortante actuante. Los resultados indicaron que se requiere un área de acero mínima de  $2.65 \text{ cm}^2$ , tanto para el acero superior como para el inferior en la retícula. Se decidió utilizar una barra #6 y estribos #3 espaciados a  $30 \text{ cm}$ , cumpliendo con el criterio de espaciamiento máximo. Cabe destacar que el diseño estructural de la losa plana no se ve afectado por la profundidad de desplante de la retícula, por lo que se mantiene según los cálculos previos. En la Figura 44 se muestra el diseño final correspondiente a esta profundidad de desplante.



**Figura 44.** Distribución del refuerzo principal (positivo y negativo) en un panel interior para la losa y la retícula con  $D_f = 30 \text{ cm}$ .

En todos los casos, se verificó que el acero se ajustara correctamente dentro de la sección de la losa, garantizando el recubrimiento mínimo requerido tanto para las armaduras positivas como para las negativas. Esto se cumplió en los tres casos de diseño.

## 4.5 Metodología para el diseño de cimentaciones a base de losas reticulares en suelos expansivos

Para el diseño de cimentaciones en suelos expansivos, es fundamental seguir una serie de pasos que garanticen tanto la capacidad de carga del suelo en la base del cimiento como la resistencia a la expansión de la estructura. Es decir, esta debe ser capaz de transmitir un esfuerzo en la base del cimiento suficiente para contrarrestar la presión de expansión del suelo. A continuación, se describen los aspectos clave que deben considerarse en el diseño de cimentaciones en suelos expansivos, asegurando resistencia, seguridad y durabilidad; para el caso particular de una losa reticular.

### Determinación de la presión de expansión del suelo

Para el diseño de cualquier cimentación el estudio de las características del suelo en el que se va a cimentar es un paso imprescindible para desarrollar el proceso. En este caso particular se parte del hecho que el suelo posee características expansivas, por lo que el primer paso sería determinar la presión de expansión del suelo. Para ello es necesario efectuar el ensaye del triple-edómetro que de una manera relativamente sencilla y en aproximadamente tres días se puede obtener el valor de la presión de expansión del suelo objeto de estudio. El ensaye del triple-edómetro se efectúa reproduciendo las propiedades de humedad y densidad volumétrica seca del suelo en el que se va a cimentar, por lo que resulta necesario definir ambos parámetros en el laboratorio con anterioridad. O en el caso que el ensaye se realice con muestras inalteradas se puede labrar la muestra y montar de inmediato el ensaye, aunque es recomendable conocer tanto el peso volumétrico seco como la humedad del suelo, porque son parámetros determinantes en el comportamiento expansivo y en caso de que en el momento de la extracción de las muestras inalteradas en el campo estas presenten una humedad alta, es recomendable realizar el ensaye para la determinación de la presión de expansión a valores de humedad más bajos y así el diseño garantizaría condiciones más críticas.

### Pre-dimensionamiento de la losa reticular

Para efectuar el pre-dimensionamiento de la losa es necesario tener definidas las cargas que transmite la estructura a la cimentación y la presión de expansión del suelo en el que se va a

cimentar. Se parte de asumir un peralto de la losa ( $h$ ). Este valor debe estar definido en un rango entre  $10\text{ cm} - 15\text{ cm}$ , en estructuras ligeras se puede asumir  $10\text{ cm}$ , como fue el caso del diseño efectuado, mientras que, en estructuras más pesadas, se puede aumentar hasta los  $15\text{ cm}$ . Es decir, este valor se asume en función de las cargas verticales y luego se revisa si el espesor fijado es correcto; esta revisión se explicará en el punto correspondiente al diseño estructural.

Se fija un ancho de la retícula ( $b_w$ ), el cual debe ser lo suficiente para garantizar la capacidad de carga del suelo y a la vez generar un esfuerzo vertical para contrarrestar la expansión. El valor de ( $b_w$ ) va a depender de el peso de la estructura y del potencial expansivo de suelo. Se fija un valor preliminar en un rango de  $10\text{ cm} - 20\text{ cm}$  y posteriormente se verifica por el criterio de capacidad de carga.

Por último, se predimensiona el espaciamiento entre las caras de la retícula ( $l_n$ ). Su longitud dependerá de la presión de expansión del suelo y del proceso constructivo de la cimentación. Por una parte, un mayor espaciamiento entre las retículas asegura una mayor área de huecos para la expansión horizontal del suelo y una mayor área tributaria de la losa sobre la retícula. Esto se traduce en un aumento del esfuerzo vertical en la base de la retícula lo que beneficia el proceso de resistencia ante la expansión. Además, en el proceso de excavación se reducirían los costos. Los valores reportados en la literatura para el espaciamiento de la retícula suelen oscilar entre  $1\text{ m}$  y  $3\text{ m}$ . Sin embargo, como se mencionó anteriormente, este parámetro debe determinarse mediante un análisis estructural específico, considerando factores como: el potencial expansivo del suelo, la secuencia constructiva de la cimentación y el método de construcción (si será in-situ o prefabricado). Es fundamental que el proyectista, en coordinación con el ejecutor de la obra, lleguen a un consenso sobre esta dimensión, garantizando así un diseño óptimo y seguro.

#### Determinación de la presión de expansión de diseño

Como se ha demostrado experimentalmente a lo largo del desarrollo de la presente investigación, la relación existente entre el área cargada y el área total de la cimentación está directamente relacionada con la presión de expansión que ejerce el suelo sobre ella. Por lo tanto, una vez definidas las dimensiones de la cimentación, es necesario determinar la presión de expansión para la cual se va a realizar el diseño. La presión de expansión determinada mediante el ensayo del triple-edómetro representa el valor máximo que puede alcanzar el

suelo de cimentación en sus condiciones naturales, es decir, con su humedad natural y peso volumétrico seco. Esto implica que la presión de expansión obtenida en laboratorio corresponde a una relación  $a_c/a_t = 1$ . Sin embargo, al modificarse esta relación, se debe identificar cuál es la nueva presión de expansión asociada al valor actualizado de  $a_c/a_t$ . Por ello, se recomienda elaborar una gráfica que represente el comportamiento de la presión de expansión en función de la relación objeto de análisis, con el fin de determinar el valor adecuado de presión de expansión a utilizar en el diseño de la cimentación. Aunque en esta tesis se ha demostrado que existe una relación directa entre la presión de expansión y la relación  $a_c/a_t$  para el suelo estudiado, es importante resaltar que no es posible afirmar que todos los suelos expansivos sigan la misma trayectoria de reducción de presión de expansión con respecto a la reducción de la relación  $a_c/a_t$ . Por tanto, se hace necesario realizar un estudio específico del comportamiento del suelo expansivo en el que se vaya a cimentar para determinar su presión de expansión de diseño, siguiendo la metodología descrita.

#### Determinación de la profundidad de desplante de la cimentación

Para determinar la profundidad de desplante de la cimentación  $D_f$  se utiliza el criterio de diseño que garantice que la capacidad de carga del suelo en la base de la cimentación se iguale al esfuerzo transmitido por la estructura y la cimentación en la base de esta. De esa igualdad se despeja el valor de la profundidad de desplante  $D_f$ . Para realizar este diseño es necesario definir los parámetros de resistencia del suelo: la cohesión  $c$  y el ángulo de fricción interna de este  $\emptyset$ . En la determinación de ambos parámetros el ingeniero debe tener en cuenta que el diseño muestra un punto crítico en cuanto a la expansión cuando el suelo pasa de su estado natural a saturación total, y podría decirse que ese estado de saturación total también es un momento crítico para el diseño por capacidad de carga. Sin embargo, en la experimentación se realizó un ensayo de capacidad de carga del suelo luego de expandirse totalmente y se observó que posee en esas condiciones una muy buena resistencia por capacidad de carga. El fenómeno sin dudas se debe al proceso expansivo del suelo que a su vez contribuye a aumentar la resistencia por capacidad de carga del suelo en la base de la cimentación. El análisis es importante porque eso nos permite decidir si el diseño por capacidad de carga lo efectuamos en condiciones naturales o saturadas del suelo. El aporte a la capacidad de carga por el proceso expansivo del suelo no se tiene en cuenta en la ecuación

de capacidad de carga, por lo que es decisión del ingeniero proyectista diseñar de manera conservadora para parámetros de resistencia del suelo en condiciones saturadas, no saturadas o efectuar ambos diseños y proponer un valor promedio.

En resumen, se calculan los valores de  $c$ ,  $\emptyset$  y la densidad del suelo  $\gamma$  se plantea la relación de esfuerzo vertical igual a capacidad de carga:  $Q = q_{adm}$  y se obtiene  $D_f$ . Los términos implicados en ambas ecuaciones se definieron en el capítulo de diseño geotécnico de la losa reticular. Solo hacer énfasis en  $\delta$  que representa el espaciamiento o la separación existente entre la superficie de la losa y el suelo, este valor se fijó en el diseño realizado en 20 cm, pero puede variar a criterio del proyectista en función del potencial expansivo del suelo.

#### Revisión de $D_f$ por el criterio de expansión

Una vez calculada la profundidad de desplante del cimiento, es necesario comprobar que la estructura en conjunto, con la cimentación diseñada, transmita el esfuerzo vertical necesario para contrarrestar la presión de expansión del suelo. Para ello, una vez conocida  $D_f$  se calcula el esfuerzo vertical  $Q$  y se verifica que sea mayor o igual a la presión de expansión. En caso de que la presión de expansión sea mayor, será necesario redefinir el área de la base del cimiento para garantizar el criterio de expansión y, posteriormente, comprobar el criterio de capacidad de carga. Es decir, se iniciaría un proceso iterativo en el que el diseño se ajusta hasta cumplir tanto el criterio de capacidad de carga como el de expansión.

#### Diseño estructural del cimiento

Para el cálculo del refuerzo de la cimentación se toman en cuenta la existencia de dos elementos estructurales: la losa y la retícula. Para el diseño de la losa se calculan los momentos positivo y negativo en un panel interior, se determina la cuantía de acero necesaria y se procede al cálculo del área de acero requerida. La modelación en la losa se efectúa asumiendo que el elemento trabaja a flexión, producto a la separación que existe entre esta y el suelo. Siguiendo otra metodología se utilizó la normativa ACI, se garantiza que el diseño esté en la zona de tracción controlada, se determina la profundidad del bloque a compresión para chequear el anterior supuesto y se calcula el área de acero; siempre se comprueba que el área calculada sea mayor o igual que el área mínima y así se finaliza el proceso de diseño del refuerzo en la losa. Como la losa está apoyada directamente en retículas las cuales trabajan como vigas, se asume que no hay presencia del fenómeno de punzonamiento y se

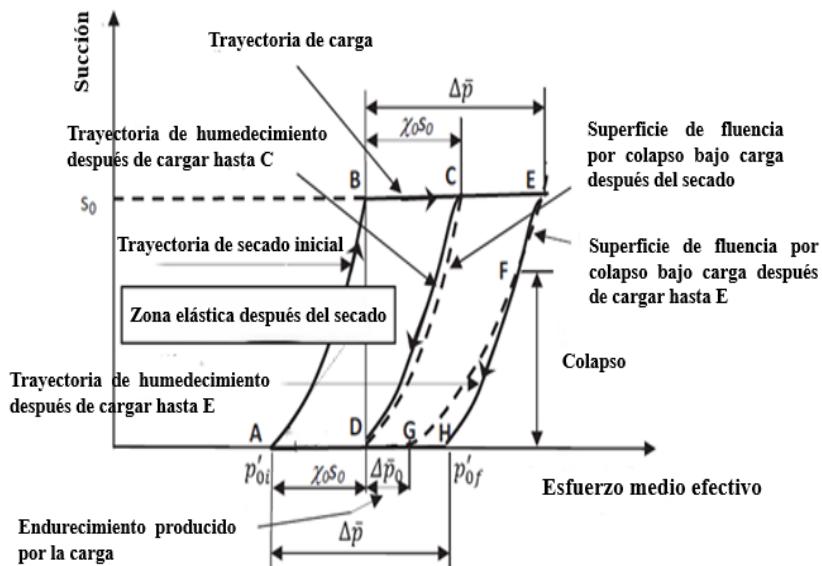
revisa que la losa resista el cortante como viga ancha. De esta manera se finaliza el diseño estructural de la losa. Las ecuaciones descritas se emplearon en el diseño de la losa reticular, se recomienda remitirse a la sección 4.4.2.1 en donde se desarrolla a detalle el procedimiento a seguir.

Para el diseño de las retículas de manera análoga al caso de la losa se calcularon los momentos correspondientes al refuerzo superior e inferior en la viga, teniendo en consideración las cargas que generaban los momentos actuantes. En la viga para el caso del momento positivo se analiza la estructura trabajando como una sección rectangular debido a que la losa no actúa como cabezal de compresión, sino que trabaja a flexión junto con la retícula; pero en el caso del acero correspondiente al momento negativo la losa sí actúa a compresión y podría trabajar como ala de la retícula, por lo que resulta necesario para ese caso analizar si la retícula se analiza como una sección rectangular o como viga T. Si el momento negativo  $M_u^-$  es menor que  $\emptyset M_{ala}$  se define que la retícula se analiza como sección rectangular de lo contrario trabaja como viga T. Luego se analiza el estado límite correspondiente al cortante, para ello se analizan las rigideces relativas tanto de la retícula como de la losa y se define el criterio para el cálculo del cortante. Remitirse la sección 4.4.2.2 para consultar los criterios y las ecuaciones de diseño correspondientes al cálculo del acero de refuerzo y la metodología para revisar la resistencia de la sección al esfuerzo cortante.

Nota: El diseño estructural de la cimentación se realizó asumiendo que el hormigonado de la retícula y la losa se realizará de forma continua. El proceso constructivo se asumió que fuese prefabricado in situ y tanto el montaje como las uniones están sujetas a un proceso de análisis y diseño asegurando resistencia, durabilidad y funcionalidad de la estructura en su conjunto. Además, pudiese ser sometido a una discusión costo-beneficio por parte del equipo de proyecto para analizar la factibilidad de realizar el proceso constructivo hormigonando de manera in situ y dejando encofrado perdido haciendo uso de madera reutilizable lo que disminuiría los costos, pero como se hizo referencia es una decisión para someter a debate y tomar la decisión que asegure economía y calidad en la ejecución.

## 4.6 Introducción dentro del modelo constitutivo para suelos expansivos el efecto de la relación área cargada/área total del suelo

Para analizar la influencia de la relación área cargada/área total en la variación de la presión de expansión, se utilizó el marco elastoplástico basado en presiones efectivas desarrollado por Rojas et al. (2017). En este trabajo se muestra el comportamiento de un suelo ante ciclos de secado y humedecimiento bajo cargas referenciado a la investigación de Rojas and Chávez 2013, como se muestra en la Figura 45.



**Figura 45.** Marco elastoplástico para el comportamiento volumétrico de suelos no saturados (Fuente Rojas et al. (2017)).

En la Figura 45 se observan las siguientes trayectorias:

### Trayectoria de Secado (AB)

Un suelo inicialmente saturado ( $S = 0, \chi_0 = 1$ ) se seca hasta una succión  $S_0$ . Al final del secado, la presión efectiva aumenta en  $\chi_0 \cdot S_0$  donde  $\chi_0$  es el valor  $\chi$  cuando se alcanza  $S_0$ .

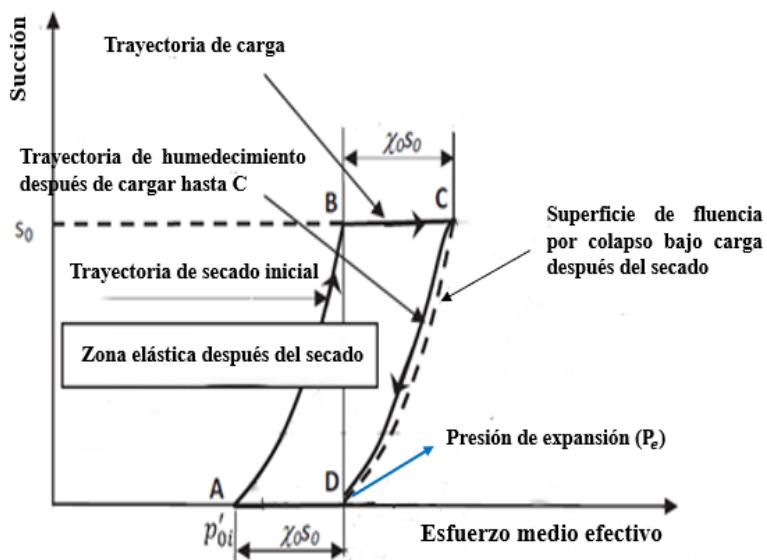
### Endurecimiento de la superficie de fluencia bajo carga y colapso LCYS (Línea Punteada CD)

Tras el secado, la LCYS se desplaza horizontalmente hacia mayores presiones efectivas, reflejando el endurecimiento por succión. Si el suelo se humedeció sin carga adicional, la trayectoria (CD) sigue un camino paralelo al secado, sin cruzar la LCYS, evitando colapso.

### Trayectoria de Carga (BE) y Humedecimiento con Colapso (EFH)

Si después del secado se aplica una carga neta ( $\Delta p^-$ ) que supera la LCYS (Punto E), al humedecerse, la trayectoria (EFH) cruza la LCYS (Línea punteada EG, en el punto F), generando deformaciones plásticas irreversibles (colapso). Los ensayos realizados durante la investigación para determinar la presión de expansión del suelo revelaron una relación directamente proporcional entre la disminución de la relación área cargada/área total y la presión de expansión. Esto permite afirmar que, bajo un confinamiento máximo del suelo, la presión de expansión alcanza su valor más alto, mientras que, al reducirse dicho confinamiento, la presión de expansión disminuye proporcionalmente. Si se hace uso del "Marco elastoplástico para el comportamiento volumétrico de suelos no saturados" descrito anteriormente, se puede reflejar el comportamiento del suelo expansivo.

En la Figura 46 se muestra cómo se obtiene la presión de expansión dentro "Marco elastoplástico para el comportamiento volumétrico de suelos no saturados". Si una muestra de suelo, inicialmente sometida a una succión  $s_0$  (punto B en la gráfica), es cargada siguiendo la trayectoria BC y posteriormente saturada completamente a lo largo de la trayectoria CD, puede determinarse que en el punto D se alcanza la presión de expansión del suelo bajo condiciones de confinamiento total, es decir, cuando la relación entre el área cargada y el área total es igual a 1.



**Figura 46.** Marco elastoplástico para el comportamiento volumétrico de suelos no saturados vs Presión de expansión.

En la Figura 46 la presión de expansión  $P_e$  se obtiene a través de la siguiente expresión (Ec.16):

$$P_{exp} = \frac{P_{máx} \cdot a_c/a_t}{\alpha + a_c/a_t}. \quad (16)$$

## 5. Conclusiones

Finalizada la investigación, se puede concluir que:

- Los resultados de esta investigación demuestran una relación directa entre la relación área cargada/área total ( $a_c/a_t$ ) y la presión de expansión del suelo. Los ensayos de laboratorio realizados mediante el método del triple-edómetro, junto con la evaluación de tres tipos de cimentaciones, confirmaron esta correlación, validándose así la hipótesis planteada.
- El análisis de los datos experimentales reveló que la mayor reducción en la presión de expansión se logró con el cabezal de relación área cargada/área total ( $a_c/a_t = 0.13$ ), alcanzando un valor de  $45.91 \text{ t/m}^2$ . Este resultado representa una disminución del 46.64% respecto a la presión máxima registrada de  $85.7 \text{ t/m}^2$ , obtenida con el cabezal original del equipo.
- Los ensayos efectuados en las tres cimentaciones con distintas configuraciones geométricas y por tanto de áreas cargadas, demostraron el comportamiento real del suelo estudiado ante las variaciones del área cargada. Se comprobó que el suelo ensayado, bajo las condiciones de humedad y peso volumétrico seco especificadas en la investigación, mantiene una adecuada capacidad de carga incluso en estado saturado y expandido.
- Se logró una reducción de 75.28% en el valor de presión de expansión del suelo obtenida en el ensaye con la cimentación tipo losa reticular, en comparación con los resultados obtenidos mediante el ensaye de triple-edómetro utilizando el cabezal original.
- Se evidenció la necesidad de evaluar el ángulo de fricción interna del suelo ( $\varphi$ ) expandido para que el cálculo de la capacidad de carga logre considerar adecuadamente los efectos volumétricos de este tipo de suelos.
- Los resultados experimentales de presión de expansión en función de la variable área cargada/área total  $a_c/a_t$  permitieron establecer una curva del comportamiento del suelo, la cual se ajustó satisfactoriamente a un modelo hiperbólico. Este modelo presentó un ajuste de ( $R^2 = 0.986$ ), demostrando su capacidad para predecir adecuadamente la variabilidad de los datos obtenidos. El alto valor del coeficiente de correlación confirma la confiabilidad del modelo propuesto para representar la dependencia de la presión de expansión con respecto la geometría de las cimentaciones.

- Finalizado el proceso de experimentación se pudo establecer una metodología integral para el diseño de cimentaciones en suelos expansivos, basada en el comportamiento hiperbólico de la presión de expansión en función de la relación área cargada/área total  $a_c/a_t$ . La metodología es aplicable a diferentes tipos de cimentación, con especial énfasis en losas reticulares. Incluye recomendaciones prácticas para cada etapa del proceso de diseño geotécnico y estructural.
- Se proporciona un enfoque cuantitativo para considerar los efectos expansivos en el diseño geotécnico. Se ofrecen soluciones prácticas para el desafío que representan estos suelos en la ingeniería civil. Se establecen bases para futuras investigaciones sobre interacción suelo-estructura en condiciones expansivas.
- Además, se incorporó el efecto de la relación área cargada/área total  $a_c/a_t$  en el modelo constitutivo para suelos no saturados propuesto por Rojas et al. (2017) en su trabajo "Modelado del Comportamiento de Suelos Expansivos mediante Presiones Efectivas".
- Finalmente se puede afirmar que la investigación representa un avance significativo en el entendimiento del comportamiento de suelos expansivos y proporciona herramientas concretas para el diseño seguro y eficiente de cimentaciones en condiciones geotécnicas desafiantes. Los resultados obtenidos permiten proporcionar seguridad en los procesos constructivos y reducir riesgos asociados a la expansión de suelos, contribuyendo así al desarrollo de infraestructuras más resistentes y duraderas.

## 6. Recomendaciones

Debido a que el estudio logró ajustar el comportamiento expansivo del suelo analizado a una función parabólica teniendo como variable de análisis la relación entre el área cargada y el área total, se recomienda considerar este modelo como una herramienta predictiva para diseños de cimentaciones en suelos con características similares. Sin embargo, es fundamental destacar que este comportamiento no puede generalizarse a otros suelos expansivos sin previa caracterización, ya que la respuesta hidromecánica varía significativamente según la composición mineralógica, la densidad volumétrica seca del suelo y las condiciones ambientales del lugar de emplazamiento. Para proyectos futuros, se sugiere realizar ensayos específicos que caractericen el suelo en cuanto a presión de expansión máxima y respuesta expansiva ante reducciones del área cargada.

Los resultados de este trabajo demuestran que el diseño de una losa reticular constituye una solución técnica viable para cimentaciones en suelos expansivos, gracias a su elevada rigidez que permite distribuir eficientemente los esfuerzos y mitigar los efectos diferenciales de la expansión. Se recomienda priorizar el análisis de este sistema estructural en proyectos reales, especialmente en zonas con suelos activos, ya que su configuración reticular ofrece mayor resistencia a la deformación que losas convencionales. Es crucial complementar el diseño con pruebas de placa de carga en campo para determinar el ángulo de fricción interna del suelo una vez expandido, debido a que se comprobó que este parámetro de resistencia no se reduce de manera significativa una vez efectuada la expansión total por el efecto de la saturación. De esta manera, se podrán diseñar las cimentaciones con mayor precisión, ajustando los parámetros de resistencia del suelo expandido a condiciones más cercanas a la realidad e incluir el aporte de la presión de expansión a la capacidad de carga del suelo saturado. Este enfoque garantizará diseños más seguros y eficientes, adaptados a la variabilidad inherente de los suelos expansivos.

## Referencias bibliográficas

- Agreda, E. A. P., de Vaunat, J., & Solé, A. G. (1999). Modelling the mechanical behavior of expansive clays. *Engineering Geology*, 54, 173–183. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(99\)00041-9](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(99)00041-9)
- Alonso, E., Gens, A., & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3), 405–430. <https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.405>
- Arvizu, O. (2001). Determinación de la expansión volumétrica por hidratación en un suelo expansivo y su influencia en el análisis y diseño de cimentaciones.
- ASTM International. (2003). ASTM D4546-03: Standard test methods for one-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils. <https://doi.org/10.1520/D4546-03>
- ASTM International. (2021). ASTM D7263-21: Standard test methods for laboratory determination of density (unit weight) of soil specimens.
- ASTM International. (2023a). ASTM D4531-23: Standard test methods for bulk and peat products.
- ASTM International. (2023b). ASTM D854-23: Standard test methods for specific gravity of soil solids by the water displacement method.
- Beltrán Martínez, R. (2009). Diseño geotécnico y estructural de una cimentación en arcilla expansiva. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Caicedo Hormanza, B. (2009a). Cimentaciones superficiales en suelos expansivos.
- Caicedo Hormanza, B. (2009b). Cimentaciones superficiales en suelos expansivos.
- Campuzano, A. J. B. (2012). Diseño de zapatas continuas.
- Chen, F. H. (1988). Foundations on expansive soils. Elsevier.
- García, E. (2019). Modelo constitutivo general para suelos saturados y no saturados.
- Gens, A., & Alfonso, A. A. (1992). A framework for the behavior of unsaturated expansive clays.
- Gourley, C. S., Newill, D., & Schreiner, H. D. (1994). Expansive soils: TRL's research strategy. En P. G. Fookes & R. H. G. Parry (Eds.), *Engineering characteristics of arid soils* (pp. 247–260).
- Herrada, I. (2022). Metodología para el diseño de cimentaciones superficiales en suelos expansivos con un modelo elastoplástico basado en esfuerzos efectivos.

- Jennings, J. E. B., & Burland, J. B. (1962). Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Géotechnique*, 12(2), 125–144. <https://doi.org/10.1680/geot.1962.12.2.125>
- López, T. (1995). Resistencia al esfuerzo cortante en arcillas expansivas de Jurica, Querétaro.
- López, T., Hernández, J. B., Horta, J., Rodríguez, N. P., & Bimbela, C. A. (2014). Análisis de estructuras huecas invertidas colocadas sobre suelos expansivos.
- Martínez, D., & Sotolongo, D. (2009). Aplicación y validación de una metodología integral para la evaluación de la expansividad de suelos arcillosos.
- Méndez-Herrada, I., & Pérez-Rea, L. M. (2022). Metodología para encontrar la deformación volumétrica de un suelo expansivo y parcialmente saturado.
- Moreno, L. B. (1995). Expansión de los suelos arcillosos parcialmente saturados (Segunda parte).
- Nagaraj, H. B., Munna, M. M., & Sridharan, A. (2010). Swelling behavior of expansive soils.
- Nelson, J. D., & Miller, D. J. (1992). *Expansive soils: Problems and practice in foundation and pavement engineering*. Wiley.
- Patrone, J., & Prefumo, J. E. (2005a). La acción de los suelos expansivos sobre las cimentaciones.
- Patrone, J., & Prefumo, J. E. (2005b). La acción de los suelos expansivos sobre las cimentaciones.
- Patzán, J. E., & Jesús, J. E. (2009). Guía práctica para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales.
- Ramírez, A. (2023). Columnas de cal para reducir la expansión en arcillas.
- Rojas, E. (2013). Towards a unified soil mechanics theory: The use of effective stresses in unsaturated.
- Rojas, E. (2018). Un modelo general para suelos no saturados totalmente acoplado.
- Rojas, E. (2023). Método del triple-edómetro [Notas de clase, Universidad Autónoma de Querétaro].
- Rojas, E., Chávez, O., & Hiram, A. (2017). Modeling the behavior of expansive soils using effective stresses.
- Salas, A. M., & Núñez, P. (2011). Comportamiento de cimentaciones en suelos expansivos.

- Silva, J. M. (2014). Sistema de cimentación en placa-pilotes.
- Sosa, S. F., Cristá, W. C., & Lorenzo, I. F. (2014). Análisis numérico en 3D de losas de cimentación con pilotes.
- Sukach, M. (1995). An elastoplastic critical state.
- Uribe, J. C. R. (2018). Abatimiento de la expansión mediante la modificación de suelos.
- Vela, C., Lozano, D., & Ruge, J. (2018). Caracterización de suelos metaestables (Primera parte).
- Villalaz, C. (2007). Mecánica de suelos y cimentaciones.
- Zepeda, J. A., & Castañeda, A. H. (1989). Distribución de suelos expansivos en la República Mexicana.
- Zhan, T., & Ng, C. (2006). Shear strength characteristics of an unsaturated expansive clay. *Géotechnique*, 56(8), 583–596. <https://doi.org/10.1680/geot.2006.56.8.583>