

### III.- ESTIMACIÓN DE MOVIMIENTOS

En a la actualidad existen varios procedimientos aplicables a la predicción del fenómeno de expansión y contracción de las arcillas, estos los podemos clasificar en tres amplias categorías: métodos teóricos, métodos semiempíricos y métodos empíricos. Muchos de estos procesos están desarrollados en base a cada proyecto, de las condiciones de sitio y de un buen juicio ingenieril.

El cambio de volumen en un suelo expansivo es generalmente causado por variaciones de humedad que provocan cambios en los esfuerzos de succión del suelo ( $u_a - u_w$ ), preámbulo básico para el desarrollo de nuestras estimaciones.

En el presente capítulo se muestran los métodos para la predicción de este fenómeno con especial enfoque al método teórico, donde se utiliza el consolidómetro, y se presentará un caso en donde se empleen los resultados arrojados por esta prueba de laboratorio.

Las pruebas más comunes para predecir la expansión de un suelo involucran el uso de aparatos de consolidación unidimensional u odómetros. Varias secuencias de carga y aplicación de presión de recarga han sido usadas en un intento para igualar las condiciones en sitio.

#### III.A Prueba de saturación bajo carga

Consiste en una cargar inicialmente de una muestra insaturada para un esfuerzo determinado. La muestra es después llevada hasta la expansión bajo carga cuando el agua es añadida. La carga inicial puede representar la sobrecarga, sobrecarga debido a una obra de ingeniería, o alguna otra carga necesaria para el estudio. Después de la expansión de la muestra, ésta es cargada más allá de la carga inicial y descargada de la manera convencional. La presión de expansión está usualmente definida como la presión requerida para comprimir y volver a comprimir la expansión generada al absorber agua regresándola a su volumen inicial. Una idealización de esta prueba es mostrada en el Gráfico III.1:

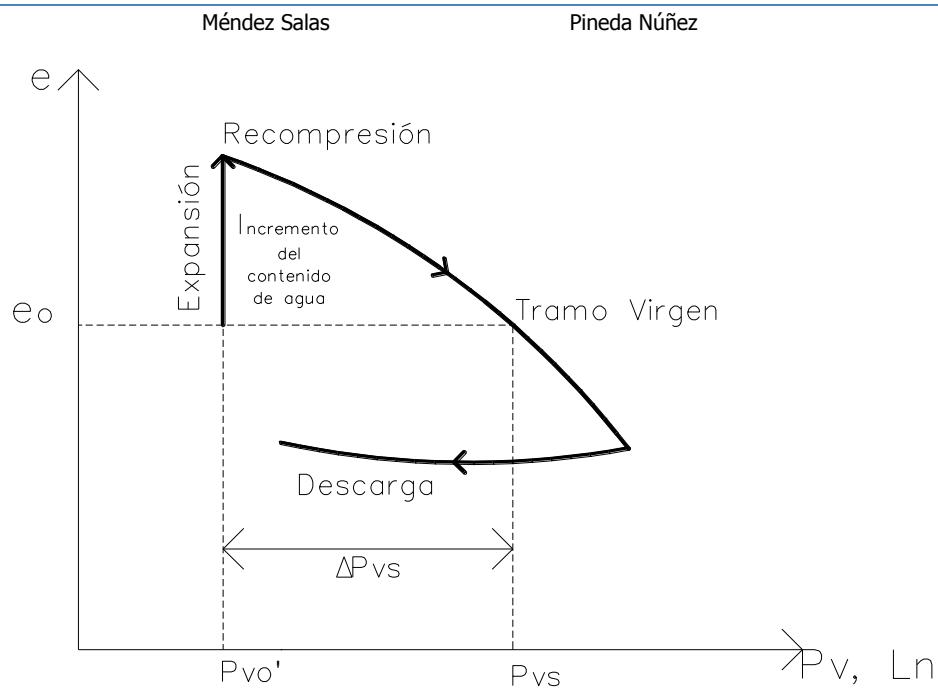


Gráfico III.1 Prueba Saturación bajo Carga.

En esta figura  $P_{v0}'$  representa el esfuerzo al cual la muestra está humedecida y  $P_{vs}$  representa la presión de expansión de acuerdo a la definición antes mencionada.

### III.B Prueba de presión de expansión

El procedimiento de esta prueba implica la saturación de la muestra dentro del consolidómetro mientras se previene la expansión de la misma. La presión de expansión es registrada como el esfuerzo máximo aplicado para mantener el volumen constante. Una vez que la presión de expansión se detiene, después de haber humedecido el suelo, la muestra se puede recuperar eliminando las cargas por completo o paulatinamente. Alternativamente la muestra puede ser cargada más allá de la presión de expansión y descargada siguiendo la prueba de consolidación convencional.

Los gráficos idealizados de los datos de la prueba de presión de expansión son mostrados en los Gráficos III.2 y III.3

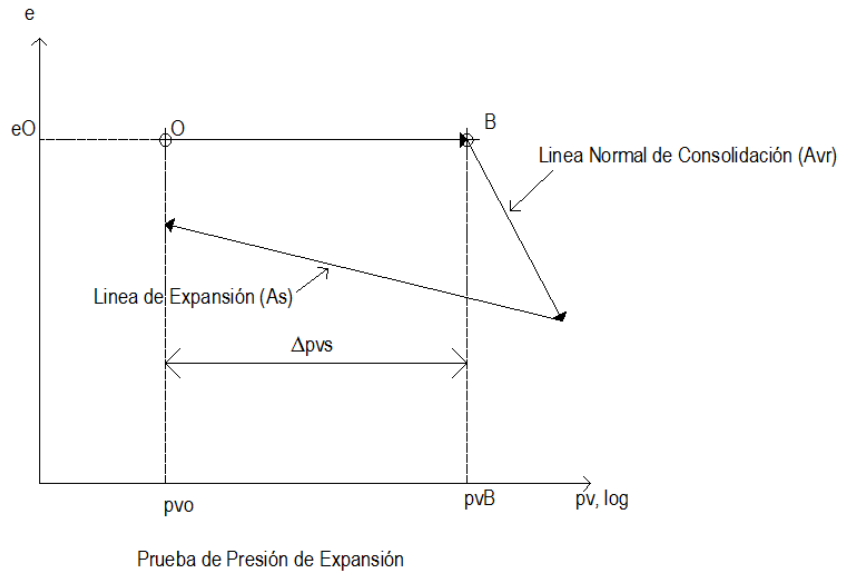


Gráfico III.2 Prueba consolidada más allá de la presión de expansión.

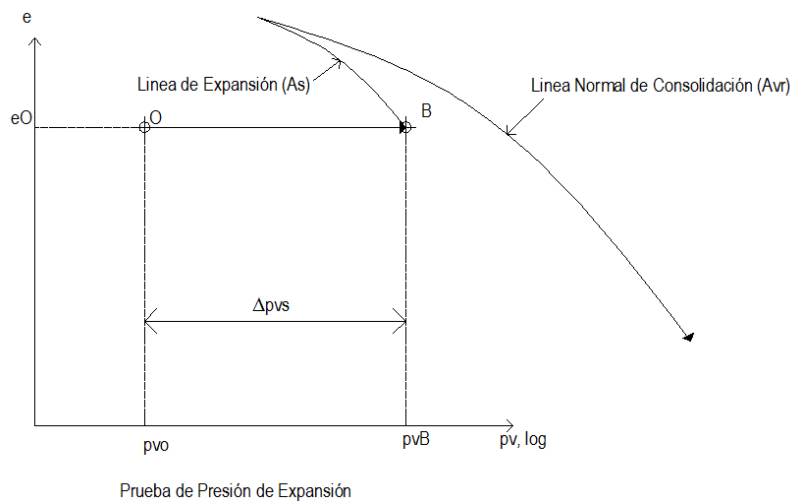


Gráfico III.3 Muestra recuperada de la presión de expansión y después consolidada.

### III.C Relaciones constitutivas para suelos expansivos

Las deformaciones que se presentan en un suelo no saturado podemos atribuir las a dos causas y a partir de éstas podemos desarrollar nuestra teoría de estimación de movimientos; estas son: los incrementos causados por una sobrecarga de una estructura y por la variación de succión de un suelo.

Los esfuerzos que son causados por las cargas de la estructura pueden ser calculados con las herramientas de la mecánica de suelos. Como consiguiente la

deformación del suelo es la suma algebraica de la deformación debida a los incrementos de cargas externas más la deformación como consecuencia de los cambios de la succión del suelo.

### III.C.1 Deformación debido al incremento de carga externa.

Considerando un elemento de suelo sujeto a carga debido al peso de un suelo. La presión de confinamiento inicial es:

$$p_{co} = \frac{p_{vo} + p_{ho} + p_{ho}}{3}$$

dónde:

$p_{vo}$  es el esfuerzo normal vertical

$p_{ho}$  es el esfuerzo normal horizontal

Pero,  $p_{ho} = k_o p_{vo}$ , después

$$p_{co} = \frac{(1 + 2k_o)}{3} p_{vo}$$

Si el suelo está cementado y está sujeto a la succión del suelo  $p_s$ , la presión de confinamiento inicial  $p_{beo}$  es:

$$p_{beo} = p_{cie} + p_{co} + b_5 p_a \left( \frac{p_s}{p_a} \right)^n$$

$p_{cie}$  es la presión interna debido a la cementación,

$p_s$  es la magnitud de la succión del suelo,

$b_5 \approx 1$  y,

$p_a$  es la presión atmosférica con valor de 101.3 kPa

Una obra de ingeniería civil causa sobre un elemento de suelo los incrementos de carga  $\sigma_z, \sigma_x$  y  $\sigma_y$ . Éstos se muestran en la siguiente Figura I.1:

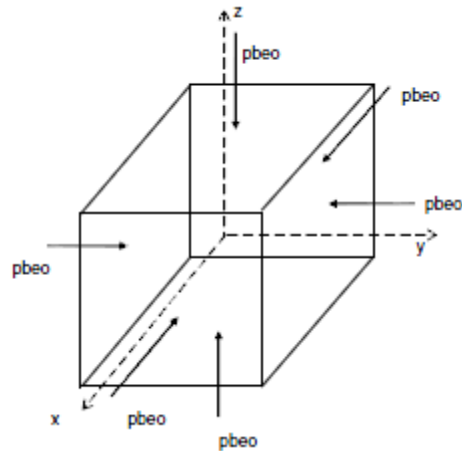


Figura III.1 Presión de confinamiento inicial

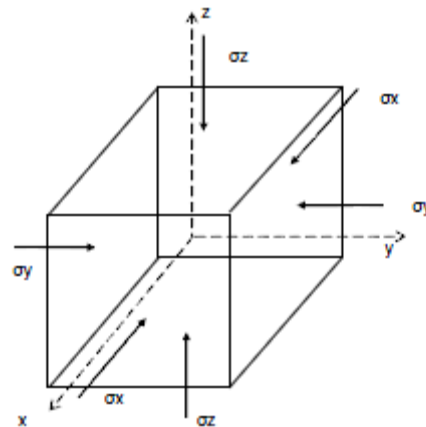


Figura III.1 Incrementos de esfuerzos debido a la presencia de una estructura de ingeniería

$$\varepsilon_z = \frac{[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]}{A};$$

Dónde:

A es el módulo de rigidez del suelo

$\nu$  es la el módulo de Poisson

Considerando un grosor pequeño del elemento  $\Delta z_0$ , después

$$a_1 = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} \text{ despejando } \sigma_x = a_1 \sigma_z$$

$$a_2 = \frac{\sigma_y}{\sigma_z} \text{ despejando } \sigma_y = a_2 \sigma_z$$

Sustituyendo la ecuación  $a_1$  y  $a_2$  la ecuación en  $(\varepsilon_z)$ , tenemos

$$\varepsilon_z = \frac{\{\sigma_z[1 - \nu(a_1 + a_2)]\}^r}{A}$$

Dejemos que:

$$f = 1 - \nu(a_1 + a_2)$$

$$\varepsilon_z = \frac{[f(\sigma_z)]^r}{A}$$

Considerando ahora la acción del esfuerzo de confinamiento. Para el estado de esfuerzos mostrados en la figura III.2, la presión de confinamiento es:

$$p_{be} = p_{beo} + \Delta p_{be}$$

$$\Delta p_{be} = \frac{\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y}{3}$$

$$\Delta p_{be} = b_1 \sigma_z + b_2 (\sigma_x + \sigma_y);$$

$$\text{donde } b_1 = b_2 = \frac{1}{3}$$

sustituyendo la ecuación  $a_1$  y  $a_2$  en la ecuación ( $\Delta p_{be}$ )

$$\Delta p_{be} = c \sigma_z$$

$$c = b_1 + b_2(a_1 + a_2)$$

$$p_{be} = p_{beo} + c \sigma_z$$

Se propone al siguiente ecuación constitutiva para el cálculo de esfuerzo en el elemento de suelo de la figura 2

$$\frac{d(\Delta z)}{\Delta z} = -\frac{1}{A} \frac{\left(\frac{f\sigma_z}{p_a}\right)^r d\left(\frac{f\sigma_z}{p_a}\right)}{\left(\frac{p_{beo} + c\sigma_z}{p_a}\right)^s}$$

A, r y s son propiedades del suelo. Para fines prácticos podemos tomar en suelos cohesivos  $r = 0$ , y  $s = 1$ . Integrando la ecuación  $\left(\frac{d(\Delta z)}{\Delta z}\right)$ : para  $\sigma_z$  variando de 0 a  $\sigma_z$ , el grosor cambia de  $\Delta z_0$  a  $\Delta z_f$  después:

$$\int_{\Delta z_0}^{\Delta z_f} \frac{d(\Delta z)}{\Delta z} = -\int_0^{\sigma_z} \frac{1}{A} \frac{d(f\sigma_z)}{p_{beo} + c\sigma_z}$$

$$\frac{\Delta z_f}{\Delta z_0} = \left( \frac{p_{beo} + c\sigma_z}{p_{beo}} \right)^{-\frac{f}{cA}}$$

Pero en la figura III.3:

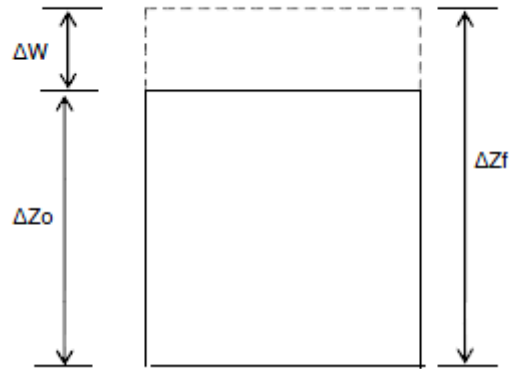


Figura III. 2 Deformación del elemento de suelo.

$$\Delta z_f = \Delta z_0 + \Delta w, \quad \frac{\Delta z_f}{\Delta z_0} = 1 + \frac{\Delta w}{\Delta z_0}$$

Suponiendo:  $\delta_z = -\Delta w$  tenemos

$$\delta_z = \left[ 1 - \left( \frac{p_{beo} + c\sigma_z}{p_{beo}} \right)^{-\frac{f}{cA}} \right] [\Delta z_0]$$

En arcillas expansivas el estado de esfuerzos es para la línea de recompresión o para la línea de consolidación normal. Después:

Para la línea de recompresión:

$$\delta_z = \left[ 1 - \left( \frac{p_{beo} + c\sigma_z}{p_{beo}} \right)^{-\frac{f}{cA_s}} \right] [\Delta z_0]$$

Para la línea de consolidación normal:

$$\delta_z = \left[ 1 - \left( \frac{p_{beo} + c\sigma_z}{p_{beo}} \right)^{-\frac{f}{cA_{vr}}} \right] [\Delta z_0]$$

### III.C.2 Esfuerzo debido a la absorción de agua por las partículas del suelo.

En los suelos arcillosos las moléculas de agua se introducen en los granos sólidos: cuando una molécula de agua se introduce entre dos plaquetas de una partícula de suelo, sus cargas eléctricas son empujadas además esto provoca un aumento en su polaridad que trae como consecuencia la atracción otras moléculas de agua. Adicionalmente las cargas eléctricas sobre la superficie de las plaquetas también se concentran, con esto hace que incremente la separación entre las plaquetas y así el número de moléculas entre ellas: se incrementa el volumen de las partículas (Alonso, 2008).

Por otra parte, cuando la succión disminuye el fenómeno denominado de doble capa se incrementa. Por consiguiente el suelo sufre un cambio de volumen debido a variaciones de succión (resultado de la variación del contenido de agua). Para calcular estos esfuerzos se propone la siguiente ecuación constitutiva:

$$\frac{dV}{V} = - \frac{1}{B_a} \frac{d(b_4 p_s)}{p_c + b_4 p_s}$$

$V$  =volumen del suelo,  $b_4 \approx 1$ ,  $B_a$  = propiedad del suelo

$$p_c = p_{co} + \sigma_c$$

$$\sigma_c = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

Cuando la succión cambia de  $p_{so}$  a  $p_{sf}$  ( $p_{so} < p_{sf}$ ) el espesor del elemento del suelo disminuye de  $V_o$  a  $V_f$  entonces:

$$\int_{V_o}^{V_f} \frac{dV}{V} = \int_{p_{so}}^{p_{sf}} - \frac{1}{B_a} \frac{d(b_4 p_s)}{p_c + b_4 p_s}$$

$$\frac{V_f}{V_o} = \left( \frac{p_c + b_4 p_{sf}}{p_c + b_4 p_{so}} \right)^{1/B_a}$$

Dejemos que  $\varepsilon_{va}$  sea la deformación volumétrica, entonces se tiene que:

$$\varepsilon_{va} = \frac{\Delta V}{V_o} = \frac{V_o - V_f}{V_o} = 1 - \frac{V_f}{V_o}$$



$$\varepsilon_{va} = 1 - \left( \frac{p_c + b_4 p_{sf}}{p_c + b_4 p_{so}} \right)^{1/B_a}$$

La ecuación anterior nos da la deformación volumétrica del elemento del suelo. Si  $\varepsilon_{va}$  es positivo el elemento del suelo de contrae, pero si  $\varepsilon_{va}$  es negativo el elemento se expande. Para fines prácticos  $b_4 \approx 1$ .

En la ingeniería práctica necesitamos calcular las deformaciones  $\varepsilon_{za}$ , estas son obtenidas con el siguiente procedimiento.  $\varepsilon_{va} \cong \varepsilon_{xa} + \varepsilon_{ya} + \varepsilon_{za}$

Tabla III. 1

| Caso   | Variables   | $\varepsilon_{za}$                                  |
|--|---|---|
| Grietas en el subsuelo                       | $\varepsilon_{xa} \cong \varepsilon_{ya} = 0$                       | $\varepsilon_{za} \cong \varepsilon_{va}$           |
| Si hay un patrón de grietas en una dirección | $\varepsilon_{ya} = 0$<br>$\varepsilon_{xa} \cong \varepsilon_{za}$ | $\varepsilon_{za} \cong \frac{\varepsilon_{va}}{2}$ |
| Si hay dos patrones de grietas               | $\varepsilon_{xa} \cong \varepsilon_{ya} \cong \varepsilon_{za}$    | $\varepsilon_{za} \cong \frac{\varepsilon_{va}}{3}$ |

La magnitud de la succión de puede obtener por medio de ensayos de laboratorio y/o campo como se vio anteriormente.

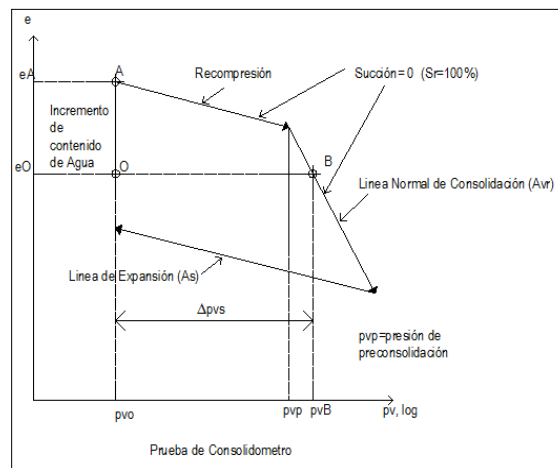


Gráfico III. 4 Prueba de Consolidómetro

De manera aproximada, nosotros podemos obtener el valor de la succión a través de la prueba de consolidómetro. Ésta se explicó anteriormente.

De este procedimiento se obtiene que:

$\Delta P_{cs} = b_5 P_a \left( \frac{P_{so}}{P_a} \right)^n$  Donde se tiene que  $P_{so} = P_a \left( \frac{\Delta P_{cs}}{b_5 P_a} \right)^{\frac{1}{n}}$  y finalmente se obtiene el valor de  $B_a$  que resulta ser:

$$B_a = - \frac{\ln \left( \frac{P_{co}}{P_{co} + b_4 P_{so}} \right)}{\ln \left( \frac{1 + e_A}{1 + e_O} \right)}$$

El modulo  $A_s$  es obtenido en la rama de expansión, teniendo en cuenta que en arcillas expansivas  $p_{cie} = 0$ . Los puntos  $(p_{v1}, e_1)$  y  $(p_{v2}, e_2)$  son valores localizados dentro de la línea de expansión con la siguiente condición  $(p_{v1} > p_{v2})$ , se tiene que:

$$A_s = - \frac{3(1 - k_o)}{1 - k_o} \frac{\ln \left( \frac{P_{v2}}{P_{v1}} \right)}{\ln \left( \frac{1 + e_2}{1 + e_1} \right)}$$

$A_{vr}$  es obtenido de la misma manera.

Como nosotros hemos comentado, la deformación de un suelo expansivo es la suma algebraica del asentamiento gracias a incrementos de carga externa más la absorción del agua por las partículas que conforman el suelo.

### III.D Cálculo de expansión

Se planea analizar el comportamiento de suelo de dos predios. Las estratigrafías correspondientes a los predios 1 y 2 se pueden observar en las siguientes ilustraciones. La construcción corresponde a una casa habitación de 8m x 16m en planta en cada predio. Del análisis estructural se puede saber que la carga que transmite dicho inmueble es de 25 kPa (2.55 Ton/m<sup>2</sup>).

## Comportamiento de Cimentaciones en Suelos Expansivos

Méndez Salas

Pineda Núñez

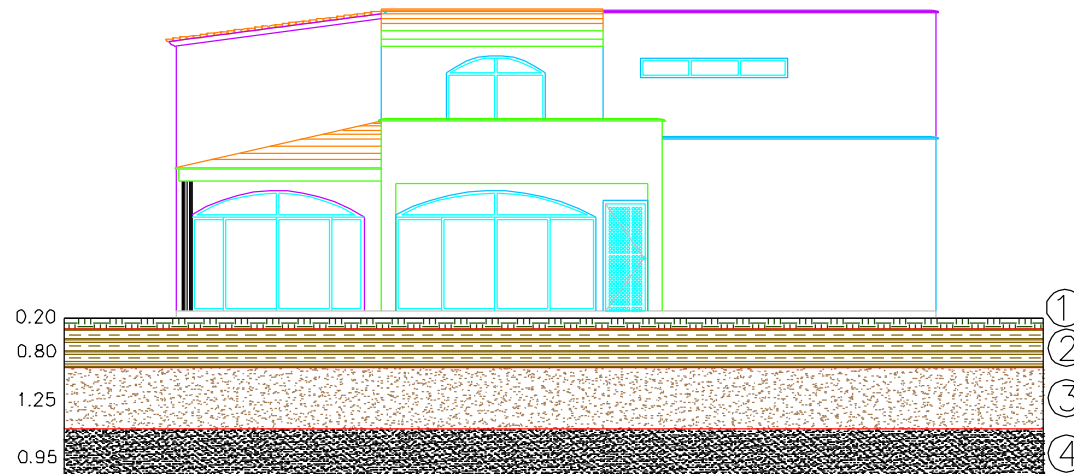


Ilustración III.1 Estratigrafía del predio 1.

Tabla III.1 Datos del perfil del suelo del predio 1.

| Estrato | Profundidad |      | Descripción                                   | Contenido de agua | Compacidad o consistencia | Gs   | Cohesión (estado natural) | Cohesión (saturado) | $\phi$ | $\gamma$ |
|---------|-------------|------|---|-------------------|---------------------------|------|---------------------------|---------------------|--------|----------|
|         | m           | m    |   |                   |                           |      |                           |                     |        |          |
| 1       | 0           | 0.20 | Tierra vegetal                                |                   |                           |      |                           |                     |        |          |
| 2       | 0.20        | 1.00 | Arcilla café oscuro de alta plasticidad       | 12.90             | Muy dura                  | 2.67 | 525                       | 24.00               |        | 16.780   |
| 3       | 1.00        | 2.25 | Arcilla limosa café claro, con grumos blancos | 9.26              | Firme                     |      |                           |                     |        |          |
| 4       | 2.25        | 3.2  | Arena arcillosa                               |                   | Media a firme             |      |                           |                     |        |          |

| Estrato | Profundidad de a |      | SUCS | Límite líquido | Límite plástico | Índice plástico | %Grava | % Arena | % Finos |
|---------|------------------|------|------|----------------|-----------------|-----------------|--------|---------|---------|
|         | m                | m    |      |                |                 |                 |        |         |         |
| 1       | 0                | 0.20 |      |                |                 |                 |        |         |         |
| 2       | 0.20             | 1.00 | CH   | 57.3           | 26.4            | 30.9            | 2      | 24.9    | 73.1    |
| 3       | 1.00             | 2.25 | CL   | 39.2           | 23.9            | 15.3            | 18.8   | 27.3    | 51.9    |
| 4       | 2.25             | 3.2  |      |                |                 |                 |        |         |         |

## Comportamiento de Cimentaciones en Suelos Expansivos

Méndez Salas

Pineda Núñez

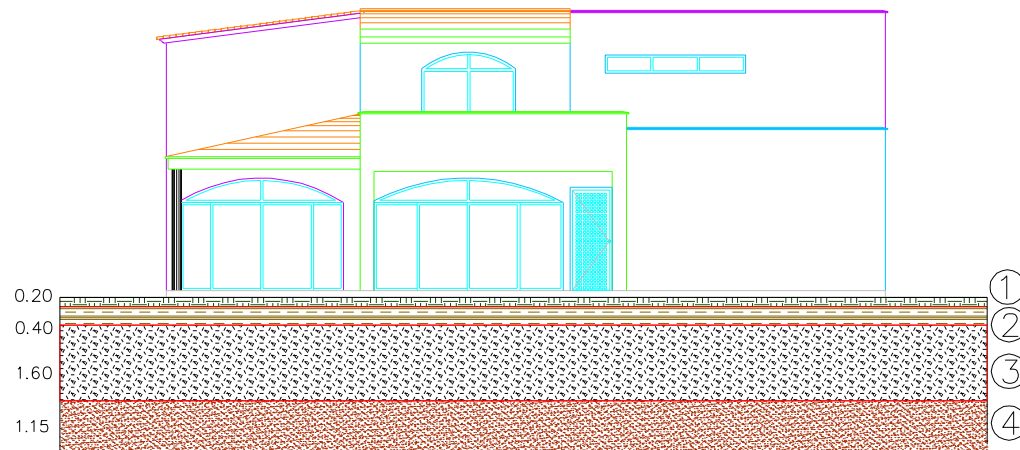


Ilustración III.2 Estratigrafía del predio 2

Tabla III.2 Datos del perfil del suelo del predio 2

| Estrato | Profundidad |      | Descripción                                   | Contenido de agua | Compacidad o consistencia | G <sub>s</sub> | Cohesión (estado natural) | Cohesión (saturado) | φ | γ                 |
|---------|-------------|------|---|-------------------|---------------------------|----------------|---------------------------|---------------------|---|-------------------|
|         | m           |      |   | %                 |                           |                | kPa                       | kPa                 | ° | kN/m <sup>3</sup> |
| 1       | 0           | 0.20 | Tierra vegetal                                |                   |                           |                |                           |                     |   |                   |
| 2       | 0.20        | 0.60 | Arcilla café con raíces                       |                   | Firme                     |                |                           |                     |   |                   |
| 3       | 0.60        | 2.20 | Grava empacada en arcilla                     | 9                 | Firme                     | 2.85           | 472.5                     | 41.5                |   | 19.93             |
| 4       | 2.20        | 3.3  | Limo arenoso café rojizo, con gravas aisladas | 11.1              | Media a firme             |                |                           |                     |   |                   |

| Estrato | Profundidad |      | SUCS | Límite líquido | Límite plástico | Índice plástico | %Grava | % Arena | % Finos |
|---------|-------------|------|------|----------------|-----------------|-----------------|--------|---------|---------|
|         | m           |      |      | %              | %               | %               | G      | S       | F       |
| 1       | 0           | 0.20 |      |                |                 |                 |        |         |         |
| 2       | 0.20        | 0.60 |      |                |                 |                 |        |         |         |
| 3       | 0.60        | 2.20 | CH   | 54.2           | 7               | 47.2            | 21.7   | 21.6    | 56.7    |
| 4       | 2.20        | 3.3  | CL   | 46             | 24.7            | 21.3            | 11.1   | 27.9    | 61      |

La construcción de la estructura se realizará en la estación seca, es decir cuando la magnitud de la succión del suelo es mayor. El valor de esta presión (succión) se calculó por medio de procedimientos hechos en campo,  $P_s=820$  kPa (83.59 Ton/m<sup>2</sup>). De acuerdo a los registros de la zona se ha detectado que después de la temporada de lluvia la succión disminuye a un valor de 60 kPa (6.12 Ton/m<sup>2</sup>).

De la prueba a través del consolidómetro se pudieron obtener las siguientes propiedades del suelo:

### Prueba de consolidación

Datos generales

Obra: Chihuahua

Sondeo: PCA - 5

Prof.: 1.00-1.20 m

Hemos mencionado que existen valores índice del suelo que nos pueden servir para predecir el grado de expansión de una arcilla expansiva. Realizaremos dos cálculos previos al de la expansión que nos reflejen el grado de expansión del suelo de la zona.

Nos basaremos en la actividad la cual se determina como:

$$\text{Actividad } (A_c) = \frac{\text{Índice de plasticidad}}{\% \text{ del peso de las partículas menores a } 2\mu\text{m}}$$

Las pruebas de granulometría y los límites de Atterberg de la muestra del suelo nos arrojan los siguientes valores:

Tabla III.3 Granulometría del perfil del suelo del predio 1.

| Procedencia: Chihuahua |           |                     |                           |                     |          |          |                     |                           |                     |
|------------------------|-----------|---------------------|---------------------------|---------------------|----------|----------|---------------------|---------------------------|---------------------|
| Sondeo:                |           | PCA-5               | Recipiente No.            |                     | 13       |          |                     |                           |                     |
| Prof.:                 | 1.00-1.20 | mts.                | Peso muestra seca         |                     | 222.84   | gr.      |                     |                           |                     |
| Malla                  | Abertura  | Peso suelo retenido | Porcentaje Reten. parcial | Porcentaje que pasa | Malla    | Abertura | Peso suelo retenido | Porcentaje Reten. parcial | Porcentaje que pasa |
| No.                    | mm        | gr.                 | %                         | %                   | No.      | mm.      | gr.                 | %                         | %                   |
| 2"                     | 50.8      |                     |                           | 100                 | 10       | 2        | 5.55                | 2.4906                    | 95.548              |
| 1                      | 36.1      | 0                   | 0                         | 100                 | 20       | 0.84     | 6.35                | 2.8496                    | 92.699              |
| 1/2"                   |           |                     |                           |                     |          |          |                     |                           |                     |
| 1"                     | 25.4      | 0                   | 0                         | 100                 | 40       | 0.42     | 9.22                | 4.1375                    | 88.561              |
| 3/4"                   | 19.05     | 0                   | 0                         | 100                 | 60       | 0.25     | 9.27                | 4.1599                    | 84.401              |
| 1/2"                   | 12.7      | 0                   | 0                         | 100                 | 100      | 0.149    | 11.63               | 5.219                     | 79.182              |
| 3/8"                   | 9.52      | 0                   | 0                         | 100                 | 200      | 0.074    | 13.52               | 6.0671                    | 73.115              |
| 4                      | 4.76      | 4.37                | 1.961                     | 98.039              | Pasa 200 |          | 162.93              | 73.115                    | 0                   |
|                        |           |                     |                           |                     | Suma     |          | 222.84              | 100                       |                     |
| <b>G =</b>             | 1.96      |                     |                           | %                   |          |          |                     |                           |                     |
| <b>S =</b>             | 24.92     |                     |                           | %                   |          |          |                     |                           |                     |
| <b>F =</b>             | 73.12     |                     |                           | %                   |          |          |                     |                           |                     |

Tenemos dos datos, el Índice plástico que de acuerdo a la Tabla III.1 es  $IP=30.9$  y un valor de 73.115 % de suelo que pasa por la malla N. 200 (Tabla III.3). Debemos de aclarar que la prueba exige que sea un porcentaje del peso de las partículas menores a 0.002 mm, pero con estos datos podemos predecir el comportamiento del suelo.

$$\text{Actividad } (A_c) = \frac{30.9}{73.115} = 0.42$$

El valor nos dice (de acuerdo a la Tabla II.1) que se trata de una arcilla inactiva ya que es menor a 0.75. Como lo mencionamos el porcentaje para partículas menores a 0.002 mm es menor a 73.11% por lo que siendo este valor menor la actividad aumentará.

Ahora bien, en la tablas II.7 y II.9 podemos clasificar la expansión del suelo que por medio del índice de plasticidad ( $IP=30.9$ ). Para la tabla II.7 su grado es Alto y con una probable expansión de entre el 20% y 30% de cambio de volumen total. Para la tabla II.9 el suelo presentará una hinchazón Media con un potencial de expansión de entre el 0.5% y 1.5% .

Una vez conocido un esbozo del comportamiento, proseguiremos a calcular la expansión del suelo en función de las características del mismo y del proyecto de ingeniería.

Tabla III. 4 Datos de la prueba del predio 1.

|                               |           |               |               |
|-------------------------------|-----------|---------------|---------------|
| <b>Peso de sólidos</b>        | $W_s$     | <b>153.39</b> | <b>gr</b>     |
| <b>Densidad de sólidos</b>    | $G_s$     | 2.67          | -             |
| <b>Área de la probeta</b>     | $A_c$     | 50.14         | $\text{cm}^2$ |
| <b>Espesor de los sólidos</b> | $H_s$     | 11.46         | Mm            |
| <b>Espesor inicial</b>        | $H_{m_0}$ | 19.90         | Mm            |

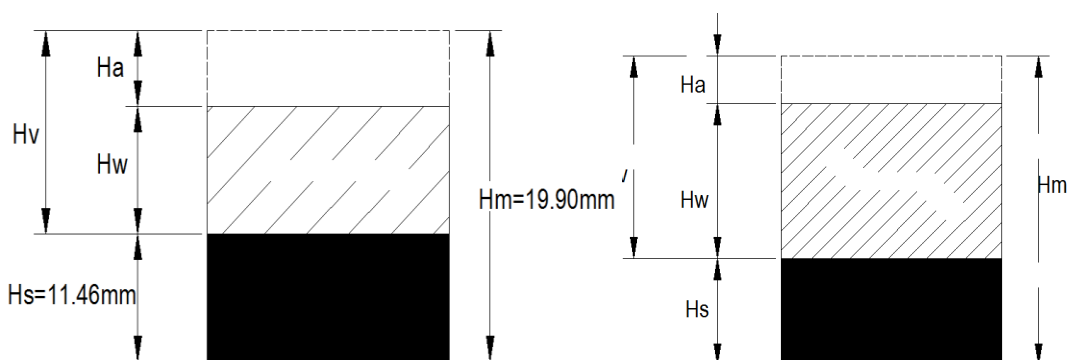


Ilustración III. 1 –Esquema de expansión de la muestra de suelo. Condición inicial y final de acuerdo. Hipótesis teórica

## Comportamiento de Cimentaciones en Suelos Expansivos

Méndez Salas

Pineda Núñez

Tabla III.5 Prueba de consolidómetro bajo condiciones de sitio.

| Caso | Presión            | Deformación | Deformación  | Espesor                   | Altura de            | Relación                    |
|------|--------------------|-------------|--------------|---------------------------|----------------------|-----------------------------|
| i    |                    | Lineal      | Unitaria     | Comprimido                | Vacios               | de Vacios                   |
|      | P                  | $\delta i$  | $\epsilon i$ | $H_i = H_{mo} - \delta i$ | $H_{vi} = H_i - H_s$ | $e = \frac{H_{vi}}{H_{mi}}$ |
|      | Kg/cm <sup>2</sup> | mm          | %            | mm                        | mm                   | --                          |
| 00   | 0.00               | 0.00        | 0.00         | H <sub>mo</sub> =19.90    | 8.44                 | 0.74                        |
| 01   | 0.13               | 0.09        | 0.45         | 19.81                     | 8.35                 | 0.73                        |
| 02   | 0.25               | 0.26        | 1.31         | 19.64                     | 8.18                 | 0.71                        |
| 03   | 0.50               | 0.42        | 2.13         | 19.48                     | 8.02                 | 0.70                        |
| 04   | 1.00               | 0.57        | 2.85         | 19.33                     | 7.88                 | 0.69                        |
| 05   | 0.50               | 0.57        | 2.84         | 19.34                     | 7.88                 | 0.69                        |
| 06   | 0.25               | 0.54        | 2.72         | 19.36                     | 7.90                 | 0.69                        |

Tabla III.6 Prueba de consolidómetro con muestra humedecida.

| Caso   | Presión | Deformación | Deformación  | Espesor                   | Altura de            | Relación                    |
|--|---------|-------------|--------------|---------------------------|----------------------|-----------------------------|
| i  |         | Lineal      | Unitaria     | Comprimido                | Vacios               | de Vacios                   |
|  | P       | $\delta i$  | $\epsilon i$ | $H_i = H_{mo} - \delta i$ | $H_{vi} = H_i - H_s$ | $e = \frac{H_{vi}}{H_{mi}}$ |
| 0  | 0.25    | 0.54        | 2.72         | 19.36                     | 7.90                 | 0.69                        |
| <b>Proceso de humectación (aumento de volumen)</b> |         |             |              |                           |                      |                             |
| 1  | 0.25    | -1.01       | -5.07        | 20.91                     | 9.45                 | 0.82                        |
| 2  | 0.50    | -0.91       | -4.56        | 20.81                     | 9.35                 | 0.82                        |
| 3  | 1.00    | -0.45       | -2.25        | 20.35                     | 8.89                 | 0.78                        |
| 4  | 2.00    | 0.52        | 2.59         | 19.39                     | 7.93                 | 0.69                        |
| 5  | 4.00    | 1.54        | 7.76         | 18.36                     | 6.90                 | 0.60                        |
| 6  | 8.00    | 2.44        | 12.24        | 17.46                     | 6.01                 | 0.52                        |
| 7  | 4.00    | 2.40        | 12.04        | 17.51                     | 6.05                 | 0.53                        |
| 9  | 2.00    | 2.32        | 11.67        | 17.58                     | 6.12                 | 0.53                        |
| 8  | 1.00    | 2.25        | 11.30        | 17.65                     | 6.19                 | 0.54                        |
| 10   | 0.50    | 2.19        | 11.02        | 17.71                     | 6.25                 | 0.55                        |
| 11   | 0.25    | 2.12        | 10.63        | 17.78                     | 6.33                 | 0.55                        |
| 12   | 0.13    | 2.06        | 10.37        | 17.84                     | 6.38                 | 0.56                        |
| 13   | 0       | 1.97        | 9.88         | 17.93                     | 6.48                 | 0.57                        |



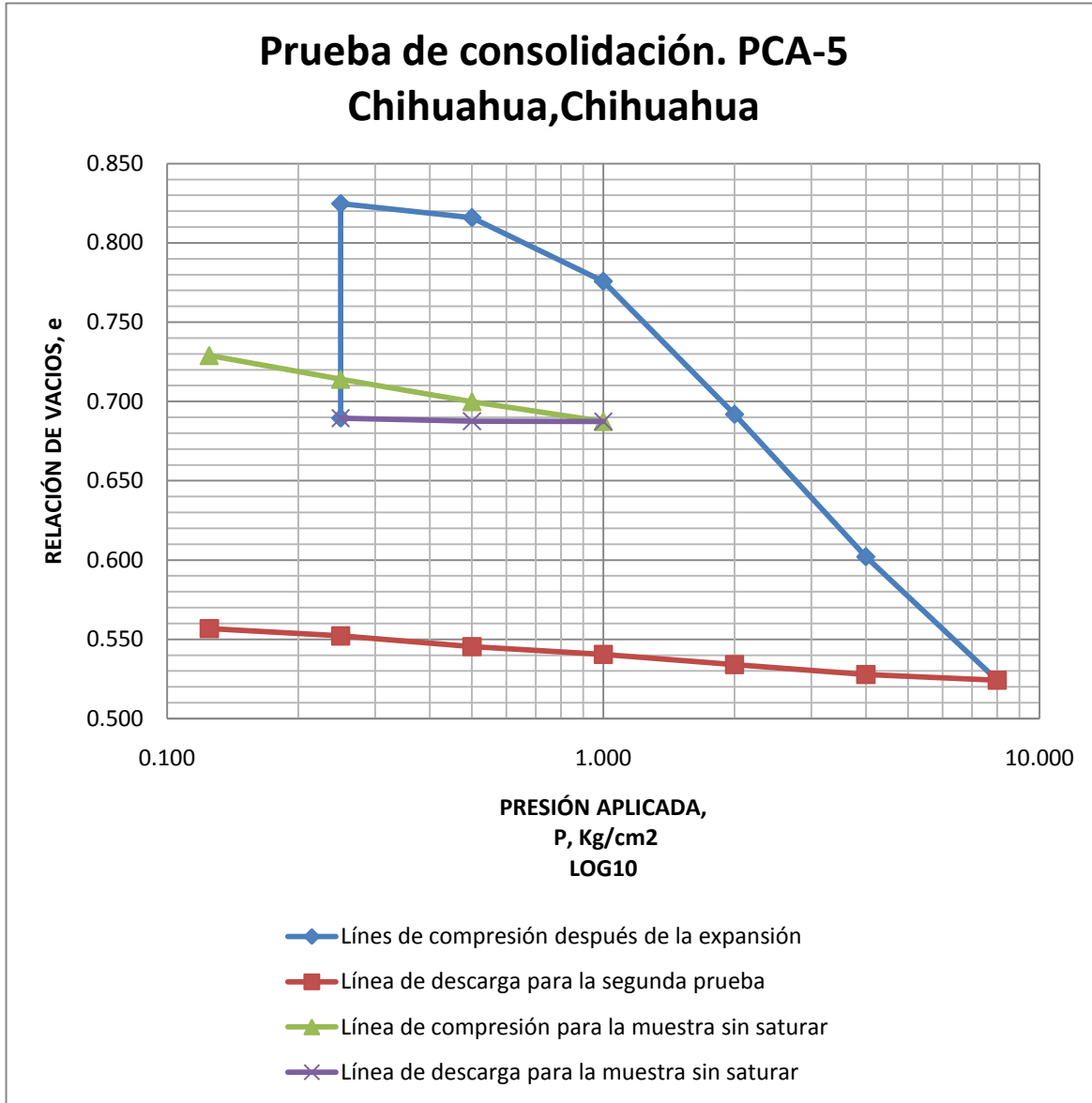


Gráfico 2

A continuación se proseguirán a calcular los valores de los coeficientes.

$$\gamma = 16.78 \frac{KN}{m^3}$$

$$p_{vo} = 16.78 \frac{KN}{m^3} \times \left( \frac{1.00}{2} m \right) = 8.39 kPa = 0.86 \frac{Ton}{m^2}$$

$$K_o = (1 - \text{sen } \phi') \cdot OCR^{\text{sen } \phi'}$$

Mayne & Kulhawy (1981) para arcillas SC

Tabla 4 Valores típicos de  $K_0$  (Winterkorn & Fang, 1975).

| Tipo de Suelo   | $K_0$       |
|---|-------------|
| Arena suelta saturada   | 0,46        |
| Arena densa saturada  | 0,36        |
| Arena densa seca ( $e = 0,6$ )                                  | 0,49        |
| Arena suelta seca ( $e = 0,8$ )                                 | 0,64        |
| Suelo residual arcilloso compacto                               | 0,42 – 0,66 |
| Arcilla limosa orgánica, indeformada y normalmente consolidada  | 0,57        |
| Arcilla caolinítica, indeformada                                | 0,64 – 0,70 |
| Arcilla de origen marino, indeformada y normalmente consolidada | 0,48        |
| Arcilla de alta sensibilidad, normalmente consolidada           | 0,52        |

De acuerdo a los valores típicos del suelo, el valor  $K_0$  es 0.5 por lo que tenemos que:

$$p_{co} = \frac{(1 + 2k_0)}{3} p_{vo} = \frac{(1 + 2(0.5))}{3} 8.39 \text{kPa} = 5.59 \text{kPa} = 0.57 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

De igual manera obtenemos  $p_{CB}$ , donde este valor, de acuerdo a los datos de la prueba y a la teoría, se entiende que es el valor de la relación de vacíos inicial (antes de ser saturada). Para esta situación el valor se encuentra caso 4. Finalmente  $p_{VB} = 2.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 196.20 \text{kPa} = 20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$  cuando  $e_B = 0.69$  que es un semejante al de  $e_o = 0.69$

$$p_{CB} = \frac{(1 + 2k_0)}{3} p_{VB} = \frac{(1 + 2(0.5))}{3} 196.20 \text{kPa} = 130.80 \text{kPa} = 13.33 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

De estos dos valores se obtiene la presión de succión del suelo (la presión atmosférica  $P_a = 101.3 \text{kPa}$ ) Esto es:

$$\Delta P_{cs} = p_{CB} - p_{co} = 130.80 \text{kPa} - 5.59 \text{kPa} = 125.21 \text{kPa}$$

Se había deducido que la presión de succión inicial queda como  $P_{so} = P_a \left( \frac{\Delta P_{cs}}{b_s P_a} \right)^{\frac{1}{n}}$

de ésta el valor de  $b_s \approx 1$  y  $n=0.75$  (valor experimental). Se tiene que:

$$P_{so} = 101.3 \text{kPa} \left( \frac{125.21 \text{kPa}}{(1)101.3 \text{kPa}} \right)^{\frac{1}{0.75}} = 134.37 \text{kPa}$$

Se obtiene el valor  $B_a$ , propiedad del suelo  $B_a = -\frac{\ln\left(\frac{P_{co}}{P_{co} + b_4 P_{so}}\right)}{\ln\left(\frac{1+e_A}{1+e_O}\right)}$  donde  $b_4 \approx 1$  y

$e_A = 0.82$  (valor de la relación de vacíos después de haber sido saturada la muestra) por lo que se tiene que:

$$B_a = -\frac{\ln\left(\frac{5.59kPa}{5.59kPa + (1)(134.37kPa)}\right)}{\ln\left(\frac{1+0.82}{1+0.69}\right)} = 41.80$$

Para poder obtener los coeficientes de compresión y de expansión de nuestro suelo se recurre a los datos registrados de la prueba. Se requieren de dos puntos para poder definirlos. De acuerdo a la gráfica de la prueba de consolidación para el predio 1 se tiene que:

Tabla III.8 Datos de la gráfica Prueba de Consolidación para el predio 1.

| Caso                               | Punto | Presión            | Relación  |
|------------------------------------|-------|--------------------|-----------|
| i                                  |       | P                  | de Vacíos |
|                                    |       | Kg/cm <sup>2</sup> | --        |
| <b>Para la línea de compresión</b> |       |                    |           |
| 3                                  | 1     | 2.00               | 0.69      |
| 6                                  | 2     | 8.00               | 0.52      |
| <b>Para la línea de expansión</b>  |       |                    |           |
| 6                                  | 2     | 8.00               | 0.52      |
| 12                                 | 1     | 0.13               | 0.56      |

Se sustituye en la siguiente expresión, de acuerdo al procedimiento realizado anteriormente.

$$A_s = -\frac{3(1-k_o)}{1+k_o} \frac{\ln\left(\frac{P_{v2}}{P_{v1}}\right)}{\ln\left(\frac{1+e_2}{1+e_1}\right)} = -\frac{3(1-0.5)}{1+0.5} \frac{\ln\left(\frac{8}{2}\right)}{\ln\left(\frac{1+0.52}{1+0.69}\right)} = 13.28$$

$$A_{vr} = -\frac{3(1-k_o)}{1+k_o} \frac{\ln\left(\frac{P_{v2}}{P_{v1}}\right)}{\ln\left(\frac{1+e_2}{1+e_1}\right)} = -\frac{3(1-0.5)}{1+0.5} \frac{\ln\left(\frac{8}{0.13}\right)}{\ln\left(\frac{1+0.52}{1+0.56}\right)} = 196.79$$

Para poder computar la expansión debemos de calcular los esfuerzos a los que estará sometida la cimentación debida a la obra. Estos serán calculados por el método rectángulo cargado. De este proceso se obtuvieron los valores

Tabla 5 Valores obtenidos por el método rectángulo cargado para el predio 1.

| Cálculo de esfuerzos |       |
|----------------------|-------|
| $\sigma_z$ [kPa]=    | 24.78 |
| $\sigma_y$ [kPa]=    | 19.27 |
| $\sigma_x$ [kPa]=    | 16.61 |

Se hace el cálculo de las siguientes ecuaciones necesarias para la determinación de la expansión:

$$c = b_1 + b_2(a_1 + a_2)$$

$$b_1 = b_2 = \frac{1}{3}$$

$$a_1 = \frac{\sigma_x}{\sigma_z}; a_2 = \frac{\sigma_y}{\sigma_z}$$

$$c = \frac{1}{3} + \frac{1}{3} \left( \frac{\sigma_x + \sigma_y}{\sigma_z} \right) = \frac{1}{3} + \frac{1}{3} \left( \frac{16.61 \text{ kPa} + 19.27 \text{ kPa}}{24.78 \text{ kPa}} \right) = 0.82$$

El módulo de Poisson se calcula de acuerdo a:

$$v = \left( \frac{K_o}{1 + K_o} \right) = \left( \frac{0.5}{1 + 0.5} \right) = 0.33$$

$$f = 1 - v(a_1 + a_2) = 1 - v \left( \frac{\sigma_x + \sigma_y}{\sigma_z} \right) = 1 - 0.33 \left( \frac{16.61 \text{ kPa} + 19.27 \text{ kPa}}{24.78 \text{ kPa}} \right) = 0.52$$

Se calcula la compresión cuando es el fin de la época de lluvias porque en este periodo se presenta la máxima compresión y se tiene que la succión es de 60 kPa=6.12 Ton/m<sup>2</sup>. Con éste valor podemos obtener la presión inicial de confinamiento,  $p_{beo}$ . Para este caso  $P_{cie}$ , la presión interna debida a la cementación, es nula por lo que se tiene:

$$\begin{aligned} p_{beo} &= p_{cie} + p_{co} + b_5 p_a \left( \frac{p_s}{p_a} \right)^n = 0 + 5.59 \text{ kPa} + (1) 101.3 \text{ kPa} \left( \frac{60 \text{ kPa}}{101.3 \text{ kPa}} \right)^{0.75} \\ &= 73.98 \text{ kPa} = 7.54 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

Se calcula el esfuerzo de confinamiento

$$\sigma_c = \frac{1}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = \frac{1}{3} (24.78 \text{ kPa} + 19.27 \text{ kPa} + 16.61 \text{ kPa}) = 20.22 \text{ kPa} = 2.06 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Si sumamos

$$p_{beo} + \sigma_c = 94.22 \text{ kPa} = 9.60 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} = 0.96 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Ahora bien, si nos damos cuenta en el rango de valores donde se encuentra ésta presión nos percatamos que está en el tramo o línea de compresión, es decir, el asentamiento es causado por la carga externa por lo que utilizaremos el coeficiente  $A_s$  para el cálculo de asentamiento.

$$\begin{aligned}\delta_z &= \left[ 1 - \left( \frac{p_{beo} + c\sigma_z}{p_{beo}} \right)^{-\frac{f}{cA_s}} \right] [\Delta z_0] \\ &= \left[ 1 - \left( \frac{73.98kPa + (0.82)24.78kPa}{73.98kPa} \right)^{-\frac{0.52}{0.82(196.79)}} \right] [100cm] = 0.08cm\end{aligned}$$

La deformación debida a la succión del agua es cuando ésta cambia de 820 kPa (Psf) a 60kPa (Pso), la variación de la succión facilita que ocurra una expansión en el estrato de arcilla. Para calcular esta medida se utiliza la siguiente expresión, donde  $b_4 \approx 1$ :

$$\sigma_c = 20.22kPa = 2.06 \frac{Ton}{m^2}$$

$$P_{so} = 820kPa$$

$$P_{sf} = 60kPa$$

$$P_c = 20.22kPa + 5.59kPa = 25.81kPa = 2.63 \frac{Ton}{m^2}$$

$$B_a = 41.80$$

$$\varepsilon_{va} = 1 - \left( \frac{p_c + b_4 p_{sf}}{p_c + b_4 p_{so}} \right)^{1/B_a} = 1 - \left( \frac{25.81kPa + (1)(60kPa)}{25.81kPa + (1)(820kPa)} \right)^{-1/41.80} = -0.056$$

Si no hay fracturas en el suelo, que vendría siendo el caso más desfavorable, podemos utilizar:

$$\varepsilon_{za} \cong \varepsilon_{va} = -0.042$$

$$\delta_{za} = -0.042(100cm) = -4.2cm$$

Al final de la estación de lluvias, el movimiento que presentará la estructura es el resultado de la suma algébrica de los asentamientos causados por las cargas externas más la deformación originada por la absorción del agua.

$$\delta_z = -4.2cm + 0.08cm = -4.12cm$$

Se realizó un segundo estudio en la cercanía del denominado predio 1, el predio 2, al cual se le realizará un mismo análisis similar al que se llevó a cabo anteriormente al predio 1. En este caso se resumirán los resultados ya que se dará por entendido el proceso que se realizó para llegar a ellos.

### Prueba de consolidación

Datos generales

Obra: Chihuahua

Sondeo: PCA - 6

Prof.: 1.50-2.20 m

De igual manera que para el predio 2 se harán cálculos para poder predecir que tan expansivo es el suelo.

Tabla III.10 Granulometría del perfil del suelo del predio 2.

| Procedencia: |          | Chihuahua           |                           |                     |                   |          |                     |                           |                     |
|--------------|----------|---------------------|---------------------------|---------------------|-------------------|----------|---------------------|---------------------------|---------------------|
| Sondeo:      |          | PCA-6               |                           |                     | Recipiente No.    |          | 13                  |                           |                     |
| Prof.:       |          | 1.50-2.20 mts.      |                           |                     | Peso muestra seca |          | 339.98 gr.          |                           |                     |
| Malla        | Abertura | Peso suelo retenido | Porcentaje Reten. parcial | Porcentaje que pasa | Malla             | Abertura | Peso suelo retenido | Porcentaje Reten. parcial | Porcentaje que pasa |
| No.          | mm       | gr.                 | %                         | %                   | No.               | mm.      | gr.                 | %                         | %                   |
| 2"           | 50.8     | 58.65               | 17.251                    | 100                 | 10                | 2        | 15.19               | 4.4679                    | 73.79               |
| 1            |          |                     |                           |                     | 20                | 0.84     |                     |                           |                     |
| 1/2"         | 36.1     | 0                   | 0                         | 82.749              |                   |          | 9.48                | 2.7884                    | 71.001              |
| 1"           | 25.4     | 0                   | 0                         | 82.749              | 40                | 0.42     | 9.21                | 2.709                     | 68.292              |
| 3/4"         | 19.05    | 0                   | 0                         | 82.749              | 60                | 0.25     | 9.6                 | 2.8237                    | 65.469              |
| 1/2"         | 12.7     | 4.23                | 1.2442                    | 82.749              | 100               | 0.149    | 14.61               | 4.2973                    | 61.171              |
| 3/8"         | 9.52     | 11.04               | 3.2472                    | 81.505              | 200               | 0.074    | 15.19               | 4.4679                    | 56.703              |
| 4            | 4.76     | 58.65               | 17.251                    | 78.258              | Pasa 200          |          | 162.93              | 192.78                    | 56.703              |
| Suma         |          |                     |                           |                     |                   |          | 339.98              | 100.00                    |                     |
| G =          | 21.74    | %                   |                           |                     |                   |          |                     |                           |                     |
| S =          | 21.55    | %                   |                           |                     |                   |          |                     |                           |                     |
| F =          | 56.70    | %                   |                           |                     |                   |          |                     |                           |                     |

Datos necesarios: IP=47.2 (Tabla III.2) porcentaje de finos menores a 0.074 mm es 56.70% (Tabla III.10).

$$\text{Actividad } (A_c) = \frac{47.2}{56.70} = 0.83$$

El valor queda dentro del rango 0.75-1.25 de la Tabla II.1 que la califica como una actividad normal. El valor de la actividad de 0.83 puede ser mayor ya que como se dijo con anterioridad no se cuenta con el porcentaje de las partículas menores a 0.002 mm, así que el valor es menor al 56.70% que se utilizó.

Con respecto a las Tablas II.7 y II.9 más un índice de plasticidad  $IP=47.2$  se observa que:

- Tabla II.7, su grado de expansión es Muy Alto con una probable expansión mayor al 30% de cambio de volumen total.
- Tabla II.9 el suelo presentará una hinchazón Alta con un potencial de expansión mayor a 1.5%.

Una vez conociendo estos valores se comprobará la predicción por medio del cálculo de la expansión del suelo.

Tabla III.11 Datos de la prueba del predio 2.

|                        |           |        |                 |
|------------------------|-----------|--------|-----------------|
| Peso de sólidos        | $W_s$     | 185.08 | gr              |
| Densidad de sólidos    | $G_s$     | 2.85   | -               |
| Área de la probeta     | $A_c$     | 50.01  | cm <sup>2</sup> |
| Espesor de los sólidos | $H_s$     | 12.98  | mm              |
| Espesor inicial        | $H_{m_0}$ | 19.5   | mm              |

Tabla III.12 Prueba de consolidómetro bajo condiciones de sitio.

| Caso  | Presión            | Deformación | Deformación  | Espesor                    | Altura de            | Relación                    |
|---|--------------------|-------------|--------------|----------------------------|----------------------|-----------------------------|
| i   | P                  | Lineal      | Unitaria     | Comprimido                 | Vacios               | de Vacios                   |
|   |                    | $\delta_i$  | $\epsilon_i$ | $H_i = H_{m_0} - \delta_i$ | $H_{vi} = H_i - H_s$ | $e = \frac{H_{vi}}{H_{mi}}$ |
|   | Kg/cm <sup>2</sup> | mm          | %            | mm                         | mm                   | --                          |
| <b>Prueba de consolidómetro bajo condiciones de sitio</b> |                    |             |              |                            |                      |                             |
| 00  | 0.00               | 0.00        | 0.00         | 19.80                      | 6.82                 | 0.52                        |
| 01  | 0.13               | 0.03        | 0.17         | 19.77                      | 6.78                 | 0.52                        |
| 02  | 0.25               | 0.10        | 0.52         | 19.70                      | 6.71                 | 0.52                        |
| 03  | 0.50               | 0.19        | 0.95         | 19.61                      | 6.63                 | 0.51                        |
| 04  | 1.00               | 0.28        | 1.43         | 19.52                      | 6.53                 | 0.50                        |
| 05  | 0.50               | 0.27        | 1.38         | 19.53                      | 6.54                 | 0.50                        |
| 06  | 0.25               | 0.25        | 1.28         | 19.55                      | 6.56                 | 0.51                        |

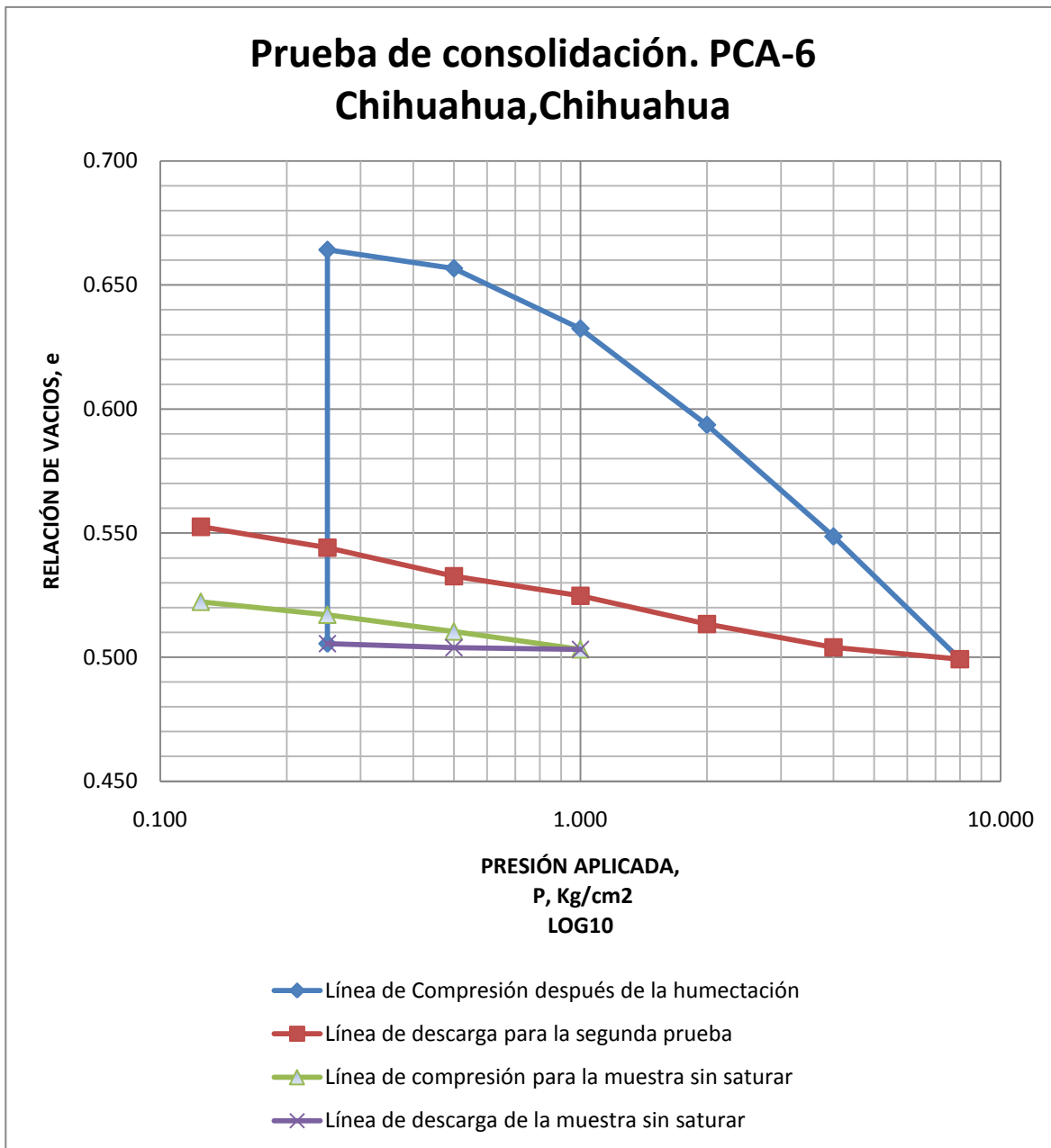
Tabla III.13 Prueba de consolidómetro con muestra humedecida.

| <b>Prueba de consolidómetro con muestra humedecida</b> |                    |             |              |                            |                      |                             |
|--|--------------------|-------------|--------------|----------------------------|----------------------|-----------------------------|
| Caso   | Presión            | Deformación | Deformación  | Espesor                    | Altura de            | Relación                    |
| i  | P                  | Lineal      | Unitaria     | Comprimido                 | Vacios               | de Vacios                   |
|  |                    | $\delta_i$  | $\epsilon_i$ | $H_i = H_{m_0} - \delta_i$ | $H_{vi} = H_i - H_s$ | $e = \frac{H_{vi}}{H_{mi}}$ |
|  | Kg/cm <sup>2</sup> | mm          | %            | mm                         | mm                   | --                          |
| 0  | 0.25               | 0.25        | 1.28         | 19.55                      | 6.56                 | 0.51                        |
| <b>Proceso de humectación (aumento de volumen)</b>     |                    |             |              |                            |                      |                             |
| 1  | 0.25               | -2.11       | -10.81       | 21.61                      | 8.62                 | 0.66                        |

### Comportamiento de Cimentaciones en Suelos Expansivos

|           | Méndez Salas |       |        | Pineda Núñez |      |      |
|-----------|--------------|-------|--------|--------------|------|------|
| <b>2</b>  | 0.50         | -2.01 | -10.31 | 21.51        | 8.53 | 0.66 |
| <b>3</b>  | 1.00         | -1.70 | -8.70  | 21.20        | 8.21 | 0.63 |
| <b>4</b>  | 2.00         | -1.19 | -6.11  | 20.69        | 7.71 | 0.59 |
| <b>5</b>  | 4.00         | -0.61 | -3.12  | 20.11        | 7.12 | 0.55 |
| <b>6</b>  | 8.00         | 0.03  | 0.17   | 19.47        | 6.48 | 0.50 |
| <b>7</b>  | 4.00         | -0.03 | -0.14  | 19.53        | 6.54 | 0.50 |
| <b>9</b>  | 2.00         | -0.15 | -0.77  | 19.65        | 6.67 | 0.51 |
| <b>8</b>  | 1.00         | -0.30 | -1.53  | 19.80        | 6.81 | 0.52 |
| <b>10</b> | 0.50         | -0.40 | -2.05  | 19.90        | 6.92 | 0.53 |
| <b>11</b> | 0.25         | -0.55 | -2.82  | 20.05        | 7.07 | 0.54 |
| <b>12</b> | 0.13         | -0.66 | -3.38  | 20.16        | 7.17 | 0.55 |
| <b>13</b> | 0.00         | -0.88 | -4.51  | 20.38        | 7.40 | 0.57 |





Valores obtenidos

$$\gamma = 19.93 \frac{KN}{m^3}$$

$$p_{vo} = 10.96 \text{ kPa} = 1.12 \frac{Ton}{m^2}$$

$$p_{co} = \frac{(1 + 2k_0)}{3} p_{vo} = 7.31 \text{ kPa} = 0.75 \frac{Ton}{m^2}$$

El valor de  $p_{CB}$ , oscila entre el caso 5 y 6, de la interpolación se tiene que:  
 $p_{VB} = 7.5 \frac{kg}{cm^2} = 735.75 kPa$  cuando  $e_B = 0.51$  que es un valor similar de  $e_o = 0.51$

$$p_{CB} = \frac{(1 + 2k_0)}{3} p_{VB} = 490.50 kPa$$

$$\Delta P_{CS} = p_{CB} - p_{co} = 483.19 kPa$$

$$P_{so} = 813.37 kPa \quad e_A = 0.66$$

$$B_a = 47.10$$

Tabla III.14 Datos de la gráfica Prueba de Consolidómetro para el predio 2.

| Caso                               | Punto | Presión            | Relación  |
|------------------------------------|-------|--------------------|-----------|
| i                                  |       | P                  | de Vacíos |
|                                    |       | Kg/cm <sup>2</sup> | --        |
| <b>Para la línea de compresión</b> |       |                    |           |
| 3                                  | 1     | 2                  | 0.59      |
| 6                                  | 2     | 8                  | 0.50      |
| <b>Para la línea de expansión</b>  |       |                    |           |
| 6                                  | 2     | 8.00               | 0.50      |
| 12                                 | 1     | 0.13               | 0.55      |

$$A_s = 68.09$$

$$A_{vr} = 356.66$$

Cálculo de movimientos

Tabla III.15 Valores obtenidos por el método rectángulo cargado para el predio 2.

#### Cálculo de esfuerzos

$$\sigma_z [kPa] = 24.78$$

$$\sigma_y [kPa] = 19.27$$

$$\sigma_x [kPa] = 16.61$$

$$c = 0.82$$

$$f = 0.52$$

$$p_{beo} = p_{cie} + p_{co} + b_5 p_a \left( \frac{p_s}{p_a} \right)^n = 490.50 kPa$$

$$\sigma_c = \frac{1}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = 20.22 kPa = 2.06 \frac{Ton}{m^2}$$

Podemos observar que se presenta el mismo caso, el asentamiento se presenta en la línea de compresión debido a que

$$p_{beo} + \sigma_c = 510.72 kPa$$

Asentamiento,  $\Delta z_0 = 2.20 m$

$$\delta_z = \left[ 1 - \left( \frac{p_{beo} + c\sigma_z}{p_{beo}} \right)^{-\frac{f}{cA_s}} \right] [\Delta z_0] = 0.016 cm$$

Expansión

$$\sigma_c = 20.22kPa = 2.06 \frac{Ton}{m^2}$$

$$P_{so} = 820kPa$$

$$P_{sf} = 60kPa$$

$$B_a = 47.10$$

$$\varepsilon_{va} = 1 - \left( \frac{P_c + b_4 P_{sf}}{P_c + b_4 P_{so}} \right)^{-1/B_a} = -0.05$$

$$\varepsilon_{za} \cong \varepsilon_{va} = -0.05$$

$$\delta_{za} = -0.05(220cm) = -11.00cm$$

$$\delta_z = -11.00cm + 0.05cm = -10.95cm$$

Tabla III.16 Resumen de resultados

| Muestra  | Cálculos previos (Predicción de Expansión) |  |                                   | Expansión (cm)<br>Cálculos Teóricos |
|----------|--|--|-----------------------------------|-------------------------------------|
|          | Actividad (Ac)                             | Índice Plástico<br>(Holtz y<br>Gibbs,1956) | Índice Plástico<br>(Snethen,1977) |                                     |
| Predio 1 | 0.42<br>Inactiva                           | Grado Alto                                 | Expansión Media                   | 4.12                                |
| Predio 2 | 0.82<br>Normal                             | Grado Muy Alto                             | Expansión Alta                    | 10.95                               |

Su puede observar que la expansión que existirá es considerable, estamos diciendo que en el segundo predio habrán variaciones de expansión de 11 cm en la época de mayor precipitación, en la temporada de estiaje la contracción será excesiva provocando daños en la futura estructura.

La predicción del grado de expansión de acuerdo a la teoría se apega a los resultados obtenidos, se verifica que tan expansivo es el suelo. En el capítulo IV se pretende hacer mención de las posibles soluciones que bien podríamos emplear para solventar los daños. Estaremos atentos de hacer un análisis para garantizar la estabilización.