

Ing. Iliané Méndez Herrada

**Metodología para el diseño de cimentaciones superficiales en  
suelos expansivos con un modelo elastoplástico basado en  
esfuerzos efectivos**

2020



Universidad Autónoma de Querétaro  
Facultad de Ingeniería

**Metodología para el diseño de cimentaciones superficiales en  
suelos expansivos con un modelo elastoplástico basado en  
esfuerzos efectivos**

Tesis

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de:  
Maestro en Ciencias Línea Terminal Geotecnia

Presenta:

Ing. Iliané Méndez Herrada

Dirigido por:

Dra. María de la Luz Pérez Rea

C.U. Santiago de Querétaro, Querétaro. Diciembre 2020



Universidad Autónoma de Querétaro

Facultad de Ingeniería

Maestría en Ciencias Geotecnia

Metodología para el diseño de cimentaciones superficiales en suelos expansivos con un modelo elastoplástico basado en esfuerzos efectivos

Trabajo escrito

Opción de titulación:

**Tesis**

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

Presenta

Ing. Iliané Méndez Herrada

Dirigido por:

Dra. María de la Luz Pérez Rea

Dra. María de la Luz Pérez Rea  
Presidente

Dr. Eduardo Rojas González  
Secretario

Dr. Jaime Moisés Horta Rangel  
Vocal

Dr. Hiram Arroyo Chávez  
Suplente

Dr. José Roberto Galaviz González  
Suplente

Centro Universitario, Querétaro, Qro.  
Diciembre 2021  
México

## RESUMEN

La deformación volumétrica es un parámetro fundamental para el cálculo de los asentamientos de ciertos y determinados tipos de suelos dentro de un estudio geotécnico, particularmente de los suelos arcillosos y con grandes potenciales de expansión. En este trabajo se pretende encontrar una metodología que nos permita llegar a este valor con la menor cantidad de ensayos posibles, pero manteniendo su efectividad y precisión. Para tal propósito se estaría empleando un modelo constitutivo elastoplástico desarrollado por Verdín, (2018). Debido a que este modelo es solo aplicable a suelos arcillosos o con un alto contenido de finos, la metodología también queda condicionada a este tipo de suelos, por lo que previamente se debe contar con la información de su clasificación. La implementación de un modelo para suelos no saturados en el cual la variable de esfuerzo efectivo permita simplificar las ecuaciones constitutivas, representa la unificación de la teoría de mecánica de suelos. Es por ello que este modelo ofrece grandes ventajas ante las deformaciones que presentan los suelos expansivos.

Para encontrar la deformación volumétrica se deben realizar las siguientes pruebas: Cálculo de succión, grado de saturación y elaboración de la Curva de Retención Agua-Suelo, cálculo de la relación de vacíos inicial y máxima, determinación de los parámetros generales  $\kappa$  y  $\lambda$ , cálculo de la relación de vacíos mínima, cálculo de los esfuerzos efectivos mediante la ecuación planteada en este trabajo, cálculo de la densidad relativa, cálculo del índice de expansión y el índice de expansión-colapso, y por último la determinación de la deformación volumétrica mediante la ecuación descrita. Finalmente, y como propósito principal de encontrar la deformación volumétrica, se pueden conocer los asentamientos que ocurren bajo una determinada cimentación en este tipo de suelos.

**Palabras clave:** Deformación volumétrica, Suelo, Arcillas, Modelo Elastoplástico, Asentamientos, Esfuerzos Efectivos.

## SUMMARY

The volumetric deformation is a fundamental parameter for the calculation of the settlements of certain types of soils within a geotechnical study, particularly of clay soils with great potential for expansion. The aim of this work is to find a methodology that allows us to reach this value with the fewest possible tests, while maintaining its effectiveness and precision. For this purpose, an elastoplastic constitutive model developed by Verdín, (2018). Because this model is only applicable to clayey soils or with a high content of fines, the methodology is also conditioned to this type of soils, so the information on its classification must first be available. The implementation of a model for unsaturated soils in which the effective stress variable allows to simplify the constitutive equations, represents the unification of all the theories of soil mechanics in a single equation. That is why this model offers great advantages in the face of the deformations that expansive soils present.

To find the volumetric deformation, the following tests must be carried out in an orderly manner: Calculation of suction, degree of saturation and elaboration of the Water-Soil Retention Curve, calculation of the initial and maximum void ratio, determination of the general parameters  $\kappa$  and  $\lambda$ , calculation of the minimum void ratio, calculation of the effective stresses using the equation proposed in this work, calculation of the relative density, calculation of the expansion index and the expansion-collapse index, and finally the determination of the volumetric deformation using the equation described.

**Keywords:** Volumetric deformation, Soil, Clays, Elastoplastic Model, Settlements, Effective Stresses.

## DEDICATORIA

A mis padres y esposo,  
Por su apoyo incondicional en cada paso de mi vida,  
Y enseñarme que los sueños se alcanzan  
Con esfuerzo y dedicación.

A toda mi familia,  
Porque nunca faltó de su parte  
La confianza y motivación para seguir creciendo.

## AGRADECIMIENTOS

A mi familia y en especial a mis padres por formarme primero que todo como persona e impulsarme hacia la superación, alentar mi constante crecimiento y apoyar todas mis decisiones profesionales.

A mi esposo por crear esta oportunidad para ambos, por su dedicación, amor y constancia hoy y siempre.

A la Dra. María de la Luz Pérez Rea por ser una increíble mentora y regalarme la oportunidad de trabajar bajo su asesoría, por impulsarme a mejorar mi trabajo y ser una invaluable guía en cada uno de los procesos que atravesé.

A todos los profesores de la Facultad de Ingeniería, en especial a los que forman parte de la rama del estudio de suelos y a mis sinodales, por su alta calidad de enseñanza, paciencia y comprensión.

A todo el personal del Laboratorio de Mecánica de Suelos por enseñarnos el proceso de cada prueba, funcionamiento de maquinaria y equipos, por su confianza y disposición de apoyarnos siempre.

A la Universidad Autónoma de Querétaro por darme la oportunidad de formarme en sus instalaciones.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por su apoyo constante a esta investigación y a miles de otras, fomentando el crecimiento educativo y profesional de México.

## ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	III
SUMMARY.....	IV
DEDICATORIA.....	VI
AGRADECIMIENTOS.....	VI
ÍNDICE GENERAL .....	VII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	IX
ÍNDICE DE TABLAS.....	X
<b>1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>10</b>
1.1 JUSTIFICACIÓN .....	11
1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA .....	13
1.3 HIPÓTESIS.....	14
1.4 OBJETIVO GENERAL.....	14
1.5 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	14
<b>2. ESTADO DEL ARTE .....</b>	<b>15</b>
2.1 SUELOS EXPANSIVOS. ....	15
2.2 CIMENTACIONES SOBRE SUELOS EXPANSIVOS.....	16
2.3 DAÑOS EN LA CIMENTACIÓN DEBIDO A UN SUELO EXPANSIVO .....	16
2.4 TÉCNICAS Y RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN SOBRE SUELOS EXPANSIVOS.....	19
2.4.1 <i>Reemplazo de un suelo expansivo.....</i>	<i>19</i>
2.4.2 <i>Precarga o Pre-compresión .....</i>	<i>20</i>
2.4.3 <i>Carga y sobre carga.....</i>	<i>20</i>
2.4.4 <i>Compactación dinámica.....</i>	<i>20</i>
2.4.5 <i>Humedecimiento previo .....</i>	<i>21</i>
2.4.6 <i>Instalación de Barreras de humedad .....</i>	<i>21</i>

2.4.7	<i>Estabilización</i> .....	22
<b>2.5</b>	<b>TIPOS DE CIMENTACIONES MÁS COMUNES SOBRE SUELOS EXPANSIVOS</b> .....	<b>22</b>
2.5.1	<i>Cimentaciones superficiales</i> .....	23
<b>2.6</b>	<b>MODELOS CONSTITUTIVOS</b> .....	<b>27</b>
2.6.1	<i>Modelos basados en variables independientes</i> .....	28
2.6.2	<i>Modelos basados en esfuerzos efectivos</i> .....	29
2.6.3	<i>Modelos constitutivos para suelos no saturados. Modelos elastoplásticos</i> .....	31
<b>3.</b>	<b>FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA</b> .....	<b>33</b>
3.1	ESTADO DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO.....	33
3.2	MODELO A IMPLEMENTAR.....	35
<b>4.</b>	<b>METODOLOGÍA</b> .....	<b>42</b>
<b>5.</b>	<b>PROPUESTA DE LA METODOLOGÍA GENERAL DE DISEÑO GEOTÉCNICO PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES</b> .....	<b>43</b>
5.1	METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE LA BASE SEGÚN EL CRITERIO DE ESTABILIDAD.....	43
5.2	METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE LA BASE SEGÚN EL CRITERIO DE DEFORMACIÓN ...	45
<b>6.</b>	<b>RESULTADOS</b> .....	<b>52</b>
6.1	EJERCICIO SEGÚN EL PROCEDIMIENTO PLANTEADO POR ZEEVAERT (1973), AYALA (2008) Y GALAVIZ .....	52
6.2	EJERCICIO UTILIZANDO EL MODELO ELASTOPLÁSTICO DE VERDÍN (2018).....	60
6.3	EJERCICIO UTILIZANDO LA TEORÍA CLÁSICA PARA ENCONTRAR EL ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA.....	62
6.3.1	<i>Asentamiento total primario</i> .....	63
6.3.2	<i>Asentamiento en el centro, medio y borde de la cimentación</i> .....	64
6.4	COMPARACIÓN GRÁFICA DE ASENTAMIENTOS POR LAS DIFERENTES METODOLOGÍAS:.....	66
6.5	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	67
<b>7.</b>	<b>CONCLUSIONES Y/O RECOMENDACIONES</b> .....	<b>69</b>
<b>8.</b>	<b>REFERENCIAS</b> .....	<b>71</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

2.1 Losa rectangular uniformemente cargada.....	18
2.2 Daños causados por expansión.....	19
2.3 Esquema de zapatas aisladas y corridas.....	25
2.4 Comportamiento esfuerzo - deformación de una muestra de suelo.....	32
3.1 Modelo de comportamiento volumétrico utilizando esfuerzos efectivos.....	37
3.2 Relación volumétrica contra succión.....	39
3.3 Relación "ln e vs ln S".....	40
6.1 Representación de las fracciones de la losa.....	53
6.2 Factores de influencia por carga unitaria.....	53
6.3 Diagrama de cálculo de reacciones.....	58
6.4 Diagrama de momentos flectores (ISE).....	59
6.5 Diagrama de esfuerzos cortantes (ISE).....	60
6.6 Diagrama de momentos flectores (Metodología propuesta).....	63
6.7 Diagrama de esfuerzos cortantes (Metodología propuesta).....	63
6.8 Gráfica de curva de compresibilidad en esfuerzo efectivo.....	64
6.9 Diagramas de momento flector y esfuerzos cortantes (Metodología convencional).....	67
6.10 Resultado del cálculo de los asentamientos con distintas metodologías.....	68

## 1. INTRODUCCIÓN

Los suelos son materiales con un comportamiento complejo, son medios tipos multifase, compuestos fundamentalmente por tres fases: sólida, líquida y gaseosa a lo que la Mecánica de Suelos Tradicional resume en suelos saturados y suelos no saturados, evidenciándose variación en su estructura tanto en la dirección vertical como horizontal. Dentro de los suelos no saturados se encuentran las arcillas con elevadas presiones de expansión y cambios volumétricos considerables. Durante los últimos años, el estudio de estos suelos ha tomado especial auge debido a los cuantiosos daños que estos pueden llegar a causar (Elarabi, 1997).

Actualmente los problemas relativos a suelos no saturados (expansivos o colapsables) se encuentran en fase de adquisición de nuevos conocimientos sobre su comportamiento deformacional. La influencia de nuevas variables tensionales tales como la succión, los problemas de flujos no lineales y otros aspectos del comportamiento han sido objeto de nuevas investigaciones. El estudio del comportamiento de los suelos expansivos ha sido punto principal de numerosos estudios de investigación en las últimas décadas. El fenómeno de expansión se manifiesta en condiciones ambientales que inducen cambios apreciables de humedad, además de necesitar la presencia de un suelo potencialmente expansivo. Estos suelos se caracterizan por un comportamiento singular en presencia del agua, lo que origina grandes variaciones en sus propiedades geotécnicas y movimientos superficiales de importancia. (Yuk Gehling, 1994)

Proporcionar un buen rendimiento de las instalaciones construidas en suelos expansivos es un desafío, ya que se ha demostrado que tales estructuras son propensas a ciertos problemas y litigios. Debido a que el apoyo de estructuras en suelos expansivos todavía se basa en gran medida en el arte y la

caracterización del suelo se percibe como difícil y costosa (especialmente para estructuras ligeras) (Nelson y Miller, 1992).

Los suelos expansivos resultan ser un gran problema para la construcción, porque los incrementos del volumen no se presentan de una manera uniforme, sino todo lo contrario al producirse incrementos en distintas zonas y al momento de contraerse generan asentamientos, que pueden dañar severamente las estructuras. Una cimentación inadecuada para el tipo de terreno, mal diseñada o calculada se traduce en la posibilidad de que tanto el propio edificio como los terrenos colindantes sufran asentamientos diferenciales con el consiguiente deterioro de los mismos pudiendo llegar incluso al colapso. (Preciado, 2012).

En esta tesis se pretende desarrollar una metodología que facilite el diseño de cimentaciones superficiales sobre suelos expansivos. Para ello se propone estandarizar una alternativa utilizando el modelo constitutivo elastoplástico desarrollado por Verdín (2018), para de esta forma atacar las deformaciones de estos suelos tan controversiales de una manera más eficaz y controlada.

## **1.1 Justificación**

Para suelos no saturados, la utilización de modelos constitutivos comprende la generación de los mismos para el comportamiento de un suelo que varía con facilidad su contenido de humedad. La diversidad de los modelos constitutivos se sustenta en el hecho de analizar un comportamiento realista del suelo. En la actualidad, existen modelos que representan las deformaciones plásticas y elásticas de los suelos de mejor forma, relacionando los cambios de volumen y el esfuerzo cortante, pero muy pocos de ellos incluyen la variación de los valores de succión utilizando como variable el esfuerzo efectivo

El análisis del comportamiento mecánico e hidráulico de los suelos no saturados es de gran relevancia para el diseño y construcción de losas de cimentación y

cimentaciones superficiales en general, ya que son propensos a variaciones de humedad que causan importantes alteraciones en sus propiedades mecánicas. Por lo anterior, el comportamiento de estos suelos ha sido objeto de estudio en numerosos trabajos de investigación, ya que en la mecánica de suelos tradicional se presentan trabas para estos casos y no proporciona valores realistas en este tipo de material (Verdín, 2018)

En general, las losas van directamente apoyadas sobre el subsuelo y se construyen incorporando algún tipo de armadura, dependiendo de las cargas aplicadas. Más que nada, la disposición de estas armaduras tiende a prevenir las fisuras de origen térmico, pero no así las causadas por la expansión del suelo. De allí las dificultades que se presentan cuando son implantadas sobre subsuelos con potencial expansivo entre moderado y alto. El desarrollo de sistemas de pisos económicos capaces de revertir el problema de la expansión ha sido desde siempre un objetivo común de ingenieros estructurales y de suelos. Lamentablemente no es aún posible dar una respuesta totalmente eficaz a este tema. (Patrone.J y Prefumo.J.E 2005)

Un sistema de losas de cimentación sobre suelos expansivos se elige principalmente, no por la capacidad de carga del suelo, sino para controlar las deformaciones diferenciales que tiene este suelo expansivo, con ello rigidizamos la cimentación, y a pesar de que pueda sufrir deformaciones, estas pueden ser controladas con el objetivo de que la estructura general no sufra grietas considerables en los muros de carga, lo cual pudiera acarrear un problema verdaderamente peligroso

A lo largo de este último año, investigadores de la Universidad Autónoma de Querétaro han estado desarrollando una metodología basada en la técnica del elemento finito, en donde se simula la construcción de una estructura sobre un suelo expansivo y su posterior humedecimiento.

Esto permite probar diversas técnicas constructivas para determinar cuál es la mejor manera de construir una estructura ligera sobre estos materiales. El Dr. Eduardo Rojas González, catedrático investigador de la Facultad de Ingeniería (FI) de la Universidad Autónoma de Querétaro declara: “Estamos buscando una alternativa económica y que sea 100 por ciento segura, a través de un modelo matemático de esfuerzos efectivos, que actualmente no existe en ninguna parte del mundo”. (Diario de Querétaro, 2018)

Estandarizar esta metodología facilitará el diseño de losas de cimentación como alternativa económica y eficaz para el control de deformaciones cuando se construya sobre suelos expansivos.

## **1.2 Descripción del Problema**

La implementación de un modelo elastoplástico para suelos no saturados y potencialmente expansivos, en el cual la variable de esfuerzo efectivo permita simplificar las ecuaciones constitutivas, representa la unificación de la mecánica de suelos actual (Verdín, 2018)

Usualmente el desarrollo de las metodologías de diseño de losas de cimentación o cimentaciones superficiales en general, no consideran las condiciones reales de resistencia del suelo ni su variabilidad con los cambios de humedad, lo cual podría resultar en la obtención de losas de cimentación sobre-diseñadas o sub-diseñadas, generando situaciones no deseadas como el caso de gasto innecesario de recursos materiales y económicos o bien calidad deficiente de la estructura diseñada, siendo esta última un resultado potencialmente peligroso tratándose de cimentaciones apoyadas sobre suelos expansivos.

El problema que se pretende abordar en esta tesis permitirá encontrar una metodología adecuada de diseño de cimentaciones superficiales que considere los esfuerzos efectivos como parámetro para el cálculo de la resistencia y una

correcta predicción de los asentamientos. Para tal propósito se debe tener en cuenta las condiciones iniciales de humedad del suelo y la adecuada implementación del modelo constitutivo elastoplástico que se pretende insertar en esta metodología. De manera que logrando cumplir el objetivo principal de este trabajo, como resultado, se estaría llegando a la obtención de un diseño más acertado y eficiente de una cimentación.

### **1.3 Hipótesis**

Mediante el modelo elastoplástico basado en esfuerzos efectivos propuesto se puede llegar a un diseño más eficiente de cimentaciones superficiales para estructuras ligeras sobre suelos expansivos.

### **1.4 Objetivo General**

Desarrollar una metodología de diseño de cimentaciones superficiales sobre suelos expansivos utilizando el modelo elastoplástico basado en esfuerzos efectivos de (Verdín, 2018)

### **1.5 Objetivos Específicos**

- Establecer una metodología para incluir en un estudio geotécnico enfocado al diseño de una cimentación superficial.
- Establecer una metodología para el diseño de losas de cimentaciones sobre suelos expansivos.

## 2. ESTADO DEL ARTE

### 2.1 Suelos expansivos.

Un alto porcentaje de suelo superficial se encuentra formado por suelos finos no saturados, como son principalmente depósitos de suelo residuales y sedimentarios eólicos y aluviales, constituidos por arcillas, limos y arenas finas (Cabrera, 2001).

Los suelos expansivos deben sus características a la presencia de minerales de arcilla expansiva. Cuando se humedecen, los minerales de arcilla adsorben moléculas de agua y se expande, a la inversa, cuando se secan se encogen, dejando grandes huecos en el suelo (Rogers *et al*, 2004). Cuando las condiciones de humedad cambien, por cualquier razón, sea por efecto de la lluvia, evapotranspiración, inundaciones, fugas de agua, riego de jardines, construcciones vecinas y la propia construcción, la reacción del suelo expansivo se hará presente, es decir, la expansión o contracción. (Zepeda, 2004)

El mineral de arcilla responsable de los daños debido a la expansión es la montmorillonita, cuando se agrega agua a esas arcillas, las moléculas de agua son absorbidas hacia los espacios entre las placas de arcilla. Cuanta más agua es absorbida, las placas son forzadas a apartarse más lejos, conduciendo a un incremento en la presión del suelo o una expansión del volumen del suelo (Ayala, 2008)

La construcción en suelos expansivos generalmente se puede resolver utilizando pilas o pilotes. Cuando se utilizan cimentaciones superficiales en este tipo de suelos, la presión de expansión debe ser determinada y las cimentaciones diseñadas para proporcionar una presión mayor para contrarrestar esto. Claramente también será necesario determinar la capacidad de carga del suelo para soportar dicha presión (Yenes *et al*, 2012). Aun así, estos suelos pueden

crear grandes problemas tanto para cimentaciones superficiales y fundaciones de pilotes (Rajapakse, 2008).

Yenes (2012) observó que la capacidad de carga del suelo se incrementa en un 26% cuando el efecto de la succión se toma en cuenta. Sin embargo, un aumento en el contenido de agua podría causar una disminución de la succión y por ende una disminución en la capacidad de soporte.

## **2.2 Cimentaciones sobre suelos expansivos**

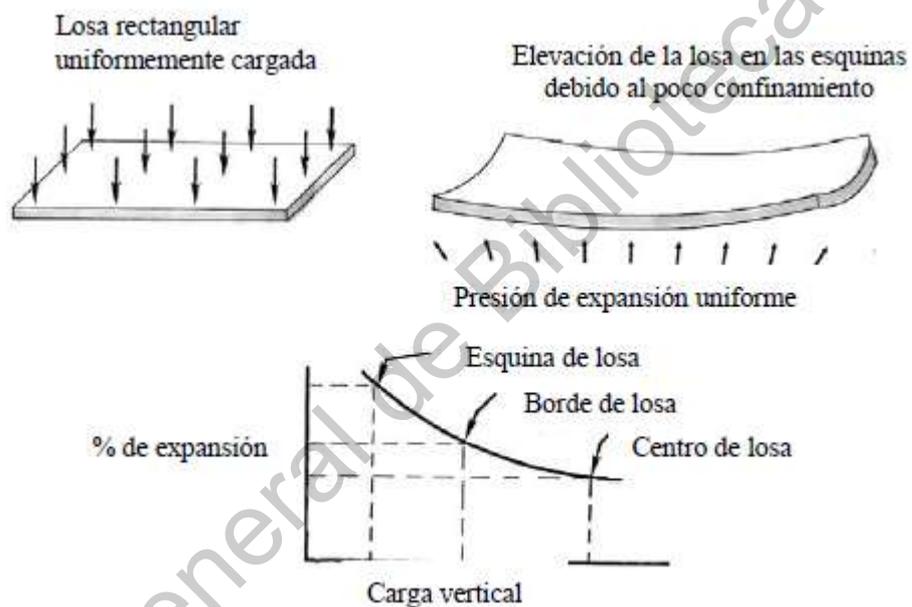
Los asentamientos superficiales en la interfase de una cimentación se deben no sólo al efecto de las presiones transmitidas por el peso de las cargas de servicio sobre la cimentación, sino también por las presiones inducidas por los cambios volumétricos del suelo que son característicos de los suelos no saturados (Ayala, 2008)

Durante el año, la humedad y la succión cambian y se experimentan expansiones y contracciones en la zona activa del suelo, según aumente o disminuya el contenido de agua, respectivamente, lo que provoca cambios en el estado de esfuerzos de la cimentación. Cuando las condiciones de humedad cambien, por cualquier razón, sea por efecto de la lluvia, evapotranspiración, inundaciones, fugas de agua, riego de jardines, construcciones vecinas y la propia construcción, la reacción del suelo expansivo se hará presente, es decir, la expansión o la contracción (Zepeda et al, 2004).

## **2.3 Daños en la cimentación debido a un suelo expansivo**

La forma más obvia en la cual los suelos expansivos pueden dañar la cimentación es mediante el levantamiento de ésta cuando el suelo se expande y la humedad se incrementa. Los suelos expansivos causan un levantamiento y agrietamiento, causando daños en las losas de piso (Guerrero, 2013).

Debido a las diversas cargas de construcción en diferentes partes de una estructura de cimentación, el levantamiento resultante variará en diferentes áreas. Como se muestra en la figura 2.1, las esquinas exteriores de una losa de cimentación rectangular uniformemente cargada sólo se ejercerán un cuarto de la presión normal con respecto a la parte central de la losa en un suelo expansivo. Como resultado, las esquinas tienden a ser levantadas respecto a la parte central. Este fenómeno se da por las diferencias de humedad dentro del suelo en el borde de la losa. Tal movimiento diferencial de la cimentación también puede causar fatiga a la elaboración de una estructura (Galaviz, 2013).

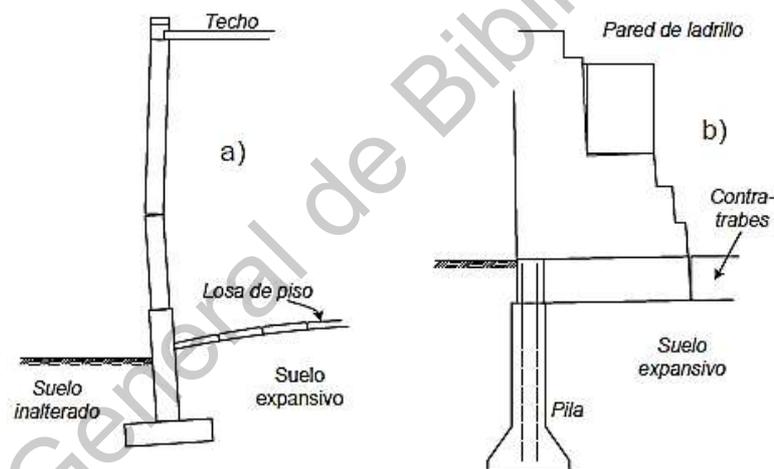


**Figura 2.1** Una losa rectangular, uniformemente cargada, tenderá a levantar en las esquinas porque hay menos confinamiento (Galaviz, 2013).

En la figura 2.2 a), se ilustra el daño típico a una estructura apoyada en zapatas. El piso interior apoyado en el suelo gradualmente se eleva, toma la forma de un domo irregular, y se agrieta. La arcilla expansiva bajo el piso ejerce presión tanto lateral como verticalmente. Por lo tanto, inclina los muros de la zapata hacia fuera, lo que produce el agrietamiento de los muros exteriores de la estructura,

especialmente en las esquinas. Ya que, para acumular suficiente humedad, como para producir grandes hinchamientos, es necesario bastante tiempo, los efectos perjudiciales pueden no aparecer inmediatamente después de la construcción, sino al cabo de varios años.

Las cimentaciones más profundas, que apoyan la estructura por debajo de la zona de variaciones estacionales de humedad pueden permanecer estables. Sin embargo, si las contratraves en las cuales se apoyan tabiques o muros entre pilas, se dejan en contacto con el suelo, éste por fin las empuja hacia arriba y se agrietan, como se muestra en la figura 2.2 b). Las tuberías y albañales son especialmente vulnerables a los movimientos diferenciales y presentan un alto riesgo a romperse, lo cual posteriormente contribuye a inyectar agua en el suelo aumentando su expansión (Huanca, 2007).



**Figura 2.2** Daños causados por expansión (Huanca, 2007).

Una fuente frecuente de daño es la expansión diferencial causada por las bolsas de suelo húmedo junto al suelo seco. Por ejemplo, la irrigación de césped y jardín crea una zona húmeda en el exterior de una base, mientras que el interior está

seco, lo que crea una presión diferencial de expansión en los elementos de cimentación (Rogers *et al*, 2004).

## **2.4 Técnicas y recomendaciones para la construcción sobre suelos expansivos**

Si un suelo posee un potencial de expansión, deben tomarse precauciones, que implican (Ayala, 2008):

- a) Reemplazar el suelo expansivo bajo la cimentación.
- b) Cambiar la naturaleza del suelo expansivo mediante compactación controlada; humedecimiento previo, instalación de barreras de agua y/o estabilización química.
- c) Reforzar las estructuras para resistir el levantamiento, construir estructuras que sean suficientemente flexibles para resistir el levantamiento diferencial del suelo sin fallar, o construir cimentaciones profundas aisladas debajo de la profundidad de la zona activa.

Cuando el suelo debajo de la estructura no es adecuado para la construcción, el método recomendado es mejorar las propiedades del suelo de la cimentación de tal manera que se someten a una compresión menor debido a la carga. La excavación y re-compactación, la precarga, la instalación de drenes, compactación dinámica, columnas de piedra, columnas de tratamiento con cal y rejuntado son algunos de los procedimientos propuestos para el mejoramiento de estos suelos (Anand *et al*, 2009). Un método particular a veces no es suficiente en todas las situaciones. Será necesario combinar varios procedimientos, y la experiencia en construcciones locales, debe considerarse siempre (Ayala, 2008)

### **2.4.1 Reemplazo de un suelo expansivo**

Cuando están presentes en la superficie suelos moderadamente expansivos poco profundos, éstos pueden ser retirados y reemplazados por suelos menos expansivos y luego compactados adecuadamente (Ayala, 2008).

#### **2.4.2 Precarga o Pre-compresión**

La técnica de pre-compresión en la construcción es un proceso en el cual el peso de la estructura puede considerarse como una carga inducida para la solución de consolidación y completar el proceso antes del comienzo de construcción. En este método, la construcción se retrasa, incluso hasta un año en la mayoría de los casos, a fin de permitir la finalización de la edificación antes de la colocación de la misma (Anand *et al*, 2009).

#### **2.4.3 Carga y sobre carga**

Una sobrecarga temporal también podría aplicarse en la parte superior del suelo para acelerar el proceso de consolidación. A fin de lograr esto, la sobrecarga aplicada debe ser mayor que la carga normal, es decir, el peso de la estructura en este caso particular. Sin embargo, la carga deseada adicional, en términos de altura extra de terraplén, tiene que ser limitada por su estabilidad de la pendiente. A fin de eliminar esta limitación, a veces una berma está construida para este propósito. Los costos de construcción berma, colocación del relleno excesivo, y su retirada se traducirá en un aumento de los costos del proyecto general y duración. Estos costos tienen que ser sopesados frente a los costos involucrados para evitar retrasos en la construcción (Anand *et al*, 2009).

#### **2.4.4 Compactación dinámica**

La compactación provoca el incremento de las deformaciones de expansión, esta técnica se implementó como una alternativa de ingeniería valiosa a la cimentación profunda o a la sustitución de suelos para una gran cantidad de estructuras en todo el mundo.

La compactación dinámica es una técnica cuyo fin es mejorar las propiedades mecánicas del suelo densificándolo e incrementando su capacidad portante. Dicha densificación se produce mediante la caída cuasi-libre de una masa al suelo y que gracias a la creación de ondas de compresión y de corte de muy alta energía, logran densificar el suelo en una zona limitada de influencia. La densificación de los suelos se consigue mediante impactos llevados a cabo con pesos que varían dependiendo del tipo de suelo dejándose caer repetidas veces en el mismo lugar y desde cierta altura (Arriaga, 2006)

#### **2.4.5 Humedecimiento previo**

Un procedimiento para incrementar el contenido de humedad del suelo es a través de inundación, con este método se logra que ocurran la mayoría de las expansiones antes de la construcción. Sin embargo, este procedimiento se demora por que la infiltración del agua a través de arcillas altamente compresibles es muy lenta, y no se puede garantizar que el suelo permanezca húmedo todo el tiempo. En el campo se ha observado una tendencia del suelo a recuperar las condiciones iniciales de humedad (Galaviz, 2013). Por lo anterior, el uso de esta técnica no es recomendable para este tipo de suelos.

#### **2.4.6 Instalación de Barreras de humedad**

Al controlar la variación de humedad, el efecto a largo plazo del levantamiento diferencial en el suelo se reduce. Esto se logra proporcionando barreras verticales de humedad aproximadamente con 1.5 m de profundidad alrededor del perímetro de la cimentación empleada. Para la colocación de estas barreras de humedad podrían utilizarse cualquier lámina o material que ofrezca fuerte resistencia al paso del agua, protegiendo contra inclemencias del clima e infiltraciones (Galaviz, 2013). Sin embargo, la efectividad de esta técnica se

reduce considerablemente con el tiempo, siendo de aproximadamente 5 años su vida útil.

#### **2.4.7 Estabilización**

La estabilización química con ayuda de cal y cemento ha tenido éxito a menudo. En la mayor parte de los casos, una mezcla que contenga aproximadamente 5% de cal es suficiente. La cal o cemento y agua se mezclan con la capa del suelo y se realiza un proceso de compactación.

La adición de cal o cemento disminuirá el límite líquido, el índice de plasticidad y las características de expansión del suelo. Este tipo de estabilización se hace hasta una profundidad de 1.0 a 1.5 m. La cal hidratada de alto contenido de calcio y de cal de dolomita se usan generalmente para la estabilización con cal (Galaviz, 2013). Con este procedimiento se puede reducir hasta un 80% la expansión del suelo.

#### **2.5 Tipos de cimentaciones más comunes sobre suelos expansivos**

Un gran número de factores, y no todos técnicos, influyen en los tipos de cimentación, en el método de diseño y en las prácticas de tratamiento. Algunos de estos factores incluyen las variaciones del clima, de las condiciones del suelo, del estilo de vida presente en la región, de normas jurídicas, de normas ambientales, etc. (Méndez Salas, Pineda Núñez, 2011).

La mayoría de los métodos de diseño de cimentaciones están enfocados a la determinación de la forma que adquirirá el terreno una vez que el suelo haya desarrollado su potencial expansivo, interactuando con la estructura de cimentación. El objetivo principal de todos los métodos es determinar cómo se verán afectadas las variables de diseño como el momento flector, las fuerzas cortantes y las deformaciones diferenciales de la subestructura (Galaviz, 2013).

## 2.5.1 Cimentaciones superficiales

Cimentaciones superficiales son aquellos cimientos cerca de la superficie del suelo terminado; generalmente donde la profundidad de desplante ( $D_f$ ) es menor que el ancho de la base y menos de 3.0 m. Estas no son reglas estrictas, básicamente, si la carga de superficie u otras condiciones de la superficie afecta a la capacidad de carga de una cimentación es "superficial". Cimentaciones superficiales (a veces llamados "zapatas") incluyen almohadillas ("zapatas aisladas"), zapatas y losas (UWE, 2000).

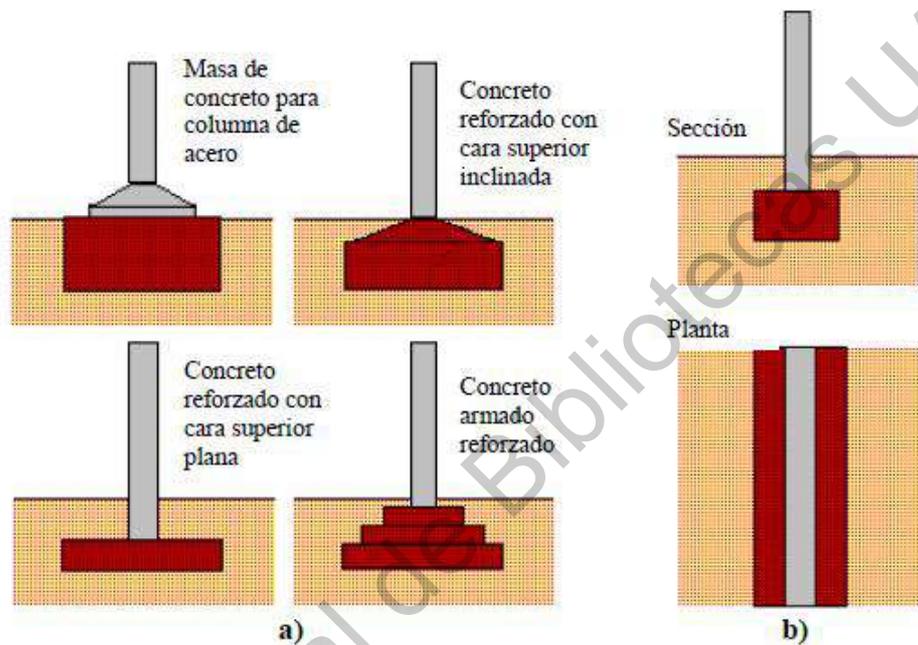
### 2.5.1.1 Zapatas aisladas

Este tipo de cimentación no se usa comúnmente sobre suelos expansivos, su uso debe restringirse a suelos que tengan menos del 1% de potencial expansivo y presiones de expansión muy bajas. Donde se usan zapatas aisladas, usualmente se aplican técnicas especiales con el fin de incrementar el esfuerzo de contacto de modo que se minimice la expansión del suelo. Este tipo de cimentación puede usarse donde las capas superiores de los suelos expansivos son delgadas y además se puede alcanzar un estrato estable de suelo no expansivo, en el cual, se pueden colocar zapatas (Guerrero, 2013).

Es evidente que el uso de zapatas aisladas en suelos expansivos deberá ser restringido a suelos:

- Donde la capa rocosa o el estrato resistente es profundo y no puede ser alcanzado económicamente.
- Donde los estratos superficiales de suelo tienen un potencial de expansión moderado, menor de 1%.
- Que presenten presiones de expansión bajas.
- Y además la capacidad de carga de dichos estratos superficiales es relativamente alta.

Las zapatas aisladas se utilizan para soportar una carga de punto individual como el que debido a una columna estructural. Pueden ser circulares, cuadradas o rectangulares. Se componen de un bloque o losa de espesor uniforme, pero pueden ser escalonadas si es necesario para distribuir la carga de una columna (Galaviz, 2013).



**Figura 2.3** a) Esquema de zapatas aisladas, b) esquemas de zapatas corridas (UWE, 2000).

#### 2.5.1.2 Zapatas corridas

Las zapatas corridas figura 2.3 b) se utilizan para apoyar una línea de cargas, ya sea debido a un muro de carga, o si una línea de columnas necesita apoyo y las posiciones de las columnas están tan cerca que las zapatas individuales serían inapropiadas (Galaviz, 2013).

El empleo de las zapatas corridas deberá limitarse a suelos con potencial de expansión menor de 1% y una presión de expansión menor a 15 ton/m<sup>2</sup>. Para

asegurarse que se ejerce sobre el suelo una presión de carga muerta de cuando menos 5 ton/m<sup>2</sup>, es necesario el empleo de zapatas tan angostas como sea posible. Para esto es recomendable revisar los reglamentos locales para conocer las dimensiones mínimas permisibles (Guerrero, 2013)

### **2.5.1.3 Losas de cimentación**

Las losas de cimentación son un excelente sistema en áreas donde los basamentos son muy profundos o donde las condiciones de los suelos expansivos se extienden a gran profundidad, lo que hace que el empleo de pilotes sea extremadamente costoso (Nelson y Miller, 1992). Usualmente se refuerza con contratraveses para darle mayor rigidez. La arcilla se remueve en un cierto espesor (se recomienda que el espesor del suelo excavado no sea menos que un metro) y se sustituye ese suelo por un material de mejoramiento, de baja plasticidad, medianamente compactado, que sirva para “amortiguar” las expansiones de la arcilla. (Méndez Salas, Pineda Núñez, 2011)

La capa de mejoramiento debe estar formada por un material inerte, como una arena limosa o un limo arenoso. En ocasiones se emplea la misma arcilla expansiva mejorada con cal (Calderón y Alonso, 1998; López Lara y otros, 2000), o bien se puede emplear una mezcla de la arcilla con caliche (Ordóñez y Aguilar; 2002).

En ciertos casos, las cimentaciones a base de losas tienen la ventaja de que eliminan la capa de arcilla expansiva de mayor actividad, sin embargo, como no se elimina la totalidad de la capa activa continúan presentándose movimientos del suelo, lo que en ocasiones producen daños en la estructura que está arriba de la arcilla expansiva. Estos daños consisten en agrietamiento de muros, trabes y losas (Méndez Salas, Pineda Núñez, 2011).

Los procedimientos de diseño, básicamente consisten en la determinación del momento flexionante, el cortante y la deflexión, debidos a las cargas de la estructura y a los patrones de expansión del suelo. Los parámetros del suelo incluyen la cantidad de expansión libre del terreno, la flecha máxima de expansión, y el módulo de la deformabilidad del suelo. El mismo método general de análisis puede aplicarse al diseño de losas reforzadas convencionalmente o de losas pos-tensadas. (Nelson y Miller, 1992)

Por otro lado, el comportamiento de las losas de cimentación construidas sobre suelos expansivos, puede considerarse un problema de difícil control y aún no resuelto para todos los casos. En esta categoría están comprendidas las losas de piso interiores, las exteriores, los pavimentos, etc. En general estas losas no soportan una carga aplicada importante y los pesos propios son también bajos. En consecuencia, se puede esperar que se produzcan movimientos cuando aumenta el contenido de humedad en el subsuelo bajo la losa y, por lo tanto, esta consideración debiera ser un requisito de diseño. Además, los movimientos de estas losas no sólo pueden traducirse en fisuras, sino que en muchos casos pueden afectar la estabilidad general de la estructura. (Patrone.J y Prefumo.J.E 2005)

El diseño de losas de cimentación se basa en la interacción suelo estructura. Considerando que la interacción suelo-estructura permite determinar el cortante y los momentos flexionantes a los cuales estarán sometidos los elementos. La forma de la superficie del suelo que se desarrollará bajo la losa depende de la expansión, la rigidez del suelo, de las condiciones iniciales de humedad, de la distribución de la humedad, el clima, el tiempo de la construcción, las cargas estructurales, rigidez de la losa y de muchas otras variables. (Méndez Salas, Pineda Núñez, 2011)

A menudo, la magnitud de la contracción o elevación total no crea tanto problema para una estructura como la reducción o elevación diferencial. Algunas estructuras pueden experimentar varios centímetros de deformación total del suelo sin experimentar mucho daño si el levantamiento ocurre de manera uniforme, pero la misma estructura puede experimentar un daño considerable por solo una pequeña cantidad de movimiento diferencial.

La deformación total del suelo es una medida de la cantidad bruta o máxima de contracción o hinchazón que experimenta el suelo a medida que cambian las condiciones de humedad; por lo general, se refiere al encogimiento o levantamiento vertical del suelo (K.Wray, 1995).

Las deformaciones diferenciales ocurren cuando el levantamiento (o contracción) es diferente entre dos puntos en la estructura; generalmente también se refiere al movimiento vertical del suelo. El movimiento diferencial crea tensiones (y deformaciones) que, si son lo suficientemente grandes, provocan grietas y otros daños en la estructura. Si estas deformaciones son el resultado de cambios climáticos, la mayor parte del movimiento diferencial ocurrirá alrededor del perímetro de la estructura si la base es una losa. La losa de cimentación está diseñada para ser lo suficientemente fuerte o rígida como para limitar la flexión o distorsión que podría ocurrir en la superestructura como resultado del cambio del volumen del suelo debajo de ésta (K.Wray, 1995). Para reducir todos estos problemas, se pueden diseñar losas nervadas con casetones de cartón rígido que se degradan con el tiempo. En tal caso solo las nervaduras quedan en contacto con el suelo, incrementando el esfuerzo de contacto y reduciendo la expansión del suelo.

## **2.6 Modelos constitutivos**

Los modelos constitutivos proveen un marco cualitativo para afinar el conocimiento del comportamiento del suelo; además sirven para ser utilizados en los cálculos de elementos finitos, los cuales implementan diferentes programas computacionales especializados en el modelado del comportamiento de suelos. Debido a su estructura y fases componentes, el modelado de suelos no saturados y potencialmente expansivos proponen un desafío especialmente complicado. La utilización del esfuerzo efectivo como variable constitutiva implica la simplificación de este tipo de modelos (Verdín, 2018).

### **2.6.1 Modelos basados en variables independientes**

Alonso planteó un modelo constitutivo para describir el comportamiento tenso-deformacional de suelos parcialmente saturados. El modelo se formula en un marco de elasto-plasticidad empleando dos conjuntos de variables independientes, el esfuerzo neto y la succión (Alonso, 1990). El modelo es capaz de representar, de manera consistente y unificada, muchas de las características fundamentales del comportamiento de suelos parcialmente saturados que habían sido manejados por separado en modelos previamente propuestos. Al alcanzar la saturación, el modelo se convierte en un modelo de estado crítico convencional, destinado a suelos no saturados que son moderadamente expansivos, formulado para estados de esfuerzos isotrópico y triaxial (Alonso, 1990).

De manera general el modelo proporciona una representación sencilla del hinchamiento, pero no puede aproximar el comportamiento de los suelos altamente expansivos. Por tal motivo, su uso está diseñado para suelos de plasticidad baja a moderada como es el caso de arcillas arenosas, limos arcillosos y suelos granulares. Algunos aspectos no incluidos en el modelo son la naturaleza irreversible de las deformaciones en arcillas en proceso de

humedecimiento y secado; y la dependencia de las deformaciones con la trayectoria de tensiones

Para el caso de suelos con alto potencial expansivo, se hace indispensable la identificación y el estudio de las variables internas de cambio de volumétrico que ejercen activamente durante la expansión y el colapso, algunas de las cuales pueden ser resumidas como (Hoffmann, 2005):

- Los suelos expansivos se caracterizan por su gran contenido de minerales arcillosos de gran superficie específica y que se agrupan formando paquetes de estructura laminar con múltiples niveles.
- La gran superficie específica de las partículas de arcillas es un elemento fundamental en el fenómeno de la expansión.
- El fenómeno de expansión se asocia a la incorporación de moléculas de agua entre las láminas de arcilla.
- El efecto de la carga y succión capilar rigen el comportamiento a nivel macroestructural.

Posteriormente, Alonso (1994) teniendo estas pautas como base, formula un modelo adecuado para reproducir los aspectos fundamentales de los suelos expansivos, el Modelo Expansivo de Barcelona (BExM, Barcelona Expansive Model). En él se integran aspectos fenomenológicos y estructurales del comportamiento de los suelos expansivos en una misma formulación constitutiva.

### **2.6.2 Modelos basados en esfuerzos efectivos**

Este tipo de modelos basados en esfuerzos efectivos utiliza la ecuación de Bishop (1959), donde el parámetro  $\chi$  puede ser función tanto de la succión como

del grado de saturación. Wheeler (2003) propone uno de los modelos más significativos con basándose en los esfuerzos efectivos, siendo una de las primeras propuestas que han logrado enmarcar la mayor cantidad de características tenso-deformacional e hidráulicas en suelos. Este modelo logró incluir la predicción de los cambios de grado de saturación, parámetro que hasta ese momento no se consideraba, y además pudo incorporar dos superficies de fluencia adicionales al modelo de Alonso (1990). Aunque el modelo toma en cuenta las variaciones plásticas (irreversibles) del grado de saturación, desecha la actividad de la relación de vacíos en la curva de retención agua-suelo, por lo que, en este sentido no se logra completamente el acoplamiento hidro-mecánico (Arroyo, 2015)

Entre los modelos más representativos basados en esfuerzos efectivos se encuentran los de (Vaunant, Romero, & Jommi, 2000), (Khalili, Habte, & Zargarbashi, 2008), (Ma., Changfu, & Houzhen, 2015), (Zhou & Sheng, 2015), (Yao, Tian, & Gao, 2017). Estos modelos requieren entre 11 y 13 parámetros, algunos de los cuales necesitan de una calibración previa.

Actualmente existe consenso entre los investigadores de que los modelos basados en el principio de esfuerzos efectivos ofrecen mayores ventajas. Entre las más importantes están la introducción tanto del grado de saturación como la histéresis de las curvas de retención suelo-agua en la formulación del modelo.

Aún con estas ventajas, los modelos desarrollados hasta ahora adolecen de cuatro deficiencias importantes (Rojas, 2018):

1. No incluyen el endurecimiento anisotrópico de la superficie de fluencia en los ejes de esfuerzo medio contra desviador provocado por el fenómeno de endurecimiento por succión. Esto se debe a la

complejidad que involucra el tener una superficie de fluencia que cambie de forma.

2. Actualmente no existe un solo modelo que incluya simultáneamente los fenómenos de colapso y expansión en términos de esfuerzos efectivos.
3. Estos modelos requieren un gran número de parámetros, algunos de los cuales necesitan calibrarse previamente para cada suelo en particular.
4. Las matrices de rigidez que resultan de estos modelos no son simétricas por lo que se dificulta su tratamiento en los programas de métodos numéricos como el método del elemento finito.

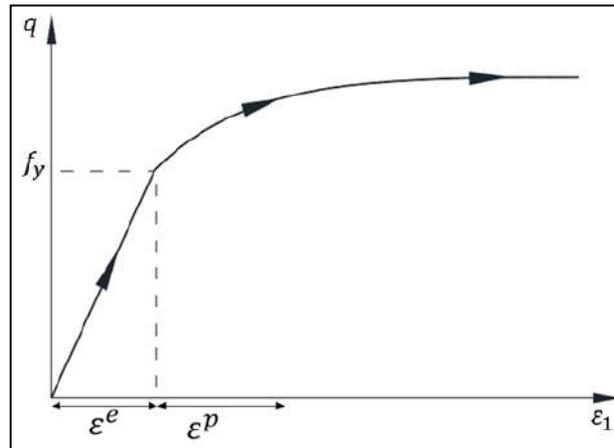
### **2.6.3 Modelos constitutivos para suelos no saturados. Modelos elastoplásticos**

Cuando una muestra de suelo es sometida a esfuerzos, primeramente sufre deformaciones elásticas o también denominadas deformaciones recuperables ( $\varepsilon^e$ ) hasta antes del punto de fluencia ( $f_y$ ), sobrellevando procesos de endurecimiento progresivo que atraviesan los estados de fluencia y sufriendo posteriormente deformaciones irreversibles o plásticas ( $\varepsilon^p$ ) antes de alcanzar el estado bajo el que finalmente falla (Figura 2.4).

Los principales elementos que forman parte de un modelo constitutivo elastoplástico se definen a continuación (Zepeda Garrido, 2004):

- Superficie de fluencia.
- Criterio de endurecimiento.

- Criterio de flujo.



**Figura 2.4** Comportamiento esfuerzo - deformación de una muestra de suelo  
(Zepeda Garrido, 2004)

La predicción de las posibles respuestas que puede tener un determinado suelo ha llevado al avance de modelos que infieren su comportamiento en 3 vertientes básicas. (Sheng, 2011)

- El estado de deformación volumétrica y desviadora
- La resistencia a los esfuerzos cortantes
- El comportamiento hidráulico.

De forma independiente, es posible la propuesta de ecuaciones matemáticas para distribuir y predecir los aspectos anteriores, sin embargo, en los suelos estos puntos están acoplados, lo que significa que se debe tener en cuenta el efecto de uno sobre el otro. De hecho, las deformaciones producidas por cambios de volumen son un componente indispensable para la expansión de un modelo a suelos parcialmente saturados (Sheng, 2011). De manera que, es inevitable las propuestas de modelos constitutivos cuyo objetivo sea relacionar

estas leyes y describir el comportamiento del suelo en cuestión de acuerdo a las cargas externas de análisis (Verdín, 2018).

En los modelos que contemplan tanto la variable de succión como el grado de saturación, dentro de su concepción ya se tiene en cuenta un acoplamiento hidro-mecánico ya que dentro de las ecuaciones constitutivas se encuentra implícita la Curva de Retención Agua-Suelo. La variable manejada en este tipo de modelos es precisamente el esfuerzo efectivo, e incluyen las variaciones de la correlación entre el grado de saturación y la succión en el trayecto de humedecimiento o secado del suelo analizado. (Arroyo, 2015).

### **3. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA**

#### **3.1 Estado de esfuerzos en la masa de suelo**

La presión que una estructura ejerce sobre la masa de un suelo varía en orden decreciente con la profundidad, de tal manera que esta disminuye hasta hacerse casi nula a una profundidad de aproximadamente 2 veces al ancho mayor de la base de la edificación apoyada sobre el suelo. (Ruiz, 2010)

Dentro de la Mecánica de Suelos existen varias teorías por medio de las cuales se puede calcular la distribución de presiones dentro de la masa del suelo. Estas teorías demuestran que una carga aplicada al suelo aumenta los esfuerzos verticales en toda la masa: el aumento es mayor debajo de la carga, pero se extiende en todas direcciones. A medida que aumenta la profundidad, disminuye la concentración de esfuerzos debajo de la carga. (Ruiz, 2010)

El comportamiento mecánico de un suelo puede ser descrito en términos de su estado de esfuerzos, el cual consiste en una cierta combinación de variables de

esfuerzo que deben ser independientes a las propiedades físicas del suelo. (Ballinas, 2006)

Los esfuerzos que se aplican a suelos saturados se presentan en dos formas: Las presiones efectivas que se transmiten directamente a los sólidos del suelo y las que actúan contra la fase líquida que llena los poros, también denominadas presión de agua de poro. Sin embargo, el propósito de los investigadores a lo largo de los últimos años, ha sido encontrar una ecuación que conduzca a la determinación de los esfuerzos efectivos para suelos bajo cualquier condición de saturación

#### Esfuerzo total

Es el esfuerzo interno o resultante de las tensiones perpendiculares (normales) a la sección transversal de un prisma mecánico. Este tipo de sollicitación formado por tensiones paralelas está directamente asociado a la tensión normal.

#### Esfuerzo efectivo

El esfuerzo efectivo en cualquier dirección está definido como la diferencia entre el esfuerzo total en dicha dirección y la presión del agua que existe en los vacíos del suelo. El esfuerzo efectivo es por lo tanto una diferencia de esfuerzos. El esfuerzo efectivo es entonces el valor real del esfuerzo aplicado sobre la matriz sólida que constituye al suelo.

#### Presión de poro de agua

Se refiere a la presión que ejerce el agua subterránea atrapada en el suelo o en la roca, en huecos situados entre el agregado llamados poros.

Generalmente la presión vertical se puede asumir distribuida de forma parecida a la presión hidrostática. La presión de poro de agua es fundamental en el cálculo del estado de tensiones del suelo.

### **Importancia del estudio del esfuerzo efectivo**

El principio del esfuerzo efectivo es probablemente uno de los conceptos más importantes en la ingeniería geotécnica. En el cálculo y análisis de problemas como el asentamiento de los suelos, capacidad de carga y diseño de cimentaciones, estabilidad de presas, y presión lateral en estructuras de retención de tierra, la compresibilidad y resistencia al corte de un suelo son las propiedades que más influyen en el diseño y estas propiedades dependen en gran parte del esfuerzo efectivo, lo cual hace que el concepto del esfuerzo efectivo sea decisivo en el análisis de estos problemas.

Dentro de la extensa literatura sobre el estudio de los suelos expansivos ha quedado marcada la evidencia acerca de los grandes desafíos y obstáculos que este tipo de suelo puede proporcionar, especialmente en el modelado de su comportamiento. Es por ello que, para abordar este tema de una manera más conveniente, se hace necesario el uso del concepto de esfuerzo efectivo como variable constitutiva dentro de un modelo elastoplástico.

La metodología de diseño de cimentaciones superficiales que se pretende estandarizar en este trabajo, incluye la implementación del modelo constitutivo elastoplástico basado en el principio de esfuerzos efectivos de (Verdín, 2018). Con esta variante se persigue el objetivo de adquirir de forma más sencilla, la precisión y todas las ventajas que este tipo de modelos ofrecen actualmente.

### **3.2 Modelo a implementar**

El modelo elastoplástico que se va implementar para utilizarlo en la metodología de diseño de cimentaciones superficiales a desarrollar es el planteado por Verdín (2018), el cual se describe a continuación.

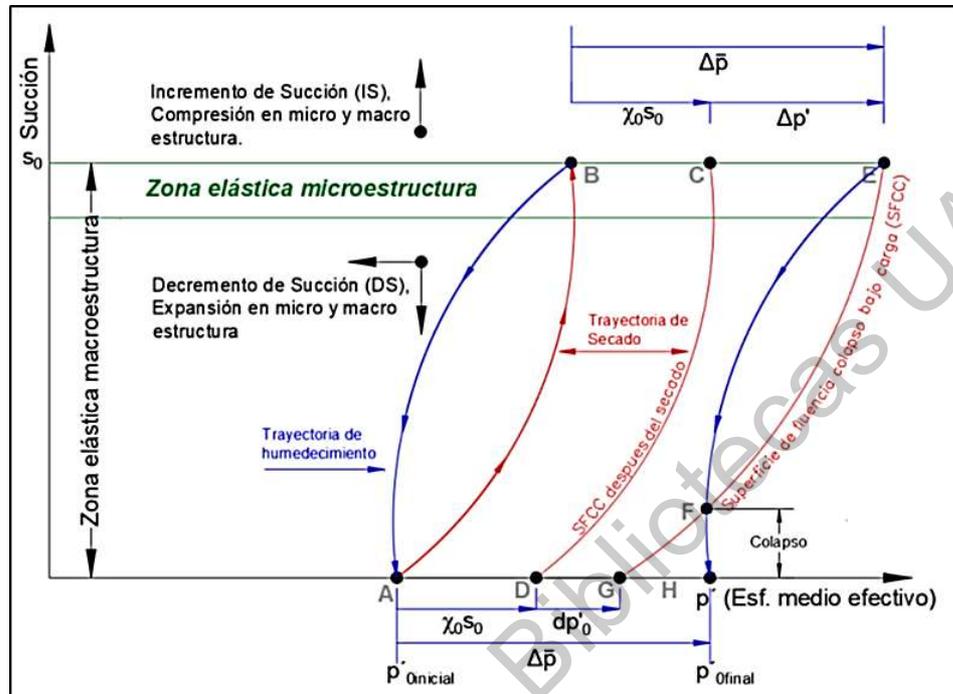
#### Planteamiento del Modelo elastoplástico basado en esfuerzo efectivo.

El enfoque de Alonso (1999) de distinguir entre dos planos estructurales encargados del comportamiento de suelos expansivos, es adoptado como fundamento para plantear un modelo de esfuerzos efectivos para suelos expansivos en el plano  $p'$  (esfuerzo medio efectivo) –  $s$  (Succión).

El modelo aplica la ecuación de esfuerzos efectivos de Bishop para establecer los cambios de volumen que presentan los suelos expansivos (Figura 3.1) y toma en cuenta que existe un enlace entre las deformaciones de la microestructura y macroestructura, provocado por la relación de vacíos mínima y máxima que puede llegar a tener el material.

Se tiene en consideración que un suelo expansivo inicialmente saturado (punto **A** Figura V-1) sigue una ruta de secado por aumento de succión hasta llegar a una succión " $s_0$ " (**B**), se origina el recorrido de secado (**A-B**) y la superficie de fluencia se ubica en el punto **C-D** debido al hecho de endurecimiento por succión " $\chi_{0s_0}$ ". A la izquierda de esta superficie se genera la zona elástica del material. Si posteriormente el suelo es cargado con un aumento " $\Delta p$ " (**C-E**) se origina una superficie de fluencia colapso bajo carga (**E-G**). Luego, si al suelo se le aplican cargas de manera que supere la zona elástica, se traslada a un dominio elastoplástico ocurriendo una deformación volumétrica plástica " $d\varepsilon_v^p$ " (**D-G**). Luego de la carga (punto **E**) el suelo es hidratado lo suficiente, y sigue una ruta

de humedecimiento donde expande (E-F) y más adelante presenta un colapso (F-H).



**Figura 3.1** Modelo de comportamiento volumétrico utilizando esfuerzos efectivos (Rojas y Chávez, 2013).

Referente a lo anterior, se cuentan con diferentes relaciones de vacíos ( $e$ ) para cada incremento de carga, segmento de secado o humedecimiento, al examinar la Figura 3.1 se alcanza a correlacionar que para cada punto se tiene una relación de vacíos diferente.

Para lograr la obtención del endurecimiento por la deformación volumétrica plástica " $d\varepsilon_v^p = \frac{de^p}{1+e_a}$ " originado en  $s = 0$ , a lo largo de la carga ( $dp'_0$ ), Araiza (2012) a través de su analogía plantea la siguiente ecuación:

$$dp'_0 = \frac{e_E * (\Delta\bar{p} - \chi_0 s_0)}{e_G * (P_c + 2\chi_0 s_0)} * P_c \quad (3.1)$$

Donde  $e_E$  y  $e_G$  simboliza la relación de vacíos en el punto E y G respectivamente,  $P_c$  la carga de sitio y/o aplicada en prueba,  $\Delta\bar{p}$  significa el aumento de la carga en esfuerzo medio neto,  $\chi_0 s_0$  el endurecimiento por succión originado por secado.

Alcanzar el endurecimiento producido cuando  $s \neq 0$  se reanuda la semejanza para el caso de  $s=0$  y arroja la siguiente ecuación:

$$dp'_s = \frac{e_E * (\Delta\bar{p} - \chi_0 s_0)}{e_s * (P_c + 2\chi_0 s_0)} * (P_c + \chi s + \chi_0 s_0) \quad (3.2)$$

Donde  $e_s$  equivale a la relación de vacíos dentro del recorrido E-G.

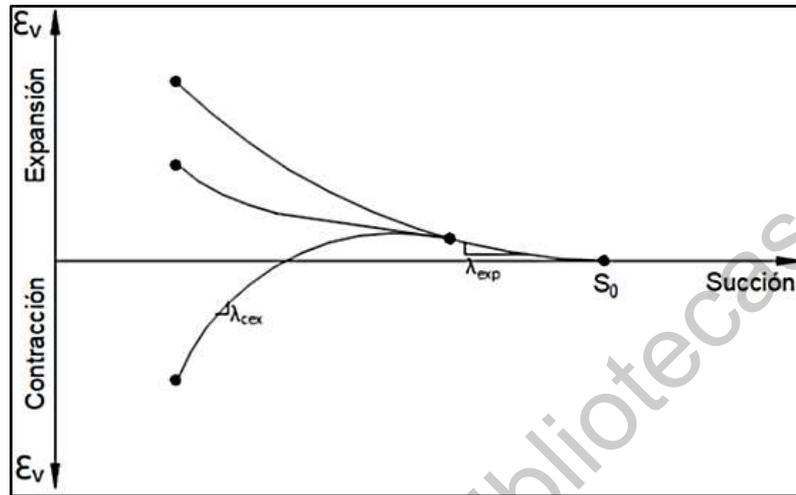
Una muestra de suelo expansivo se hincha según la humedad, una parte de esta variación volumétrica ocurre en la macroestructura, por lo que la densidad del material juega un papel indispensable. Lo anterior se tiene en consideración mediante el parámetro de Densidad Relativa ( $D_r$ ). Se toma en cuenta una relación de vacíos mínima " $e_{min}$ " y una relación de vacíos máxima " $e_{máx}$ ", lo que conlleva a cotejar la densidad del suelo respecto de sus estados más denso y más suelto posible, determinando que la deformación volumétrica plástica transmitida por la microestructura a la macroestructura es función de la densidad relativa (ecuación 3.3), mientras que las deformaciones elásticas no tienen afectación bajo este factor.

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (3.3)$$

Considerando lo planteado anteriormente, se puede emplear estas particularidades dentro de la Figura 3.1 al exceder el recorrido C-D se consideran comportamientos elastoplásticos expansivos (Figura 3.2) de la macroestructura y se manejará la ecuación 3.4.

$$\lambda_{ex} = (\lambda - \kappa)(Dr) + \kappa \quad (3.4)$$

Donde  $\lambda$  y  $\kappa$  representan las pendientes de carga – descarga respectivamente.

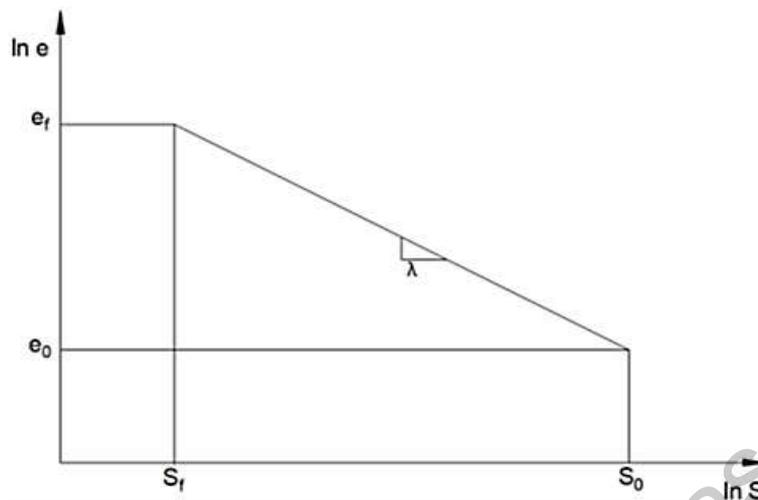


**Figura 3.2** Relación volumétrica contra succión. (Verdín, 2018)

Cuando en un suelo se manifiesta un incremento de carga lo bastante significativo como el que origina la superficie de fluencia (E-G) en la Figura 3.1, y luego es hidratado, se produce un colapso (F) de la macroestructura mientras que la microestructura expande (Figura 3.2). Para el caso anterior, se hace preciso emplear la siguiente ecuación que es equivalente al fenómeno simultáneo de colapso – expansión:

$$\lambda_{cex} = (\lambda - \kappa)(1 - Dr) - \kappa \quad (3.5)$$

Se propone emplear una versión de la relación propuesta por Juárez Badillo (1975) y Rojas y Chávez (2013) para el comportamiento volumétrico de los suelos saturados. La ecuación se escribe en términos de la relación de vacíos contra la succión en un plano  $\ln e - \ln S$  (Figura 3.3).



**Figura 3.3** Relación “ln e vs ln S” (Verdín, 2018)

Para alcanzar la deformación volumétrica en función de la succión y la cual aparece de manera implícita dentro de la formulación de Bishop, se presentan las siguientes relaciones:

A través la relación de la Figura 3.3, se tiene:

$$\ln \frac{e_f}{e_o} = \ln \left( \frac{p'_f}{p'_o} \right)^\lambda \quad (3.6)$$

Utilizando la concepción de base neperiana en los dos miembros de la ecuación 3.6, obtenemos:

$$e^{\ln \left( \frac{e_f}{e_o} \right)} = e^{\ln \left( \frac{p'_f}{p'_o} \right)^\lambda} \quad (3.7)$$

simplificando y despejando “e<sub>f</sub>” de ecuación 3.7:

$$e_f = e_o * \left( \frac{p'_f}{p'_o} \right)^\lambda \quad (3.8)$$

Donde  $\lambda$  será sustituido en por el índice  $\lambda_{ex}$  o  $\lambda_{cex}$ , o por la pendiente  $\kappa$  si es que la muestra no ha excedido la zona elástica.

Luego la siguiente ecuación representa la deformación volumétrica;

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{e_f - e_0}{1 + e_0} \quad (3.9)$$

Sustituyendo ecuación 3.8 en ecuación 3.9 se obtiene la deformación volumétrica en término de succión (3.10)

$$\varepsilon_v = \frac{e_0 * \left(\frac{p'_f}{p'_o}\right)^\lambda - e_0}{1 + e_0} \quad (3.10)$$

A manera de resumen, con este modelo se asegura que no es preciso tener en cuenta una superficie de fluencia adicional a la Superficie de colapso por carga. Además, como resultado se tienen valores cercanos a las propiedades reales del material que sea analizado, simulando expansión y colapso en función de la carga aplicada. Los parámetros de modelado se pueden obtener a partir de una serie de pruebas tradicionales, mientras que el comportamiento del suelo expansivo puede ser modelado a través de la diferencia de succión y carga impuesta.

La determinación de los parámetros del modelo se puede resumir en los siguientes procedimientos de laboratorio:

- Curva de Retención Agua – Suelo.
- Medición de volumen de muestras por inmersión en mercurio
- Curvas de compresibilidad  $p - e$  ( $S = 0$  y  $S \neq 0$ ).
- Consolidación de Expansión – Colapso.

Con la predicción de expansión que provee el modelo constitutivo elastoplástico planteado anteriormente, de desarrollará la metodología de diseño de losas de cimentación a la que se quiere llegar en esta tesis.

Al implementar este modelo para suelos no saturados la variable de esfuerzo efectivo permite simplificar las ecuaciones constitutivas. De esta forma ya estaríamos introduciendo en la metodología del diseño de cimentaciones superficiales el esfuerzo efectivo en lugar del esfuerzo total, como punto principal para mejorar la eficiencia del mismo, al evitar una posibilidad de sobre-diseño o viceversa, el gasto innecesario de recursos materiales y económicos, y además evitaríamos tener como resultado una estructura de calidad deficiente.

A pesar de que este sistema no resulte dentro de los más económicos, ante un problema de presencia de suelo expansivo, se tiene que crear conciencia de que esta solución de losas de cimentación es una de las más efectivas, e indudablemente siempre resultará más recomendable prevenir que remediar.

#### **4. METODOLOGÍA**

Para poder alcanzar el resultado final al cual se deseaba llegar en esta tesis, primeramente, se realizó un análisis de los modelos constitutivos existentes actualmente. Teniendo en cuenta las ventajas que cada uno de ellos podía ofrecer, también se analizó como parte importante, el aporte novedoso que proponían los mismos. Con toda la información con la que se contaba en este aspecto, finalmente se decidió utilizar el modelo elastoplástico propuesto por (Verdín, 2018), el cual fue descrito en el capítulo anterior de este trabajo.

Una vez elegido el modelo a implementar, se analizaron cada uno de los parámetros necesarios para su desarrollo y los ensayos de laboratorio que se debían llevar a cabo para obtener dichos parámetros. Para tal propósito se

estudió la bibliografía más reciente referente a estos temas, además de las normas vigentes para las pruebas de laboratorio. Más adelante, teniendo como base esta revisión previa, se definen la menor cantidad de ensayos necesarios para el desarrollo del modelo, alcanzando el mismo resultado deseado sin perder su precisión, un paso que aportaría sencillez a la metodología propuesta.

En relación al diseño de cimentaciones, se realizó una recopilación de la información de todos los sistemas de cimentaciones superficiales existentes hasta la fecha. De ellos se analizó, de acuerdo a sus características, cuáles eran los más recomendables para la construcción sobre suelos expansivos. Tomando en cuenta las propiedades del suelo, sobretodo la presión de expansión del mismo, así como el tipo de estructura que se desea proyectar, podría utilizarse uno u otro sistema de diseño que ofrezca los mejores resultados para cada caso.

Luego de haber realizado todo el estudio de la bibliografía y el análisis de los diferentes parámetros que influyen en un diseño de cimentaciones, se define una propuesta de metodología, la cual se describe en el capítulo siguiente.

## **5. PROPUESTA DE LA METODOLOGÍA GENERAL DE DISEÑO GEOTÉCNICO PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES.**

### **5.1 Metodología para la determinación del área de la base según el criterio de estabilidad.**

#### **1. Determinación de las cargas actuantes.**

Determinar las combinaciones de carga para el diseño por estabilidad, utilizando las solicitaciones de cálculo. Además, estas combinaciones se utilizarán para la revisión de estabilidad al vuelco de la cimentación a implementar.

## 2. Determinación de las propiedades físicas y mecánicas.

Del estudio de mecánica de suelos se extraen las características físico-mecánicas de los diferentes estratos y se determinan los valores de cálculo de los mismos según lo establecido.

## 3. Determinación de las dimensiones de la base del cimiento

Asumir un área de la base de la cimentación y establecer una profundidad de desplante de la misma, este punto puede repetirse varias veces hasta satisfacer las condiciones de estabilidad y capacidad de carga necesarias.

## 4. Estabilidad al vuelco.

Se comprueba la estabilidad al vuelco utilizando las combinaciones de carga definidas. Para garantizar la estabilidad al vuelco se comprueba aplicando todas las solicitaciones y tomando en cuenta los momentos que se forman respecto a un punto en el extremo de la base del cimiento, así obteniéndose momentos estabilizadores y momentos desestabilizantes. De no cumplir, se deberán aumentar las dimensiones del área de la base o variar el tipo de cimentación hasta que la misma sea segura.

## 5. Estabilidad al deslizamiento

La condición de deslizamiento se chequea según lo establecido utilizando las combinaciones de carga definidas. La fuerza horizontal actuante que se utiliza para determinar el factor de seguridad al deslizamiento será la solicitación horizontal característica factorizada que se le aplica la estructura al cimiento. De no cumplir, se deberán aumentar las dimensiones del área de la base o variar el tipo de cimentación hasta que la misma sea segura.

## 6. Determinación de los estratos influyentes

Analizar la base de cimentación hasta una profundidad de 1.5 el lado menor de la cimentación (B) y 3.5B, para valorar los estratos que pueden influir en la capacidad de carga del cimiento. En el caso de cimentaciones sobre un estrato de suelo uniforme de espesor H bajo el nivel de desplante y que a su vez esté apoyado sobre un estrato blando, de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México, se seguirá el criterio siguiente:

- a) Si  $H \geq 3.5B$  se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga.
- b) Si  $3.5B > H \geq 1.5B$  se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es B+H.
- c) Si  $H < 1.5B$  se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es:

$$B [1 + 2/3 (H/B)^2]$$

#### 7. Estabilidad a la capacidad de carga.

La condición de diseño por capacidad de carga debe cumplirse con una tolerancia del 3-5% para lograr economía en el diseño. Si esta condición no se cumple, se varían las dimensiones de la base de la cimentación o la profundidad de desplante de la misma, repitiéndose el proceso a partir del tercer punto.

#### **5.2 Metodología para la determinación del área de la base según el criterio de deformación**

1. Según el tipo de estructura, se establece el tipo de deformación a revisar y el valor límite.
2. Establecer las combinaciones de carga de diseño siguiendo las normativas actuales.

3. Empleando la información de las características físico - mecánicas del estrato encontradas mediante la mecánica de suelos, las cargas actuantes y las dimensiones del cimiento, se puede proceder al cálculo de las deformaciones o desplazamientos verticales. Esta variante del procedimiento se desglosa en el paso 6.
4. Definir el comportamiento tenso-deformacional del suelo (Lineal o no lineal), en función del tipo de terreno, parámetros que definen su compresibilidad, presión de contacto y tipo de carga.
5. Comprobación del comportamiento tenso-deformacional lineal del suelo según:
  - a) Determinación de las características físico-mecánicas del suelo para una probabilidad del 85%.
  - b) Calcular el valor de la presión límite de linealidad del suelo ( $R'$ ) según lo establecido.
  - c) Revisar la condición de linealidad. De no cumplirse se variarán las dimensiones de la cimentación hasta hacerla cumplir.
6. **Calcular las deformaciones de la base de los cimientos mediante un modelo constitutivo elastoplástico.**
  - a) Cálculo de succión ( $S$ ), grado de saturación ( $S_w$ ) y elaboración de la Curva de Retención Agua-Suelo (CRAS)

En términos más formales, la succión de un suelo es la medida de la energía libre de un volumen unitario de agua existente en el suelo, con referencia al mismo volumen de agua en estado libre y con la misma energía. Esta definición realizada en términos de energía es generalmente aceptada dentro de la Mecánica de Suelos y permite describir el movimiento del agua del suelo de manera integrada e independiente. Para su obtención es recomendable que se

lleve a cabo el procedimiento siguiendo la normativa ASTM D-5298, con la finalidad de obtener datos de succión a distintos grados de saturación y distintas vías, es decir, de la trayectoria seca a húmeda y viceversa.

Entre los métodos de medición de succión, la técnica de papel filtro es el único donde la succión total y mátrica puede inferirse. Este método de ensayo establece el procedimiento para determinar la succión mátrica y succión total, de muestras inalteradas de suelo, utilizando los papeles filtro de laboratorio como sensores pasivos. El papel filtro al hacer contacto con el suelo permite el libre intercambio de agua y solutos. La succión mátrica se obtiene a través de la humedad que adquiere este papel filtro por capilaridad, mientras que la succión total es obtenida a través del papel que no tiene contacto con el suelo y ocurre producto de la evaporación.

Es muy importante el correcto entendimiento de las curvas de retención de un suelo para tener una mejor comprensión del comportamiento de un suelo no saturado. Estas curvas se definen como la relación entre el grado de saturación del suelo y la succión mátrica. El primero de estos términos es igual al volumen de líquido que contiene el suelo entre el volumen de sus vacíos y el segundo está dado por la diferencia entre la presión del aire y la presión del agua dentro de los poros.

b) Cálculo de la relación de vacíos inicial ( $e_0$ ) y máxima ( $e_{max}$ )

Estos valores se obtienen mediante la curva de compresibilidad en el ensayo de consolidación isotrópica.

El procedimiento a seguir se basa en las estipulaciones de la norma ASTM D-4546. Se elaboran dos muestras con un contenido de humedad igual al que presenta el suelo natural que se desee analizar, las cuales serían suficientes para obtener los parámetros deseados. La prueba se lleva a cabo hidratando el

espécimen hasta saturar y posteriormente se realizan tres incrementos de carga predeterminados y al final del ensaye se retira la carga en tres decrementos

De los resultados de consolidación isotrópica se obtiene la relación de vacíos máxima ( $e_{max}$ ) generada por expansión libre, además de la presión de preconsolidación ( $P_o$ ), que indica la máxima presión que ha soportado el suelo en su historia geológica., y delimita la zona elástica.

c) Determinación de los parámetros generales  $\kappa$  y  $\lambda$

De los resultados de consolidación isotrópica y curva de compresibilidad, es posible traducir los valores obtenidos a esfuerzos efectivos para adquirir las pendientes de carga – descarga, delimitando de esta forma la zona elástica (definida por el parámetro  $\kappa$ ) y elastoplástica (definida por el parámetro  $\lambda$ ) del modelo.

$\kappa$  – Pendiente del estado preconsolidado del suelo (descarga)

$\lambda$  – Pendiente del estado normalmente consolidado (carga)

d) Cálculo de la relación de vacío mínima ( $e_{min}$ )

Este parámetro se obtiene a partir de la prueba de límite de contracción volumétrica mediante un monitoreo de secado. Se preparan 4 ó 5 especímenes basándonos en la norma ASTM D-427, y se comienza el monitoreo de secado al aire en un período de 24 horas hasta que por último las muestras son secadas al horno por un período de 24 horas más. El número de muestras se define de esta forma ya que esta prueba cuenta con altas probabilidades de agrietamiento durante el proceso de secado, por lo cual se deben manejar con mucho cuidado para evitar estos contratiempos.

Previo a este ensaye se debe obtener primero mediante pruebas de consolidación, la gráfica de compresión del suelo en ejes de relación de vacíos contra esfuerzo, hasta valores bajos de la relación de vacíos. Posteriormente con las mediciones del monitoreo de secado se generan gráficas de la evolución de la relación de vacíos contra el esfuerzo de succión, iniciando con una muestra saturada hasta el secado al horno, y gráficas de relación de vacíos contra grado de saturación ( $G_w$ ). De esta última es posible extraer el valor de la relación de vacíos mínima ( $e_{min}$ ) y el diferencial de relación de vacíos de la zona elastoplástica ( $\Delta e$ ).

Luego la variación de la relación de vacíos obtenida de la zona elastoplástica se lleva a la gráfica de compresibilidad del suelo para obtener los esfuerzos equivalentes del esfuerzo de succión ( $\chi s$ ), encontrando además el endurecimiento por succión ( $\chi_{0s_0}$ ) que representa el límite de la Superficie de Fluencia Bajo Carga inicial (SFFC<sub>0</sub>), zona que nos delimitará en el modelo la parte elástica y la elastoplástica.

e) Cálculo de los esfuerzos efectivos:

Se obtendrá un esfuerzo efectivo medio que es dispuesto en términos del esfuerzo medio neto  $\sigma_{net}$  más la succión ( $s$ ) multiplicada por el “parámetro de Bishop” ( $\chi$ ), donde la relación “Succión – Grado de saturación” es la unión inmediata para alcanzar el acoplamiento hidro-mecánico. Ec. (5.1)

$$\sigma' = \sigma_{net} + \chi s \quad (5.1)$$

El modelo de análisis plantea la Ec.(5.1) como el hecho de que el factor  $\chi \approx G_w$ , donde  $G_w$  equivale al grado de saturación que contiene la muestra en la trayectoria de humedecimiento o secado según sea el caso. Según (Rojas 2006) se ha podido demostrar que el valor de  $\chi$  depende de la forma en la que el agua

se distribuye al interior del suelo y esa distribución se puede obtener a partir del modelado de los poros del suelo. Luego se reescribe la Ec.(5.1) como:

$$P' = Gw * So + Pc \quad (5.2)$$

Donde:

Gw: grado de saturación

So: Succión

Pc: Carga de sitio y/o carga de fabricación de la muestra

f) Cálculo de la densidad relativa (Dr)

Una muestra de suelo expansivo se hincha según la humedad, una parte de esta variación volumétrica ocurre en la macroestructura, por lo que la densidad del material juega un papel indispensable. Lo anterior se tiene en consideración mediante el parámetro de Densidad Relativa (Dr). Se toma en cuenta una relación de vacíos mínima “ $e_{min}$ ” y una relación de vacíos máxima “ $e_{máx}$ ”, lo que conlleva a cotejar la densidad del suelo respecto de sus estados más denso y más suelto posible, determinando que la deformación volumétrica plástica transmitida por la microestructura a la macroestructura es función de la densidad relativa Ec. (5.3), mientras que las deformaciones elásticas no tienen afectación por este parámetro.

$$D_r = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{min}} \quad (5.3)$$

g) Cálculo del índice de expansión ( $\lambda_{ex}$ ) y el índice de expansión-colapso ( $\lambda_{cex}$ )

$$\lambda_{ex} = (\lambda - \kappa) (Dr) + \kappa \quad (5.4)$$

$$\lambda_{cex} = (\lambda - \kappa) (1 - Dr) - \kappa \quad (5.5)$$

h) Determinación de la deformación volumétrica mediante la ecuación:

$$\varepsilon_v = \frac{e_0 * \left(\frac{p'_f}{p'_o}\right)^\lambda - e_0}{1 + e_0} \quad (5.6)$$

- Donde  $\lambda$  será sustituido por el índice  $\lambda_{ex}$  o  $\lambda_{cex}$ , o por la pendiente  $\kappa$  si es que la muestra no ha sobrepasado la zona elástica.

#### **7. Cálculo de los asentamientos utilizando el valor de la deformación volumétrica encontrada.**

Para el cálculo de los asentamientos es recomendable la obtención de una muestra de cada estrato presente en el suelo de estudio que sea determinante para la cimentación que se desee proyectar en el lugar.

Para cada una de las muestras se realiza una serie de ensayos con el objetivo de conocer sus propiedades índice y otras propiedades para poder llegar al valor de deformación volumétrica de cada estrato. Para tal propósito se llevan a cabo pruebas de cálculo de succión con base a lo estipulado en la norma ASTM D-5298 mediante el método del papel filtro, obteniendo valores de succión para diferentes grados de saturación y con estos datos poder elaborar la Curva de Retención Agua-Suelo.

Mediante las pruebas de consolidación, procedimiento basado en la norma ASTM D-4546, se conocen los valores de relación de vacíos inicial ( $e_0$ ) y máxima ( $e_{máx}$ ), además de obtener la presión de preconsolidación, máxima presión que ha soportado el suelo en su historia geológica que delimita la zona elástica. De los resultados de la curva de compresibilidad es posible obtener las pendientes de carga ( $\lambda$ ) y descarga ( $\kappa$ ), donde la zona elástica queda definida por el parámetro  $\kappa$  y la zona elastoplástica definida por el parámetro  $\lambda$ .

Para la obtención de la relación de vacíos mínima ( $e_{mín}$ ) se realizan pruebas de límite de contracción volumétrica mediante un monitoreo de secado,

preparándose aproximadamente 4 ó 5 especímenes de cada muestra de los diferentes estratos.

Con toda la información obtenida en los ensayos y utilizando las ecuaciones definidas en el modelo a utilizar, se calculan los esfuerzos efectivos, la densidad relativa y finalmente se llega a la determinación de la deformación volumétrica, dato imprescindible para el cálculo de los asentamientos.

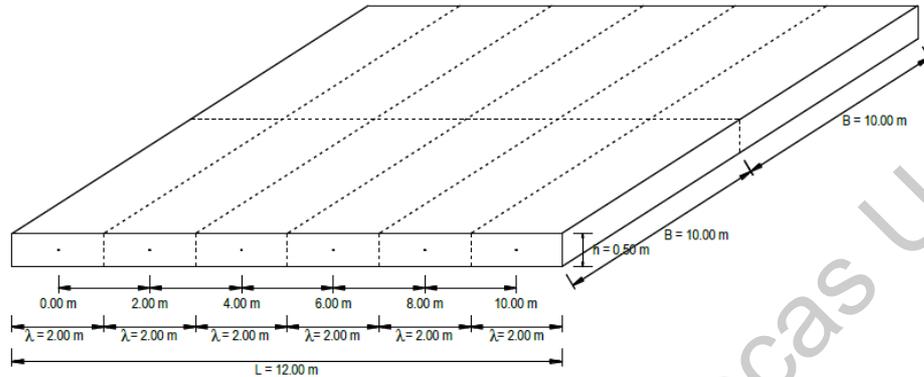
Luego conociendo el espesor de cada estrato y su deformación volumétrica, se llega a un valor de asentamiento parcial con la multiplicación de estos dos parámetros. Posteriormente para obtener los asentamientos totales se realiza una sumatoria de todos los asentamientos parciales encontrados.

## **6. RESULTADOS**

### **6.1 Ejercicio según el procedimiento planteado por Zeevaert (1973), Ayala (2008) y Galaviz (2013)**

Para la realización del análisis se consideró el espesor del estrato de suelo expansivo en estudio de 1.80 m, sobre el cual se colocó una infraestructura de tipo habitacional con una cimentación tipo losa rígida de dimensiones 12x20 m y un peralte  $h=0.50$  m, la cual aplica un esfuerzo vertical uniforme de  $w = 5.10$  ton/m<sup>2</sup>. La profundidad del nivel freático se encuentra por debajo de los 150 m (Ayala, 2008). El predio se encuentra ubicado en el Fraccionamiento Jurica de la ciudad de Santiago de Querétaro.

Para el cálculo de los factores de influencia  $I^N_{ji}$ , la losa se dividió en fracciones de 2.0x20 m (Figura 6.1) y el espesor del estrato en tres partes de 0.60 m (Figura 6.2).



**Figura 6.1.** Representación de las fracciones de la losa (Galaviz, 2013)

Se tomó un contenido de humedad promedio para las tres capas por igual de  $w = 23,77 \%$ , para facilitar el cálculo y posteriormente su comparación.

Con ayuda de la ecuación planteada por Galaviz (2013) y el contenido de humedad promedio de las capas del estrato de suelo expansivo mostrados en la Figura 6.2 tenemos el valor de la presión de expansión:

$$\sigma_{exp} = -40.93 \ln (w) + 146.83 = 17.15 \text{ kPa.}$$

	1	2	3	4	5	6	$\omega_i(\%)$	$\alpha h \text{ (m}^3/\text{kg)}$
A 0.60m	$I^A_{11}$	$I^A_{21}$	$I^A_{31}$	$I^A_{41}$	$I^A_{51}$	$I^A_{61}$	23.77	$1.04E^{-05}$
B 0.60m	$I^B_{11}$	$I^B_{21}$	$I^B_{31}$	$I^B_{41}$	$I^B_{51}$	$I^B_{61}$	23.77	$1.04E^{-05}$
C 0.60m	$I^C_{11}$	$I^C_{21}$	$I^C_{31}$	$I^C_{41}$	$I^C_{51}$	$I^C_{61}$	23.77	$1.04E^{-05}$

**Figura 6.2.** Factores de influencia por carga unitaria, (Zeevaert, 1973)

Ya que el esfuerzo externo aplicado  $\sigma_{apl} = 5.10 \text{ ton/m}^2 = 50 \text{ kPa}$  es mayor que la presión de expansión, se toma como referencia el procedimiento realizado por

Ayala (2008) para el cálculo de los coeficientes de variación volumétrica ( $\alpha_h$ ), cuyos resultados se muestran en la Figura 6.2.

Según Frölich (Zeevaert, 1980) para un suelo homogéneo e isótropo  $\chi=3$ ; que corresponde a la solución de Boussinesq, entonces de la Figura 6.1 tenemos que:

$$B = 20/2 = 10.00 \text{ m.}$$

$$\lambda = 2.00 \text{ m, por lo tanto, } \lambda/2 = 1.00 \text{ m.}$$

$$I_{ji} = \frac{3}{2\pi} \left( \sin \alpha_0 - \frac{\sin^3 \alpha_0}{3} \right) \{ (\Psi_1 - \Psi_2) + \sin(\Psi_1 - \Psi_2) \cos(\Psi_1 + \Psi_2) \}$$

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \left( \frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}} \right)$$

$$\Psi_1 = \tan^{-1} \left( \frac{x + \frac{\lambda}{2}}{z} \right)$$

$$\Psi_2 = \tan^{-1} \left( \frac{x - \frac{\lambda}{2}}{z} \right)$$

**Donde:**

$I_{ji}$  es el factor de influencia del punto  $ji$ .

$\alpha_0$  es el ángulo que se forma entre el centro del área cargada hasta el extremo B con respecto al punto donde se quiere conocer el esfuerzo vertical.

$\Psi_1$  es el ángulo que se forma entre la vertical del extremo izquierdo del área cargada y el punto donde se quiere conocer el esfuerzo vertical.

$\Psi_2$  es el ángulo que se forma entre la vertical del extremo derecho del área cargada y el punto donde se quiere conocer el esfuerzo vertical.

$x$  es la distancia horizontal en la dirección  $x$ .

$z$  es la profundidad a la que se desea conocer el esfuerzo vertical.

$B$  es el ancho de la cimentación dividido entre 2.

$\lambda$  es el ancho del segmento de losa.

Cálculo de los valores de influencia para los puntos 1, 2, 3. Debido a la simetría de la losa de cimentación, los factores de influencia por la fracción de losa colocada en los puntos 4, 5 y 6, tendrán la misma magnitud que en los puntos 1, 2 y 3.

PUNTO 1						
Capa	x(m)	z(m)	$\Psi_1$ (Rad)	$\Psi_2$ (Rad)	$\alpha_0$ (Rad)	$I_{ji}$
$I_{11}^A$	0	0,3	1,279	-1,279	1,541	9,897E-01
$I_{21}^A$	2	0,3	1,471	1,279	1,371	4,953E-03
$I_{31}^A$	4	0,3	1,511	1,471	1,189	1,628E-04
$I_{41}^A$	6	0,3	1,528	1,511	1,030	2,813E-05
$I_{51}^A$	8	0,3	1,537	1,528	0,896	8,229E-06
$I_{61}^A$	10	0,3	1,544	1,537	0,785	3,136E-06
$I_{11}^B$	0	0,9	0,838	-0,838	1,481	8,500E-01
$I_{21}^B$	2	0,9	1,279	0,838	1,355	6,977E-02
$I_{31}^B$	4	0,9	1,393	1,279	1,182	3,942E-03
$I_{41}^B$	6	0,9	1,443	1,393	1,025	7,264E-04
$I_{51}^B$	8	0,9	1,471	1,443	0,893	2,168E-04
$I_{61}^B$	10	0,9	1,489	1,471	0,783	8,333E-05
$I_{11}^C$	0	1,5	0,588	-0,588	1,422	6,680E-01
$I_{21}^C$	2	1,5	1,107	0,588	1,326	1,455E-01
$I_{31}^C$	4	1,5	1,279	1,107	1,167	1,495E-02
$I_{41}^C$	6	1,5	1,360	1,279	1,017	3,085E-03
$I_{51}^C$	8	1,5	1,406	1,360	0,888	9,559E-04
$I_{61}^C$	10	1,5	1,435	1,406	0,780	3,738E-04

PUNTO 2						
Capa	x(m)	z(m)	$\Psi_1$ (Rad)	$\Psi_2$ (Rad)	$\alpha_0$ (Rad)	$I_{ji}$
$I_{12}^A$	-2	0,3	-1,28	-1,47	1,371	4,953E-03
$I_{22}^A$	0	0,3	1,28	-1,28	1,541	9,897E-01
$I_{32}^A$	2	0,3	1,47	1,28	1,371	4,953E-03
$I_{42}^A$	4	0,3	1,51	1,47	1,189	1,628E-04
$I_{52}^A$	6	0,3	1,53	1,51	1,030	2,813E-05
$I_{62}^A$	8	0,3	1,54	1,53	0,896	8,229E-06
$I_{12}^B$	-2	0,9	-0,84	-1,28	1,355	6,977E-02
$I_{22}^B$	0	0,9	0,84	-0,84	1,481	8,500E-01
$I_{32}^B$	2	0,9	1,28	0,84	1,355	6,977E-02
$I_{42}^B$	4	0,9	1,39	1,28	1,182	3,942E-03
$I_{52}^B$	6	0,9	1,44	1,39	1,025	7,264E-04
$I_{62}^B$	8	0,9	1,47	1,44	0,893	2,168E-04
$I_{12}^C$	-2	1,5	-0,59	-1,11	1,326	1,455E-01
$I_{22}^C$	0	1,5	0,59	-0,59	1,422	6,680E-01
$I_{32}^C$	2	1,5	1,11	0,59	1,326	1,455E-01
$I_{42}^C$	4	1,5	1,28	1,11	1,167	1,495E-02
$I_{52}^C$	6	1,5	1,36	1,28	1,017	3,085E-03
$I_{62}^C$	8	1,5	1,41	1,36	0,888	9,559E-04

PUNTO 3						
Capa	x(m)	z(m)	$\Psi_1$ (Rad)	$\Psi_2$ (Rad)	$\alpha_0$ (Rad)	$I_{ji}$
$I_{13}^A$	-4	0,3	-1,47	-1,51	1,189	1,628E-04
$I_{23}^A$	-2	0,3	-1,28	-1,47	1,371	4,953E-03
$I_{33}^A$	0	0,3	1,28	-1,28	1,541	9,897E-01
$I_{43}^A$	2	0,3	1,47	1,28	1,371	4,953E-03
$I_{53}^A$	4	0,3	1,51	1,47	1,189	1,628E-04
$I_{63}^A$	6	0,3	1,53	1,51	1,030	2,813E-05
$I_{13}^B$	-4	0,9	-1,28	-1,39	1,182	3,942E-03
$I_{23}^B$	-2	0,9	-0,84	-1,28	1,355	6,977E-02
$I_{33}^B$	0	0,9	0,84	-0,84	1,481	8,500E-01
$I_{43}^B$	2	0,9	1,28	0,84	1,355	6,977E-02
$I_{53}^B$	4	0,9	1,39	1,28	1,182	3,942E-03
$I_{63}^B$	6	0,9	1,44	1,39	1,025	7,264E-04
$I_{13}^C$	-4	1,5	-1,11	-1,28	1,167	1,495E-02
$I_{23}^C$	-2	1,5	-0,59	-1,11	1,326	1,455E-01

$I_{33}^C$	0	1,5	0,59	-0,59	1,422	6,680E-01
$I_{43}^C$	2	1,5	1,11	0,59	1,326	1,455E-01
$I_{53}^C$	4	1,5	1,28	1,11	1,167	1,495E-02
$I_{63}^C$	6	1,5	1,36	1,28	1,017	3,085E-03

Desplazamientos provocados por fracción de losa en el punto no. 1.

$$\begin{matrix} \delta_{11} \\ \delta_{21} \\ \delta_{31} \\ \delta_{41} \\ \delta_{51} \\ \delta_{61} \end{matrix} = \begin{vmatrix} 9,90E-01 & 8,50E-01 & 6,68E-01 \\ 4,95E-03 & 6,98E-02 & 1,45E-01 \\ 1,63E-04 & 3,94E-03 & 1,50E-02 \\ 2,81E-05 & 7,26E-04 & 3,09E-03 \\ 8,23E-06 & 2,17E-04 & 9,56E-04 \\ 3,14E-06 & 8,33E-05 & 3,74E-04 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} 1,04E-05 \\ 1,04E-05 \\ 1,04E-05 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 2,603E-05 \\ 2,286E-06 \\ 1,978E-07 \\ 3,986E-08 \\ 1,226E-08 \\ 4,777E-09 \end{vmatrix}$$

Desplazamientos provocados por fracción de losa en el punto no. 2.

$$\begin{matrix} \delta_{12} \\ \delta_{22} \\ \delta_{32} \\ \delta_{42} \\ \delta_{52} \\ \delta_{62} \end{matrix} = \begin{vmatrix} 4,95E-03 & 6,98E-02 & 1,45E-01 \\ 9,90E-01 & 8,50E-01 & 6,68E-01 \\ 4,95E-03 & 6,98E-02 & 1,45E-01 \\ 1,63E-04 & 3,94E-03 & 1,50E-02 \\ 2,81E-05 & 7,26E-04 & 3,09E-03 \\ 8,23E-06 & 2,17E-04 & 9,56E-04 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} 1,04E-05 \\ 1,04E-05 \\ 1,04E-05 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 2,286E-06 \\ 2,603E-05 \\ 2,286E-06 \\ 1,978E-07 \\ 3,986E-08 \\ 1,226E-08 \end{vmatrix}$$

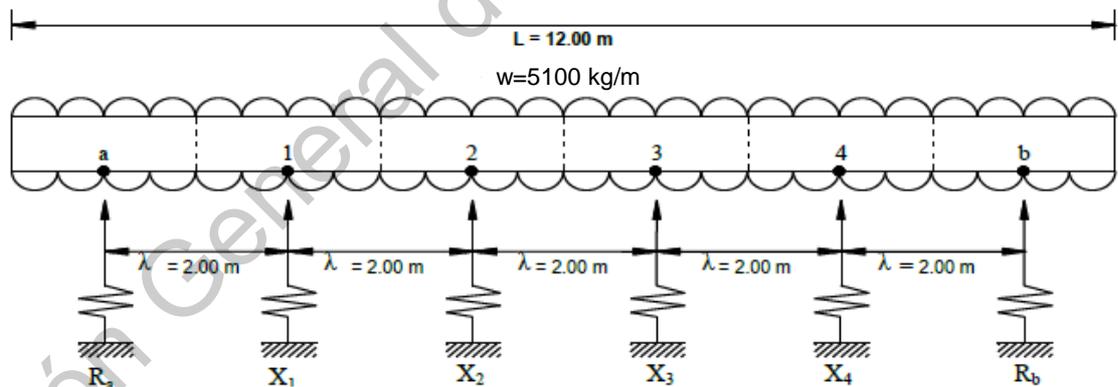
Desplazamientos provocados por fracción de losa en el punto no. 3.

$$\begin{matrix} \delta_{13} \\ \delta_{23} \\ \delta_{33} \\ \delta_{43} \\ \delta_{53} \\ \delta_{63} \end{matrix} = \begin{vmatrix} 1,63E-04 & 3,94E-03 & 1,50E-02 \\ 4,95E-03 & 6,98E-02 & 1,45E-01 \\ 9,90E-01 & 8,50E-01 & 6,68E-01 \\ 4,95E-03 & 6,98E-02 & 1,45E-01 \\ 1,63E-04 & 3,94E-03 & 1,50E-02 \\ 2,81E-05 & 7,26E-04 & 3,09E-03 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} 1,04E-05 \\ 1,04E-05 \\ 1,04E-05 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1,978E-07 \\ 2,286E-06 \\ 2,603E-05 \\ 2,286E-06 \\ 1,978E-07 \\ 3,986E-08 \end{vmatrix}$$

La presión de expansión será  $\sigma_{exp} = 17,15 \text{ kPa} = 1.75 \text{ ton/m}^2$ , la presión uniforme generada por la estructura  $\sigma_{apl} = 50 \text{ kPa} = 5.10 \text{ ton/m}^2$ , por lo tanto, la presión real  $q_i$  será la diferencia aritmética entre estas dos;  $q_i = 3.36 \text{ ton/m}^2$ . Encontrando en promedio asentamientos o desplazamientos verticales de 0.104 m.

	Matriz de desplazamientos transpuesta						$q_i$	
$\delta_a$	2,60E-05	2,29E-06	1,98E-07	3,99E-08	1,23E-08	4,78E-09	3360	0,0960 m
$\delta_1$	2,29E-06	2,60E-05	2,29E-06	1,98E-07	3,99E-08	1,23E-08	3360	0,1037 m
$\delta_2$	1,98E-07	2,29E-06	2,60E-05	2,29E-06	1,98E-07	3,99E-08	3360	0,1043 m
$\delta_3$	3,99E-08	1,98E-07	2,29E-06	2,60E-05	2,29E-06	1,98E-07	3360	0,1043 m
$\delta_4$	1,23E-08	3,99E-08	1,98E-07	2,29E-06	2,60E-05	2,29E-06	3360	0,1037 m
$\delta_b$	4,78E-09	1,23E-08	3,99E-08	1,98E-07	2,29E-06	2,60E-05	3360	0,0960 m

Una vez encontrados los desplazamientos verticales, se procede a encontrar los valores de las reacciones siguiendo el procedimiento planteado por Zeevaert (1973) y como referencia el diagrama de la Figura 6.3 (Galaviz, 2013) obteniendo los resultados siguientes:



**Figura 6.3.** Diagrama de cálculo de reacciones (Galaviz, 2013)

**Matriz de desplazamientos**

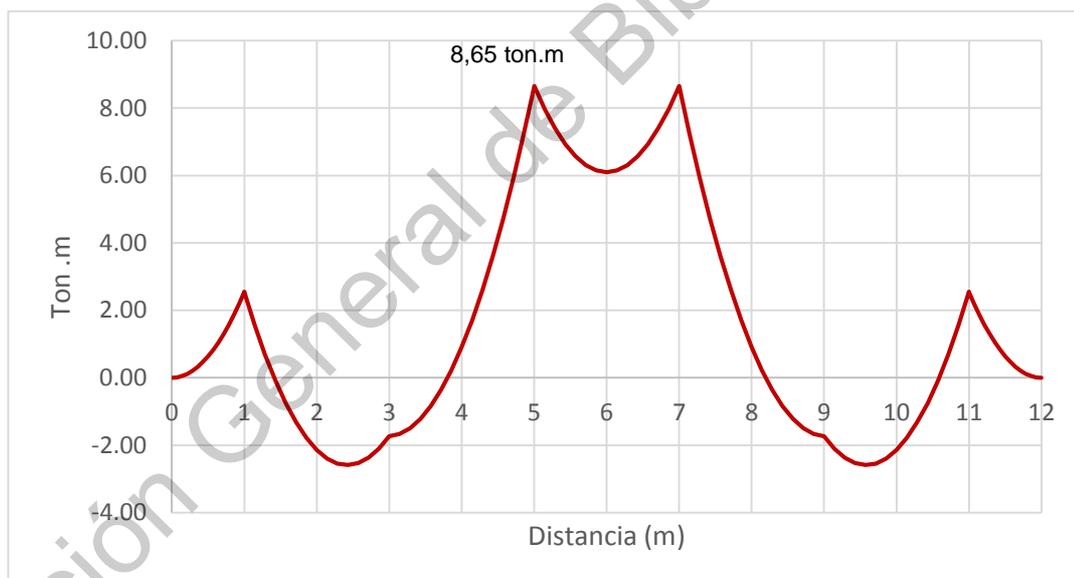
$S_{ij}^{-1}$				$\Delta_{i0} (m)$	$X_i (Kg)$
0,502	-0,438	0,080	0,086	391000	2874,04
-0,168	0,583	-0,352	-0,168	635800	15388,90
-0,168	-0,352	0,583	-0,168	635800	15388,90
0,086	0,080	-0,438	0,502	391000	2874,04

x =

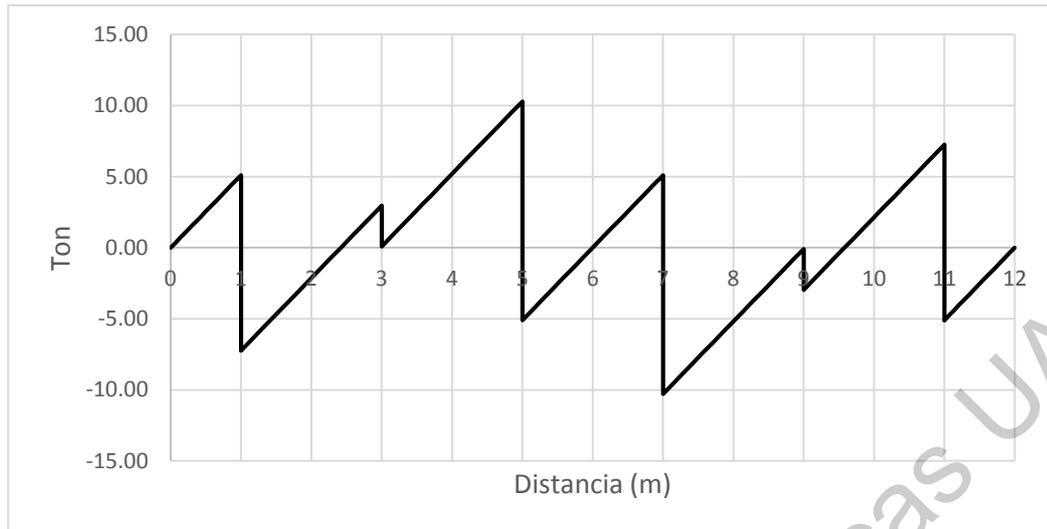
Si se hace una sumatoria de las fuerzas verticales ( $\sum F_y=0$ ), se encuentran los valores de las reacciones Ra y Rb:

$$R_a = R_b = 12337,06 \text{ kg}$$

Con estos resultados, se realizan los cálculos de momentos flectores y cortantes obteniendo los gráficos de las Figuras 6.4 y 6.5 respectivamente:



**Figura 6.4.** Diagrama de momentos flectores (ISE)



**Figura 6.5.** Diagrama de esfuerzos cortantes (ISE)

## 6.2 Ejercicio utilizando el modelo elastoplástico de Verdín (2018)

Los parámetros, pruebas de laboratorio y ecuaciones necesarios para desarrollar este ejemplo fueron definidos con anterioridad. Los resultados fueron extraídos de los ensayos realizados por Verdín (2018) y quedan sintetizados en la Tabla 6.1.

Los datos utilizados en común con el ejemplo anterior son los siguientes:

Carga ( $\sigma_{apl}$ ) = 50 kPa = 5.10 ton/m<sup>2</sup>

Humedad:  $w = 23.77\%$

Espesor del estrato analizado:  $H = 1.80$  m

**Tabla 6.1 Resultados**

e unid.	$\epsilon_v$ %	$S_{we}$ % (A)	Succión T. H. MPa	Succión T. S. Mpa	$ds_{ew}/d_s$	$ds_{ew}/d_s$ Escaneo	Succión E. S. Mpa (B)	P' P' = Pc + A*B MPa
1.0062	-	63.73%	0.1611	0.5639	-1.71E-05	-0.0299	0.5639	0.4094
1.0026	-	64.00%	0.1571	0.5533	-1.73E-05	-0.0314	0.5318	0.3903
0.9864	-	65.00%	0.1433	0.5158	-1.82E-05	-0.0376	0.4054	0.3135
0.9726	-	66.00%	0.1304	0.4800	-1.92E-05	-0.0453	0.3175	0.2596
0.9609	-	67.00%	0.1184	0.4461	-2.02E-05	-0.0546	0.2544	0.2204
0.9520	0	67.37%	0.1143	0.4340	-2.06E-05	-0.0586	0.2146	0.1945
0.9617	0.005	68.00%	0.1074	0.4139	-2.13E-05	-0.0661	0.1824	0.1740
0.9713	0.0099	69.00%	0.0971	0.3833	-2.24E-05	-0.0803	0.1539	0.1562
0.9800	0.0144	70.00%	0.0876	0.3543	-2.37E-05	-0.0980	0.1311	0.1418
0.9879	0.0184	71.00%	0.0788	0.3268	-2.50E-05	-0.1202	0.1124	0.1298
0.9953	0.0222	72.00%	0.0707	0.3009	-2.64E-05	-0.1481	0.0969	0.1198
1.0002	0.0247	73.00%	0.0632	0.2763	-2.80E-05	-0.1833	0.0869	0.1135
1.0056	0.0275	74.00%	0.0564	0.2530	-2.96E-05	-0.2284	0.0770	0.1070
1.0121	0.0308	75.00%	0.0500	0.2311	-3.14E-05	-0.2862	0.0664	0.0998
1.0181	0.0339	76.00%	0.0443	0.2105	-3.33E-05	-0.3611	0.0573	0.0936
1.0222	0.036	76.58%	0.0411	0.1990	-3.45E-05	-0.4151	0.0516	0.0895
1.0254	0.0376	77.00%	0.0390	0.1910	-3.54E-05	-0.4591	0.0475	0.0865
1.0304	0.0402	78.00%	0.0342	0.1728	-3.77E-05	-0.5885	0.0411	0.0820
1.0352	0.0427	79.00%	0.0298	0.1556	-4.03E-05	-0.7610	0.0354	0.0780
1.0398	0.045	80.00%	0.0259	0.1396	-4.30E-05	-0.9940	0.0304	0.0744
1.0440	0.0472	81.00%	0.0223	0.1246	-4.61E-05	-1.3128	0.0261	0.0711
1.0478	0.0491	82.00%	0.0191	0.1106	-4.95E-05	-1.7551	0.0224	0.0684
1.0511	0.0508	83.00%	0.0162	0.0976	-5.34E-05	-2.3788	0.0193	0.0660
1.0547	0.0527	84.00%	0.0136	0.0856	-5.77E-05	-3.2745	0.0162	0.0636
1.0580	0.0544	85.00%	0.0114	0.0744	-6.25E-05	-4.5871	0.0135	0.0615
1.0611	0.0559	86.00%	0.0094	0.0642	-6.81E-05	-6.5557	0.0112	0.0596
1.0655	0.0581	86.74%	0.0080	0.0572	-7.27E-05	-8.6646	0.0080	0.0570
1.0661	0.0585	87.00%	0.0076	0.0548	-	-	0.0076	0.0566
1.0683	0.0596	88.00%	0.0061	0.0462	-	-	0.0061	0.0554
1.0702	0.0606	89.00%	0.0048	0.0385	-	-	0.0048	0.0543
1.0720	0.0615	90.00%	0.0037	0.0315	-	-	0.0037	0.0533
1.0734	0.0622	91.00%	0.0028	0.0253	-	-	0.0028	0.0525
1.0747	0.0629	92.00%	0.0020	0.0198	-	-	0.0020	0.0519
1.0757	0.0634	93.00%	0.0014	0.0151	-	-	0.0014	0.0513
1.0766	0.0638	94.00%	0.0009	0.0110	-	-	0.0009	0.0509
1.0772	0.0642	95.00%	0.0006	0.0076	-	-	0.0006	0.0505
1.0783	0.0647	100.00%	0.0000	0.0000	-	-	0.0000	0.0500

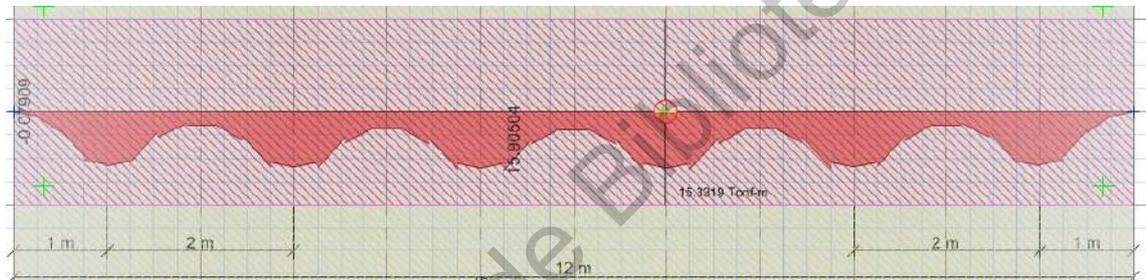
La deformación volumétrica encontrada con los datos definidos anteriormente es la siguiente:  $\varepsilon_v = 0.0647\%$ .

Luego para encontrar el asentamiento considerando un espesor del estrato de  $H = 1.80$  metros se realiza el producto entre la deformación volumétrica y el espesor del estrato analizado, quedando como se especifica a continuación

**Asentamiento promedio del estrato ( $\Delta H$ ):**

$$\Delta H = \varepsilon_v \times H = 0.0647 \times 1.80 = \mathbf{0.116 \text{ m}}$$

A continuación, se calcularon los momentos flectores (Figura 6.6) y esfuerzos cortantes (Figura 6.7) máximos analizando simétricamente la losa por franjas transversales obteniendo los siguientes resultados:



**Figura 6.6.** Diagrama de momentos flectores (Metodología propuesta)

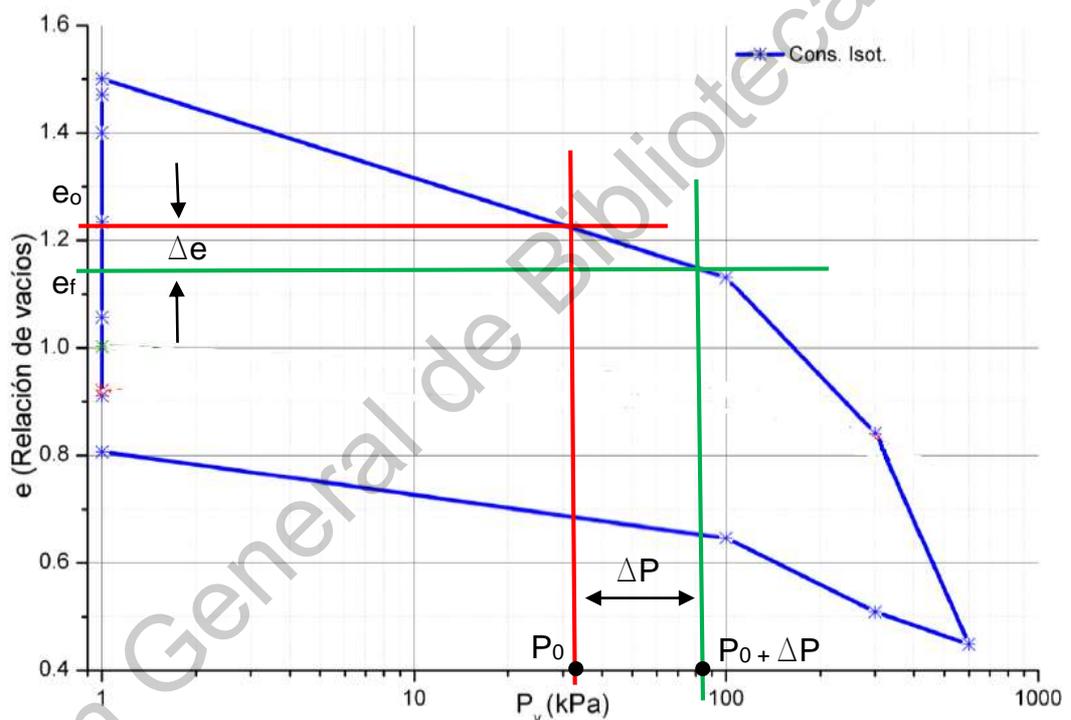


**Figura 6.7.** Diagrama de esfuerzos cortantes (Metodología propuesta)

### 6.3 Ejercicio utilizando la teoría clásica para encontrar el asentamiento por consolidación primaria.

### 6.3.1 Asentamiento total primario

Según (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2008) el asentamiento total primario de un estrato de arcilla de espesor  $H$ , debido a un proceso de consolidación unidimensional, con flujo vertical, inducido por una sobrecarga  $\Delta P$ , actuante en la superficie del mismo, puede determinarse a partir de los datos de la prueba de consolidación. A continuación, en la Figura 6.8 se representa la curva de compresibilidad obtenida de los ensayos realizados por (Verdín, 2018) sobre una muestra inalterada.



**Figura 6.8.** Gráfica de curva de compresibilidad en esfuerzo efectivo (Verdín, 2018)

La presión actual efectiva a una profundidad de 1.80 metros, con  $\gamma_m = 1.855 \text{T/m}^3$  sería de  $P_0 = 32.75 \text{ kPa}$  mientras que el incremento de carga ( $\Delta P$ ) debido a una

carga externa, en este caso de 5.1Ton/m<sup>2</sup>, se determinó mediante la metodología de Boussinesq para carga rectangular con una losa de dimensiones 20.0mx12.0m, obteniéndose como resultado  $\Delta P = 49.43$  kPa, de modo que la ordenada (P) se obtendría de la siguiente forma:  $P = P_0 + \Delta P = 82.18$  kPa. De esta manera se pueden obtener los valores correspondientes de relación de vacíos inicial ( $e_0$ ) y final ( $e_f$ ), necesarios para el cálculo del asentamiento primario mediante la siguiente ecuación 6.1. (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2008).

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H \quad (6.1)$$

$$= \frac{1.23 - 1.14}{1 + 1.23} * 1.8 = \mathbf{0.073m}$$

### 6.3.2 Asentamiento en el centro, medio y borde de la cimentación

Para este caso se considera la presión efectiva por peso propio del suelo, el incremento de la presión efectiva por carga estructural en el borde y centro de la cimentación y el índice de compresibilidad:

$$S = \frac{C_c * H}{1 + e_0} * \log \left( \frac{\bar{P}_0 + \bar{\Delta P}}{\bar{P}_0} \right) \quad (6.2)$$

Donde: S es el asentamiento en metros

$C_c$  es el índice de compresibilidad

H es el espesor del estrato

$e_0$  es la relación de vacíos inicial

$\bar{P}_0$  es el esfuerzo efectivo vertical por peso propio del suelo

$\bar{\Delta P}$  es el esfuerzo efectivo vertical por sobrecarga (Teoría de Boussinesq)

**En el centro:**

Teniendo como base el análisis anterior de la curva de compresibilidad, encontramos que  $C_c=0.57$ ,  $P_0= 32.75 \text{ kPa} = 3.34\text{T/m}^2$ ,  $\Delta P= 49.43\text{kPa}=5.04\text{T/m}^2$ ,  $H=1.80\text{m}$  y  $e_0=1.23$

$$S = \frac{C_c * H}{1 + e_0} * \log\left(\frac{\bar{P}_o + \bar{\Delta P}}{\bar{P}_o}\right) = \frac{0.57 * 1.8}{1 + 1.23} * \log\left(\frac{3.34 + 5.04}{3.34}\right) = \mathbf{0.184m}$$

**En el medio:**

Teniendo como base el análisis anterior de la curva de compresibilidad, encontramos que  $C_c=0.57$ ,  $P_0= 32.75 \text{ kPa} = 3.34\text{T/m}^2$ ,  $\Delta P= 4.92\text{T/m}^2$ ,  $H=1.80\text{m}$  y  $e_0=1.23$

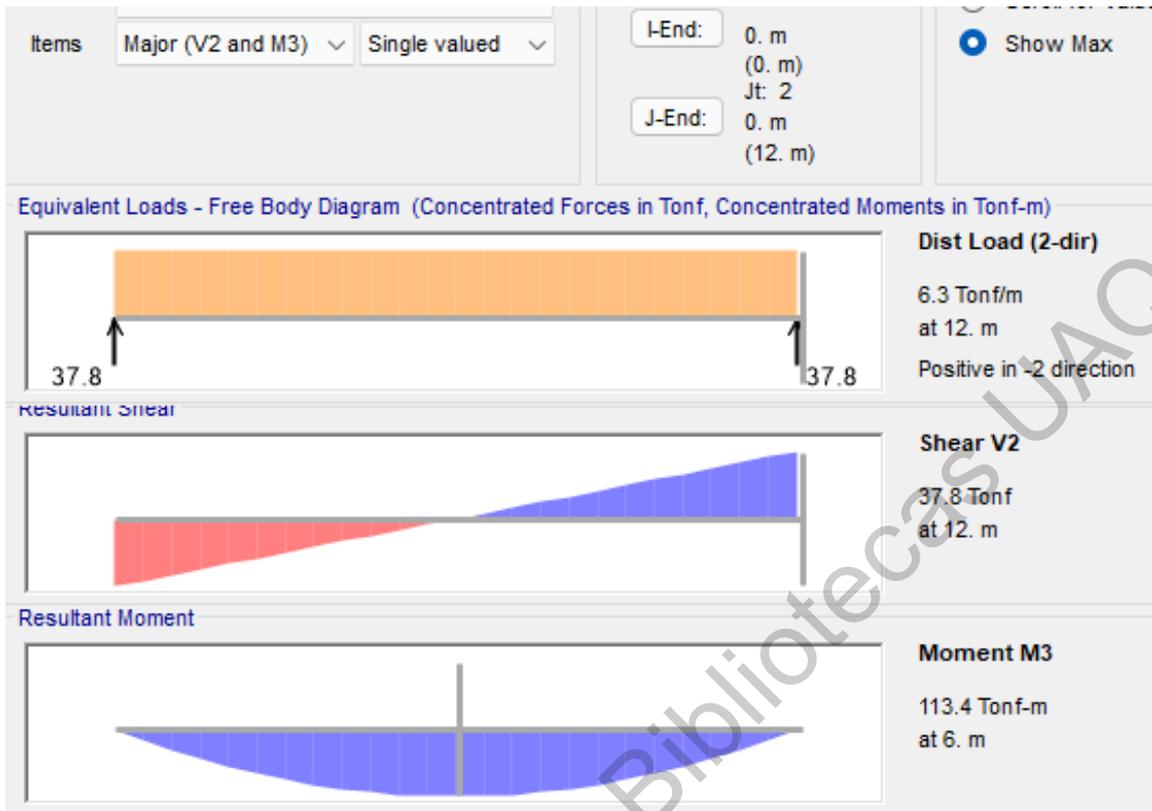
$$S = \frac{C_c * H}{1 + e_0} * \log\left(\frac{\bar{P}_o + \bar{\Delta P}}{\bar{P}_o}\right) = \frac{0.57 * 1.8}{1 + 1.23} * \log\left(\frac{3.34 + 4.92}{3.34}\right) = \mathbf{0.18m}$$

**En el borde:**

Teniendo como base el análisis anterior de la curva de compresibilidad, encontramos que  $C_c=0.57$ ,  $P_0= 32.75 \text{ kPa} = 3.34\text{T/m}^2$ ,  $\Delta P= 2.54\text{T/m}^2$ ,  $H=1.80\text{m}$  y  $e_0=1.23$

$$S = \frac{C_c * H}{1 + e_0} * \log\left(\frac{\bar{P}_o + \bar{\Delta P}}{\bar{P}_o}\right) = \frac{0.57 * 1.8}{1 + 1.23} * \log\left(\frac{3.34 + 2.54}{3.34}\right) = \mathbf{0.113m}$$

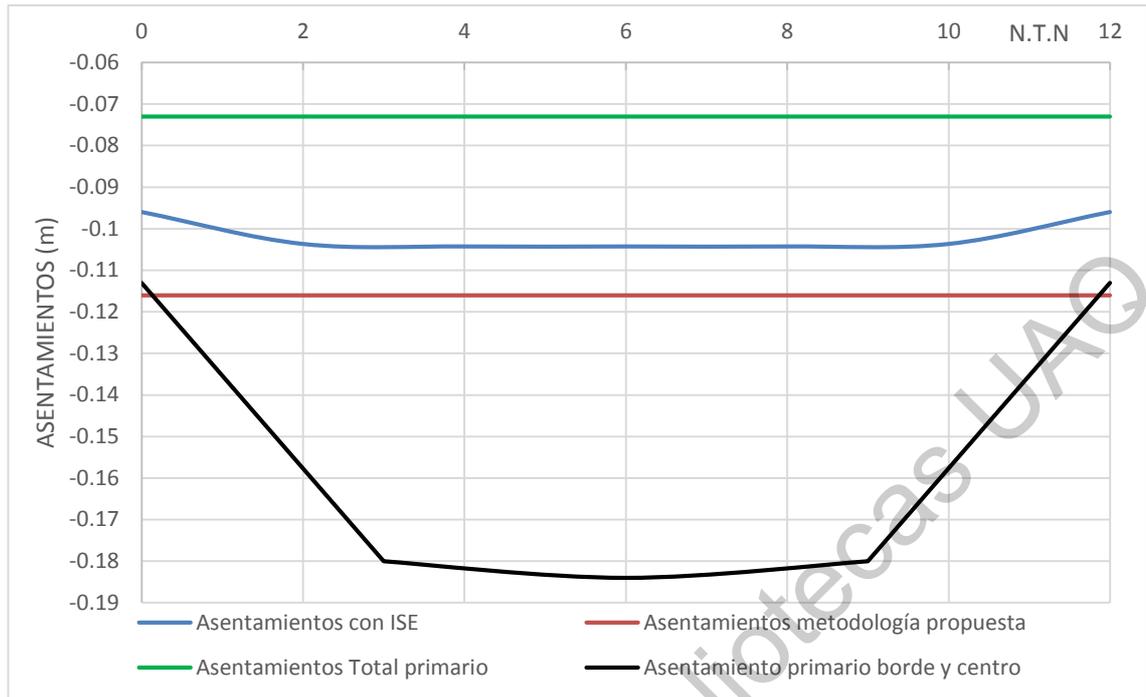
A continuación, se calcularon los momentos flectores y esfuerzos cortantes máximos (Figura 6.9) con métodos tradicionales, haciendo un análisis simétrico como viga ancha.



**Figura 6.9.** Diagramas de momento flector y esfuerzos cortantes (Software SAP, Metodología convencional)

#### 6.4 Comparación gráfica de asentamientos por las diferentes metodologías:

La Figura 6.10 muestra una comparación de los asentamientos obtenidos bajo diferentes metodologías reportadas en la literatura en conjunto con la propuesta en este trabajo.



**Figura 6.10** Resultado del cálculo de los asentamientos con distintas metodologías

## 6.5 Análisis de Resultados

Una vez obtenidos los asentamientos por las diferentes metodologías y concluyendo el diseño geotécnico, se puede proseguir al diseño estructural. Para el ejemplo basado en la metodología de Interacción Suelo-Estructura (ISE) los autores ya incluyen una propuesta para obtener las reacciones utilizando los datos de los desplazamientos verticales calculados.

Para continuar con el diseño teniendo en cuenta la metodología propuesta, una alternativa sencilla para correlacionar los asentamientos encontrados con el cálculo de los elementos mecánicos podría ser la coincidencia de asentamientos en softwares tales como SAFE. Lo anterior consiste en calcular los asentamientos bajo una consideración de carga estática (condición de servicio)

y modificar el coeficiente de balasto hasta coincidir las deformaciones máximas bajo cargas de servicio con el asentamiento estimado por la metodología propuesta, para posteriormente continuar con el diseño estructural teniendo en cuenta estas consideraciones, encontrando los diagramas de momento y cortante tal y como se muestra en las Figuras 6.6 y 6.7. Este método es aplicable cuando existe información confiable sobre las propiedades elásticas del terreno, por tal motivo no se recomienda para las deformaciones verticales encontradas mediante las teorías tradicionales ya que quedarían diseños bastantes sobredimensionados.

Para el caso de los asentamientos encontrados por la metodología clásica, el diseño de la losa de cimentación se puede efectuar por dos métodos convencionales: método rígido convencional y el método flexible aproximado. También se pueden emplear los métodos de elementos finitos y de diferencias finitas. En este caso se consideró un problema simétrico haciendo un análisis como viga ancha utilizando la misma carga distribuida de los ejemplos anteriores, pero en este caso mediante el software para análisis y diseño de estructuras SAP (Figura 6.9).

De manera general tanto la metodología de Interacción Suelo-Estructura como la propuesta en este trabajo arrojan mejores resultados, muy similares entre sí, en cuanto asentamientos y diagramas de momento y cortante en comparación con los valores encontrados a través de la metodología tradicional. Siendo estos últimos considerablemente mayores, se puede decir que la metodología propuesta ofrece una optimización bastante atractiva del diseño de cimentaciones superficiales sobre suelos parcialmente saturados y potencialmente expansivos. Por lo que la elección de este método no solo implicaría menos costos, sino que también impulsa el empleo de nuevas vías de cálculo para el desarrollo del conocimiento en esta rama de la mecánica de suelos no saturados.

## 7. CONCLUSIONES Y/O RECOMENDACIONES

Durante los últimos años, el estudio de los suelos con presiones de expansión elevadas o cambios volumétricos considerables, ha tomado especial auge debido a los cuantiosos daños que estos pueden llegar a causar.

Muchas de las metodologías que actualmente se encuentran en la literatura mantienen un enfoque más tradicional, sin tener en cuenta la variabilidad que presenta el suelo con la humedad o sus condiciones reales.

En este trabajo se propone una metodología de diseño de cimentaciones superficiales que considere los esfuerzos efectivos como parámetro para el cálculo de la resistencia y una adecuada predicción de los asentamientos. Como parte esencial, para lograr tal propósito se llevó a cabo la implementación del modelo constitutivo elastoplástico desarrollado por Verdín (2018). Con este modelo como herramienta principal, se encuentran las deformaciones volumétricas que un determinado tipo de suelo puede llegar alcanzar. Posteriormente con estos resultados, dependiendo del espesor del estrato analizado, se pueden conocer los valores de los asentamientos a la profundidad deseada.

De manera comparativa se analizan tres ejemplos utilizando los datos de la caracterización geotécnica del suelo de Jurica, el cual está ampliamente estudiado y presenta una extensa información geológica-mecánica. En uno de los ejemplos se utiliza una de las metodologías más recientes de interacción suelo-estructura (ISE) y desplazamientos horizontales, desarrollada y enriquecida por varios autores, en el otro parte de la metodología propuesta en este trabajo que aborda el tema de obtención de asentamientos, y por último un ejemplo utilizando el método tradicional descrito inicialmente por Terzaghi, el cual sigue siendo ampliamente utilizado actualmente.

Es importante señalar que los dos primeros enfoques utilizan las pruebas del oedómetro y succión, como parte del proceso de inserción de los parámetros presión de expansión y esfuerzo efectivo, además de tomar en cuenta los cambios del contenido de humedad. Los resultados obtenidos de esta comparación muestran que el método propuesto no está alejado de la realidad. La predicción de los valores de asentamientos fue muy similar en ambos casos, 0.116 m para el ejemplo utilizando la metodología definida en esta tesis y de 0.104 m para el procedimiento de interacción suelo-estructura analizado, lo cual quiere decir que las variables fueron insertadas correctamente.

Las deformaciones verticales obtenidas mediante la teoría clásica fueron superiores en comparación con la metodología propuesta y el modelo de interacción suelo estructura, marcando una diferencia entre los 7 y 8 cm.

De manera general es factible el empleo de la metodología propuesta en este trabajo para el cálculo de los asentamientos en los suelos expansivos y parcialmente saturados ya que se demostró que las deformaciones verticales que se obtienen son menores que los obtenidos utilizando los modelos clásicos de la mecánica de suelos; por lo tanto, el empleo de los mismos no solo garantiza diseños más optimizados y menos costosos; sino que implementa el empleo de nuevas vías de cálculo para el desarrollo del conocimiento en esta rama de la mecánica de suelos no saturados.

Para establecer que la metodología propuesta produce mejores resultados que los demás métodos, se propone o se recomienda se hagan mediciones en las estructuras una vez ya construidas que confirmen los resultados encontrados.

## 8. REFERENCIAS

- Alonso, E., Gens, A., & Josa, A. (1990). *A constitutive model for partially saturated soils*.
- Alonso, E., Vaunat, J., & Gens, A. (1999). *Modelling the mechanical behaviour of expansive clays*.
- Anand, J., Sireesh Saride, E., R. Hoyos, L., & Soheil, N. (2009). Recommendations for design, construction and maintenance of bridge approach slabs: synthesis report. Texas: Department of Civil Engineering, The University of Texas at Arlington.
- Araiza, A. (2012). *Deformación Volumétrica en suelos no saturados*.
- ASTM D-5298-94. (1994). *Standard test method for measurement of soil potential*.
- ASTM, D.-4. (2014). Standard test methods for one-dimensional swell or collapse of soils. *ASTM*.
- Ayala Ibarra, T. I. (2008). *Influencia del potencial de expansión en la predicción de asentamientos*. Querétaro: Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UAQ.
- Ballinas Mijango, R. (2006). *Suelos Expansivos*. UNAM, Facultad de Ingeniería.
- Bishop, A. (s.f.). *The effective stress principle*. Tek. Ukebl. A.
- Bulut, R., & Leong, E. (2008). Indirect Measurement of Suction . *Geotechnical and Geological Engineering* , 26 (6).
- Cabrera , A. (2001). *Determinación de la expansión volumétrica por hidratación en suelo expansivo y su influencia en el análisis y diseño de*

*cimentaciones*. Querétaro, Querétaro: Universidad Autónoma de Querétaro, Facultad de Ingeniería.

Chávez, H. (2015). *Modelo Constitutivo para suelos no saturados*.

D5298, A. (2016). "Standard Test Method for Measurement of Soil Potencial (Suction) Using Filter Paper". ASTM International.

Elarabi, H. (1997). Damage mechanism of expansive soils Paper 47., (págs. 371-378).

Galaviz, J. R. (2013). *Predicción de asentamientos de cimentaciones superficiales mediante análisis de interacción suelo expansivo-estructura de cimentación*. Querétaro: Universidad Autónoma de Querétaro, Facultad de Ingeniería.

Guerrero García, C. (2013). *INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA EN ARCILLAS EXPANSIVAS*. México, D.F: Universal Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería.

Hoffmann, C. (2005). *Caracterización hidromecánica de mezclas de pellets de bentonita. Estudio experimental y constitutivo*.

Huanca, S. (2007). *Mecánica de Suelos No Saturados en el Diseño y Construcción de Cimentaciones Superficiales*. Ponencia del XII Congreso Internacional y XVIII Congreso Nacional de Estudiantes de Ingeniería Civil. Armenia, Quindío. ANEIC-Colombia.

Méndez Salas, & Pineda Núñez. (2011). *Comportamiento de Cimentaciones en Suelos Expansivos*. UNAM, Facultad de Ingeniería.

Nelson, J., & Miller, D. (1992). *Expansive Soils: Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering*. New York.

- Nuth, M., & Laloui, L. (2008). Advances in modelling hysteretic water retention curve in deformable soils. *Computers and Geotechnics*, 35, 835-844.
- Oberg, A.-L., & Salfors, G. (1995). A rational approach to the determination of the shear strength parameters of unsaturated soils. *1st Int. Conf. on Unsaturated Soils*. Paris .
- Patrone, J., & Prefumo, E. (2005). La acción de los suelos expansivos sobre las cimentaciones. Método de prevención y control. *PRIMERAS JORNADAS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES*. Montevideo: Facultad de Ingeniería de la Universidad de Montevideo.
- Rajapakse, R., CCM, CCE, & PE. (2008). Pile Design in Expansive Soils. *Pile Design and Construction Rules of Thumb*.
- Rogers, N., Olshansky, R., & Rogers, R. (2004). *Damage to foundations from expansive soils*.
- Rojas Gonzalez, E. (2008). *Equivalent Stress Equation for Unsaturated Soils. II: Solid-Porous Model*.
- Rojas González, E. (2018). Un modelo general para suelos no saturados totalmente acoplado. *Digital Ciencia @UAQRO*.
- Rojas González, E., & Chávez, O. (2013). Volumetric behavior of unsaturated soils. *Can. Geotech, J.* 222:209–222.
- Rojas, E. (2006). Equivalent stress for unsaturated soils. *3rd Int. Conf. On Unsaturated Soils*. Arizona.
- Sheng, D. (2011). *Constitutive modelling of unsaturated soils: Discussion of fundamental principles. Unsaturated soils*.

- Sheng, D., Gens, A., & Fredlund, D. (2008). *Unsaturated soils: From constitutive modelling to numerical algorithms*.
- UWE. (2000). *Foundations*. Faculty of Environment and Technology, University of the West of England.
- Verdín, C. I. (2018). *Modelación de Suelos Expansivos Mediante Esfuerzos Efectivos*. Querétaro: Universidad Autónoma de Querétaro.
- Wheeler, S., Sharma, R., & Buisson, M. (s.f.). *Coupling of hydraulic hysteresis and stress–strain behaviour in unsaturated soils*. 2003.
- Wray, W. (1995). *So your home is built on expansive soils*. American Society of Civil Engineers .
- Yenes, M., Nespereira, J., Blanco, J., Suárez, M., Monterrubio, S., & Iglesias, C. (2012). Shallow foundations on expansive soils: a case study of the El Viso Geotechnical Unit, Salamanca, Spain. *Earth and environmental science, Bulletin of engineering geology and the environment*.
- Yuk Gehling, W. Y. (1994). *Suelos Expansivos: estudio experimental y aplicación de un modelo teórico*. España.
- Zazueta Rodríguez, R. (s.f.). *Modelo Constitutivo para suelos expansivos a partir de la ecuación de esfuerzos efectivos de Bishop*.
- Zeevaert, L. (1973). *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*. New York, USA: Edit. Van Nostrand Reinhold.
- Zepeda, G. J. (2004). *Mecánica de Suelos no Saturados*. Querétaro: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos .