



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL-GEOTECNIA

**“DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN CAJÓN DE  
CIMENTACIÓN DE CONCRETO REFORZADO,  
APOYADO SOBRE ARCILLAS SENSITIVAS,  
INCLUYENDO UN ANÁLISIS DE INTERACCIÓN  
ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA”**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

P R E S E N T A

**JESÚS ZAZUETA HERAS**

TUTOR:

**M. I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA - FACULTAD DE INGENIERÍA**



MÉXICO D. F., JUNIO DE 2013

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Secretario: M. I. ROBERTO MAGAÑA DEL TORO

Vocal: M. I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA

1<sup>er</sup>. Suplente: M. I. JORGE EFRAÍN CASTILLA CAMACHO

2<sup>do</sup>. Suplente: DR. SALVADOR MARÍN CÓRDOVA

México, D. F.

POSGRADO DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA, UNAM.

**TUTOR DE TESIS:**

---

M. I. Agustín Deméneghi Colina

## **AGRADECIMIENTOS**

A mis padres, de quienes siempre recibí el apoyo moral y económico para poder llevar a cabo estos estudios. A ellos, que desde pequeño me inculcaron valores, ética y a aprender a valorar los sacrificios para poder salir adelante.

A mis hermanos (as), quienes fueron un apoyo incondicional y siempre recibí palabras de aliento para terminar esta etapa de mi vida.

A mis amigos, a quienes les agradezco todo su apoyo y convivencias durante el periodo de este posgrado.

A mi tutor de tesis, M.I. Agustín Deméneghi Colina, por toda su paciencia y apoyo, y principalmente por el aporte de todos sus conocimientos, sin los cuales, no hubiera sido capaz de llevar a cabo el presente trabajo.

A todos y cada uno de mis maestros con los que curse cada una de las materias que me ayudaron a cumplir el número de créditos necesarios y sobre todo por el aporte de sus conocimientos y experiencias, gracias.

A cada uno de mis sinodales, por darse el tiempo para revisión de mi tesis y compartirme puntos de vista para que la misma se presente de la mejor manera, gracias.

A CONACYT, institución de la cual recibí beca por toda la duración de la maestría, sin la cual, no hubiera podido llevar a cabo mis estudios.

## **RESUMEN**

En el presente estudio se lleva a cabo el diseño geotécnico de un cajón de cimentación de concreto reforzado de un edificio de seis niveles, el cual se encuentra apoyado sobre arcillas sensitivas. El diseño incluye un análisis de interacción suelo-estructura y contempla la revisión de los estados límite de falla y de servicio, a corto y largo plazo.

La revisión de los estados límites de servicio y de falla se realizó basada en el reglamento de construcciones vigente en el Distrito Federal, para la zona de lago o zona III. El análisis de interacción suelo-estructura se llevó a cabo mediante un programa de computadora compilado en FORTRAN. En este se obtienen los elementos mecánicos en los nodos de las barras de cimentación a corto y largo plazo, los cuales quedan a consideración del estructurista para llevar a cabo el diseño estructural de la cimentación.

## **ABSTRAC**

In the present study is worked out a geotechnical design of a reinforced concrete caisson foundation of a six-story building which is supported on sensitive clays. The design includes an analysis of soil-structure interaction and contemplates the revision of the failure limit state and service, for short and long term.

The review of the failure limit state and service was worked out with the “Reglamento de Construcción del Distrito Federal”, for the Lake area or Zone III. The analysis of soil-structure interaction was developed by a computer program compiled in FORTRAN, in this program were obtained the mechanical elements in the nodes of the foundation rods to short and long term, these elements must be considered by the structural engineer to calculate the structural design of the foundation.

## ÍNDICE

<b>AGRADECIMIENTOS .....</b>	<b>3</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>4</b>
<b>ABSTRAC.....</b>	<b>4</b>
<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>7</b>
<b>CAPÍTULO 2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL .....</b>	<b>8</b>
2.1 MÉTODO DE RIGIDECES. MARCOS PLANOS CON BARRAS INCLINADAS .....	8
<b>CAPÍTULO 3. CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN EL SUELO .....</b>	<b>17</b>
3.1 Introducción .....	17
3.2 Antecedentes de arcillas sensitivas.....	17
3.2.1 Arcilla del valle de la Ciudad de México.....	17
3.2.1.1 Compresibilidad.....	17
3.2.1.2 Coeficiente de compresibilidad .....	18
3.2.1.3 Carga de preconsolidación .....	19
3.2.1.4 Coeficiente de consolidación.....	19
3.2.2 Arcilla del este de Canadá.....	21
3.2.2.1 Introducción.....	21
3.2.2.2 Aplicación de la porosimetría de mercurio a suelos .....	21
3.2.2.3 Muestras estudiadas .....	22
3.2.2.4 Compresibilidad. Consolidación estándar .....	22
3.2.2.5 Distribución de tamaños de poro .....	23
3.2.3 Sedimentos de Drammen, Noruega .....	25
3.2.3.1 Introducción.....	25
3.2.3.2 Historia geológica y propiedades geotécnicas de los sedimentos de Drammen ..	25
3.2.3.3 Factores que provocan cambios en las propiedades de un suelo. ....	28
3.2.3.3.1 Efecto de filtración.....	28
3.2.3.3.2 Efecto del tiempo en la compresibilidad .....	30
3.3 Características de las arcillas sensitivas .....	32
3.4 Análisis de asentamientos .....	35
3.4.1 Definición de consolidación, compresibilidad y asentamiento. ....	35
3.4.2 Asentamientos elásticos .....	36
3.4.2.1 Solución de Schleicher .....	36
3.4.2.2 Ley de Hooke .....	37
3.4.3 Asentamiento debido a consolidación primaria.....	38
3.4.4 Asentamiento debido a consolidación secundaria .....	39
3.5 Determinación del módulo de elasticidad.....	41

3.6 Determinación de parámetros de consolidación secundaria .....	41
3.6.1. Curvas tipo I.....	41
3.6.2 Curvas tipo II.....	42
3.6.3 Curvas tipo III o suelo con cavidades .....	44
<b>CAPÍTULO 4. INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO ESTRUCTURA.....</b>	<b>46</b>
4.1 Introducción .....	46
4.2 Antecedentes generales.....	46
4.2.1 Métodos de interacción suelo – estructura .....	48
4.3 Módulo de reacción K del suelo.....	51
4.4 Interacción estática suelo – losa de cimentación (IESE) .....	52
4.4.1 Análisis estructural .....	53
4.4.2 Cálculo de deformaciones en el suelo.....	53
4.4.3 Compatibilidad de deformaciones .....	55
4.4.4 Programa Ccisebl02310.for.....	55
4.4.4.1 Archivo de datos .....	55
4.4.4.2 Archivo de resultados.....	56
4.4.5 Convención de signos para elementos mecánicos .....	56
<b>CAPÍTULO 5. EJEMPLO DE APLICACIÓN.....</b>	<b>57</b>
5.1 Introducción .....	57
5.2 Diseño geotécnico de un cajón de cimentación .....	58
5.2.1 Determinación de la profundidad de desplante .....	59
5.2.2 Estados LÍMITES de servicio .....	59
5.2.2.1 Cálculo de la expansión .....	59
5.2.2.2 Cálculo del asentamiento inmediato .....	60
5.2.2.3 Cálculo del asentamiento diferido .....	61
5.2.3 Estados límite de falla.....	62
5.2.3.1 Primera combinación de acciones (carga permanente + carga accidental) .....	62
5.2.3.2 Segunda combinación de acciones (carga permanente + carga variable + carga accidental).....	63
5.3 Interacción suelo-estructura .....	64
5.3.1 Análisis de interacción suelo-estructura a corto plazo.....	64
5.3.2 Análisis de interacción suelo-estructura a largo plazo.....	67
<b>CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES.....</b>	<b>71</b>
<b>Bibliografía.....</b>	<b>72</b>
<b>Anexo 1.....</b>	<b>74</b>

## CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

Durante los últimos años la geotecnia ha crecido de manera enorme debido a sucesos, principalmente sismos, que han provocado que muchas estructuras fallen en su sistema de cimentación y a su vez la falla de este sistema determine el desplome de construcciones. Mención aparte merece el desarrollo de la geotecnia en la Ciudad de México, donde a partir del sismo de 1985, la mayoría de los ingenieros vieron de manera preocupada como una gran mayoría de construcciones se vieron afectadas por este evento. A partir de ahí, se vio la necesidad de adentrarse más en los temas relacionados con cimentaciones y su interacción con el suelo.

En la actualidad, cuando se realiza el diseño de una cimentación es de gran importancia tomar en cuenta cualquier eventualidad que pueda generar cambios en el comportamiento de la misma. Por ello, en este trabajo se realiza la verificación de los estados límite de servicio y de falla, y un análisis de interacción suelo-estructura para determinar los elementos mecánicos que se pueden presentar en la estructura tanto a corto como a largo plazo.

Básicamente este trabajo consta en desarrollar el diseño geotécnico de una cimentación desplantada en arcillas sensitivas, en específico en la Ciudad de México, tomando en cuenta la interacción que puede tener la misma con el suelo de soporte.

En el capítulo 2 se desarrolla el análisis estructural mediante el método de rigideces, el cual consta principalmente de los siguientes pasos: obtención de la matriz de rigideces, vector de cargas de empotramiento y el vector de cargas concentradas. Una vez obtenidos estos elementos se forma la ecuación general de equilibrio para después obtener los desplazamientos que sufre la estructura.

En el capítulo 3 se hace una breve descripción de los lugares donde se pueden localizar las arcillas de tipo *sensitivo*, así como el comportamiento de las mismas y una comparación de propiedades tanto mecánicas como índices. También, en este capítulo se desarrollan las teorías para la determinación de las deformaciones en el suelo, tanto debidas a asentamientos instantáneos como de consolidación primaria y secundaria. Además, se presenta el procedimiento para la determinación de los parámetros de consolidación secundaria del Dr. Leonardo Zeevaert.

En el capítulo siguiente, el 4, se presenta un resumen de cómo han ido cambiando los métodos que se utilizan para desarrollar la interacción suelo-estructura. También, aquí se plantea la base de cómo se debe desarrollar el ejemplo de aplicación en su parte de análisis de interacción con un programa desarrolla en lenguaje *FORTRAN* por el M.I. Agustín Deméneghi Colina.

En el capítulo 5 se presenta el diseño geotécnico de un cajón de cimentación desplantado en arcillas sensitivas, revisando los siguientes aspectos: estados límites de servicio y falla, y la interacción suelo estructura, de la cual se pueden obtener los diagramas de reacciones y asentamientos del suelo, así como los elementos mecánicos que presentará la estructura, a corto y largo plazo.

Por último, en el capítulo 6, se enlistan las conclusiones que arroja el desarrollo de la presente tesis.

## CAPÍTULO 2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural que se desarrolla en el presente trabajo para llevar a cabo el análisis de interacción suelo – estructura se realizara utilizando el método de rigideces. A continuación se describe el procedimiento de análisis de la estructura por el método de rigideces mediante marcos planos con barras inclinadas.

### 2.1 MÉTODO DE RIGIDECES. MARCOS PLANOS CON BARRAS INCLINADAS

El método de rigideces consta de las siguientes etapas (Beaufait, et al, 1970):

- Se empotra la estructura y se determinan los elementos mecánicos cuando la estructura esta empotrada;
- Se liberan los nudos de la estructura y se determinan los elementos mecánicos debidos a los desplazamientos lineales y angulares;
- Se establecen las condiciones de equilibrio en cada uno de los nudos donde haya desplazamientos diferentes de cero;
- Se resuelven las ecuaciones de equilibrio y se obtienen los desplazamientos de la estructura;
- Se obtienen los elementos mecánicos en los nudos de la estructura.

La ecuación general de equilibrio de la estructura es:

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (1)$$

Donde

$\underline{K}$  = matriz de rigideces de la estructura

$\underline{\delta}$  = vector de desplazamientos

$\underline{P}^e$  = vector de cargas de empotramiento

$\underline{P}^c$  = vector de cargas concentradas

La matriz de rigideces de la estructura se puede obtener mediante la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura. El vector de cargas de empotramiento de toda la estructura es igual a la suma de los vectores de carga de todas y cada una de las barras de la estructura.

A continuación obtendremos la matriz de rigideces y el vector de cargas de empotramiento de una barra con apoyos continuos, sometida a una carga uniformemente repartida  $w$  (Fig. 1). Utilizaremos la siguiente convención de signos, para una barra horizontal (Fig. 2): los giros se consideran positivos en sentido antihorario, los desplazamientos verticales son positivos si van hacia abajo y los desplazamientos horizontales son positivos si van hacia la izquierda (Fig. 2a). Los momentos flexionantes son positivos en sentido horario, las fuerzas cortantes verticales son positivas si van hacia arriba y las fuerzas cortantes horizontales son positivas si van hacia la derecha (Fig. 2b).

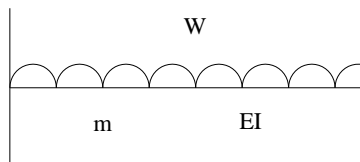


Figura 1. Barra con carga distribuida uniformemente,  $w$ .



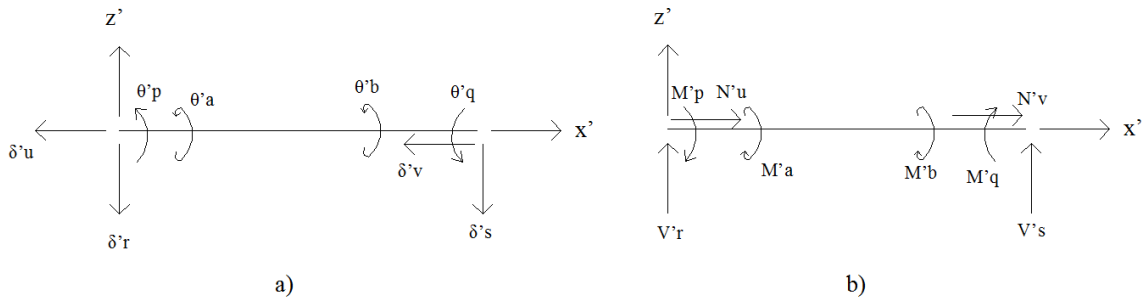


Figura 2. Convención de signos para barra horizontal. a) Desplazamientos, b) elementos mecánicos barra sobre nudo.

Demos un giro  $\theta'_p$  en el extremo izquierdo de la barra. En la Fig. 3a se muestran los elementos mecánicos ocasionados por este giro. En la Fig. 3b se muestran los elementos mecánicos producidos por un giro  $\theta'_q$  en el extremo derecho de la barra. Las Fig. 3c y 3d exhiben los elementos mecánicos provocados por un desplazamiento vertical  $\delta'_r$  en el nudo izquierdo y un desplazamiento vertical  $\delta'_s$  en el nudo derecho, respectivamente.

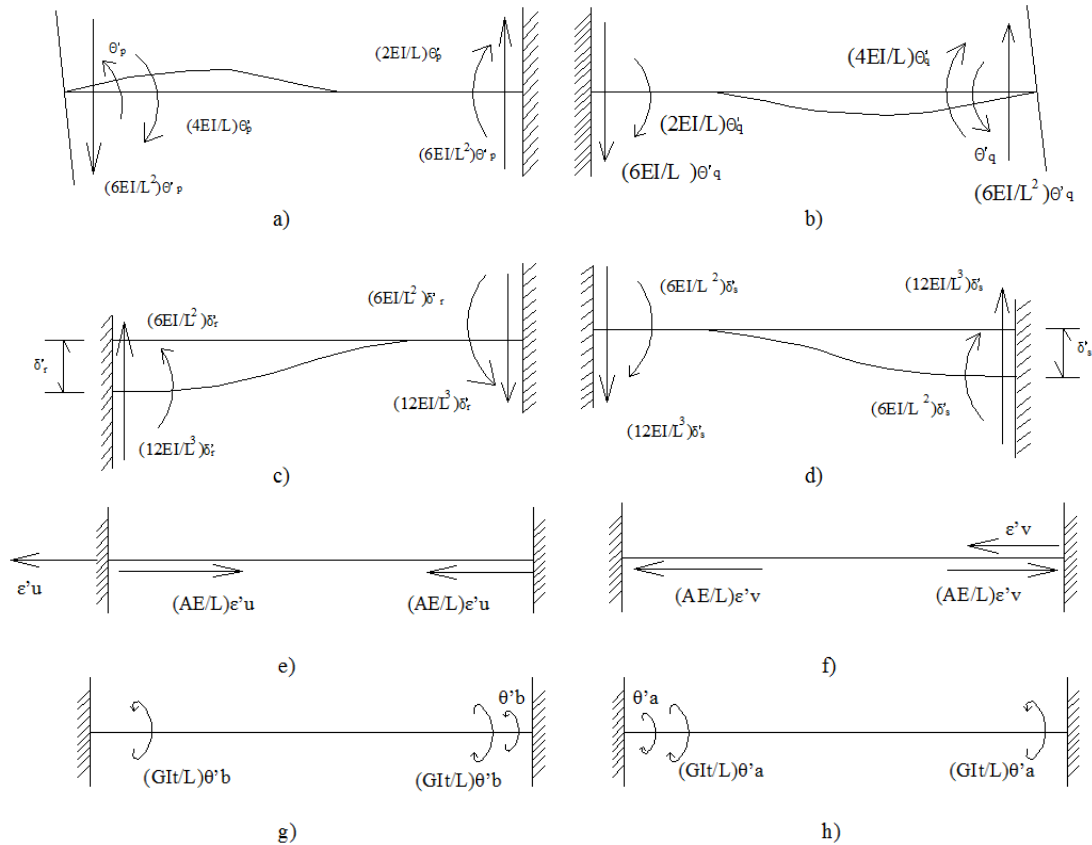


Figura 3. Elementos mecánicos ocasionados por giros y desplazamientos en barras.

Los elementos mecánicos en las figuras 3e y 3f muestran los elementos mecánicos producidos por un desplazamiento horizontal  $\delta'_u$  en el nudo izquierdo y un desplazamiento horizontal  $\delta'_v$  en el nudo derecho, respectivamente. Las Fig. 3g y 3h contienen los momentos producidos por un giro de torsión  $\theta'_a$  en el nudo izquierdo y un giro de torsión  $\theta'_b$  en el nudo derecho, respectivamente.

Los elementos mecánicos que aparecen en la barra  $m$  valen:

$$M'_p = wL^2/12 + (4EI/L)\theta'_p + (2EI/L)\theta'_q - (6EI/L^2)\delta'_r + (6EI/L^2)\delta'_s \quad (2)$$

$$M'_q = -wL^2/12 + (2EI/L)\theta'_p + (4EI/L)\theta'_q - (6EI/L^2)\delta'_r + (6EI/L^2)\delta'_s \quad (3)$$

$$V'_r = -wL/2 - (6EI/L^2)\theta'_p - (6EI/L^2)\theta'_q + (12EI/L^3)\delta'_r - (12EI/L^3)\delta'_s \quad (4)$$

$$V'_s = -wL/2 + (6EI/L^2)\theta'_p + (6EI/L^2)\theta'_q - (12EI/L^3)\delta'_r + (12EI/L^3)\delta'_s \quad (5)$$

$$N'_u = (AE/L)\delta'_u - (AE/L)\delta'_v \quad (6)$$

$$N'_v = - (AE/L)\delta'_u + (AE/L)\delta'_v \quad (7)$$

$$M'_a = (GI_t/L)\theta'_a - (GI_t/L)\theta'_b \quad (8)$$

$$M'_b = - (GI_t/L)\theta'_a + (GI_t/L)\theta'_b \quad (9)$$

En una viga de sección rectangular de dimensiones  $b$  por  $h$ , el momento polar de inercia debido a torsión se puede valuar en forma aproximada (Beaufait et al, 1970) de la siguiente manera:

$$I_t \approx (hb^3/3)(1 - 0.63(b/h) + 0.052 (b/h)^5) ; h \geq b \quad (10)$$

Los elementos mecánicos que transmite la barra al nudo están dados por:

$$\underline{P}'_m = \underline{K}'_m \underline{\delta}'_m + (\underline{P}^e_m)' \quad (11)$$

Dónde:

$$\underline{K}'_m = \begin{bmatrix} \theta'p & \theta'q & \delta'r & \delta's & \delta'u & \delta'v & \theta'a & \theta'b \\ 4EI/L & 2EI/L & (-6EI/L^2) & 6EI/L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2EI/L & 4EI/L & (-6EI/L^2) & 6EI/L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ (-6EI/L^2) & (-6EI/L^2) & 12EI/L & 12EI/L & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 6EI/L^2 & 6EI/L^2 & 12EI/L & 12EI/L & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & AE/L & (-AE/L) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (-AE/L) & AE/L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & GI_t/L & (-GI_t/L) \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (-GI_t/L) & GI_t/L \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta'p \\ \theta'q \\ \delta'r \\ \delta's \\ \delta'u \\ \delta'v \\ \theta'a \\ \theta'b \end{matrix} \quad (12)$$

$$\underline{\delta}'_m = \begin{bmatrix} \theta'_p \\ \theta'_q \\ \delta'_r \\ \delta'_s \\ \delta'_u \\ \delta'_v \\ \theta'_a \\ \theta'_b \end{bmatrix} \quad (13)$$

$$(\underline{P}^e_m)' = \begin{bmatrix} wL^2/12 \\ -wL^2/12 \\ -wL/2 \\ -wl/2 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (14)$$

$\underline{K}'_m$  = matriz de rigidez de la barra m

$\underline{\delta}'_m$  = vector de desplazamiento de la barra m

$(\underline{P}^e_m)'$  = vector de cargas de empotramiento de la barra m

Veamos a continuación la determinación de la matriz de rigideces y el vector de cargas de empotramiento para una estructura tridimensional formada por marcos planos ortogonales entre sí (Fig. 4); en cada nudo pueden existir barras inclinadas.

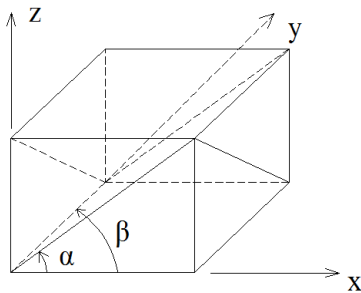


Fig. 4. Marcos planos ortogonales entre sí.

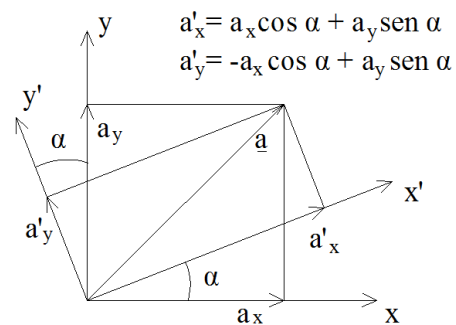


Fig. 5. Transformación de un vector del sistema global x-y al sistema local x'-y'.

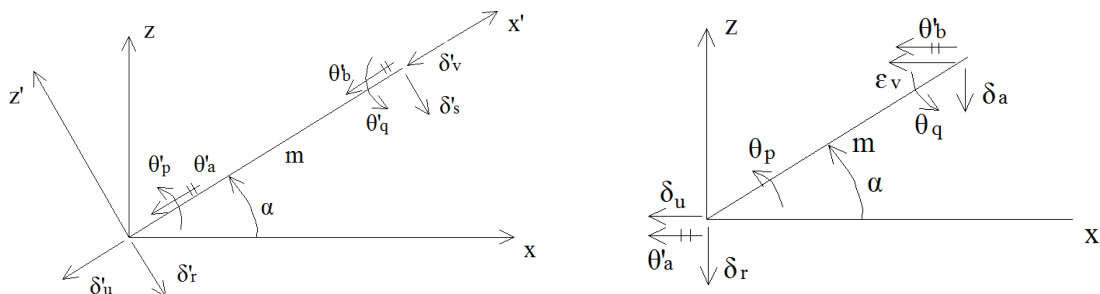


Fig. 6. Desplazamiento de la barra inclinada. Sistema local x'-z' (izquierda) y x-z (derecha).

En la Fig. 5 se presentan por la transformación de un vector del sistema global x – y al sistema local x' - y'. Aplicando las ecuaciones de la Fig. 5 a la barra inclinada de la Fig. 6 (despreciando el efecto de la torsión con eje de giro vertical):

$$\theta'_p = \theta_p \quad \theta'_q = \theta_q$$

$$\delta'_r = \delta_r \cos \alpha - \delta_u \sin \alpha$$

$$\delta'_s = \delta_s \cos \alpha - \delta_v \sin \alpha$$

$$\delta'_u = \delta_r \sin \alpha + \delta_u \cos \alpha$$

$$\delta'_v = \delta_s \sin \alpha + \delta_v \cos \alpha$$

$$\theta'_a = \theta''_a \cos \alpha$$

$$\theta'_b = \theta''_b \cos \alpha$$

Aplicando las expresiones de la Fig. 5 a la barra de la Fig. 7:

$$\theta'_p = \theta_p \cos \beta - \theta_a \sin \beta$$

$$\theta'_q = \theta_q \cos \beta - \theta_b \sin \beta$$

$$\theta''_a = \theta_p \sin \beta + \theta_a \cos \beta$$

$$\theta''_b = \theta_q \sin \beta + \theta_b \cos \beta$$

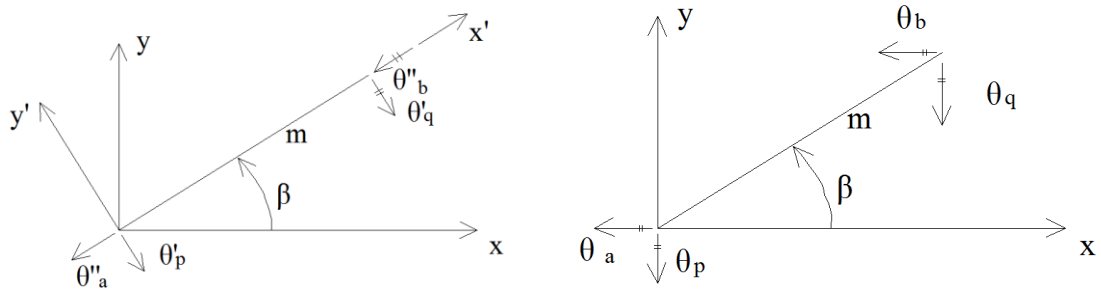


Figura 7. Giros de la barra paralelos al plano x-y. Sistema local x'-y' (Izquierda). Giros de la barra paralelos al plano x'-y'. Sistema local x-y. (Derecha)

Sean

$$\delta m = \begin{bmatrix} \theta'_p \\ \theta'_q \\ \delta'_r \\ \delta'_s \\ \delta'_u \\ \delta'_v \\ \theta'_a \\ \theta'_b \end{bmatrix}$$

(15)

$$\underline{\delta}'_m = \begin{bmatrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{bmatrix} \quad (16)$$

Es decir

$$\underline{\delta}'_m = \underline{T}_m \underline{\delta}_m \quad (17)$$

Donde

$$\underline{T}_m = \begin{bmatrix} \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s & \delta_u & \delta_v & \delta_a & \delta_b & \theta_p \\ \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\text{sen } \beta & 0 & \theta_q \\ 0 & \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\text{sen } \beta & \theta_q \\ 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & -\text{sen } \alpha & 0 & 0 & 0 & \delta_r \\ 0 & 0 & 0 & \cos \alpha & -\text{sen } \alpha & 0 & 0 & 0 & \delta_s \\ 0 & 0 & \text{sen } \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 & 0 & \delta_u \\ 0 & 0 & 0 & \text{sen } \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 & \delta_v \\ \cos \alpha \text{ sen } \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \alpha \cos \beta & 0 & \theta_a \\ 0 & \cos \alpha \text{ sen } \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \alpha \cos \beta & \theta_b \end{bmatrix} \quad (18)$$

Los desplazamientos de los sistemas local y global están relacionados mediante las siguientes expresiones:

$$\theta'_p = \theta_p \cos \beta - \theta_a \text{sen } \beta \quad (19)$$

$$\theta'_q = \theta_q \cos \beta - \theta_b \text{sen } \beta \quad (20)$$

$$\delta'_r = \delta_r \cos \alpha - \delta_u \text{sen } \alpha \quad (21)$$

$$\delta'_s = \delta_s \cos \alpha - \delta_v \text{sen } \alpha \quad (22)$$

$$\delta'_u = \delta_r \text{sen } \alpha + \delta_u \cos \alpha \quad (23)$$

$$\delta'_v = \delta_s \text{ sen } \alpha + \delta_v \text{ cos } \alpha \quad (24)$$

$$\theta'_a = \theta_p \text{ cos } \alpha \text{ sen } \beta + \theta_a \text{ cos } \alpha \text{ cos } \beta \quad (25)$$

$$\theta'_b = \theta_q \text{ cos } \alpha \text{ sen } \beta + \theta_b \text{ cos } \alpha \text{ cos } \beta \quad (26)$$

En el sistema local  $x' - z'$  (Fig. 6)

$$\underline{P}'_m = \underline{K}'_m \underline{\delta}'_m + (\underline{P}^e_m) \quad (27)$$

Pero

$$(\underline{P}^e_m)' = \underline{T}_m \underline{P}^e_m \quad (28)$$

$$\text{Y } \underline{P}'_m = \underline{T}_m \underline{P}_m \quad (29)$$

Sustituyendo la ecuación 29 en la ecuación 27

$$\underline{T}_m \underline{P}_m = \underline{K}'_m \underline{\delta}'_m + (\underline{P}^e_m)' \quad (30)$$

Sustituyendo las ecuaciones 17 y 28 en la ecuación 30

$$\underline{T}_m \underline{P}_m = \underline{K}'_m \underline{T}_m \underline{\delta}_m + \underline{T}_m \underline{P}^e_m$$

Premultiplicando por  $\underline{T}_m^{-1}$

$$\underline{P}_m = \underline{T}_m^{-1} \underline{K}'_m \underline{T}_m \underline{\delta}_m + \underline{P}^e_m$$

Donde

$$\underline{T}_m^{-1} = \begin{bmatrix} \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s & \delta_u & \delta_v & \theta_a & \theta_b \\ \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\text{sen } \beta}{\text{cos } \alpha} & 0 \\ 0 & \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\text{sen } \beta}{\text{cos } \alpha} \\ 0 & 0 & \text{cos } \alpha & 0 & \text{sen } \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \text{cos } \alpha & 0 & \text{sen } \alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\text{sen } \alpha & 0 & \text{cos } \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\text{sen } \alpha & 0 & \text{cos } \alpha & 0 & 0 \\ -\text{sen } \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\text{cos } \beta}{\text{cos } \alpha} & 0 \\ 0 & -\text{sen } \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\text{cos } \beta}{\text{cos } \alpha} \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{matrix}$$

En el sistema global

$$\underline{P}_m = \underline{K}_m \underline{d}_m + \underline{P}_m^e \quad (32)$$

Dónde

$$\underline{K}_m = \underline{T}_m^{-1} \underline{K}'_m \underline{T}_m \quad (33)$$

Sustituyendo las ecuaciones 12, 18 y 31 en la ecuación 33, se obtiene la matriz  $\underline{K}_m$ , la cual se muestra en la tabla 1.

Para el vector de cargas de empotramiento:

$$\underline{P}_m^e = \underline{T}_m^{-1} (\underline{P}'_m)^e \quad (34)$$

$$\underline{P}_m^e = \begin{bmatrix} (wL^2/12)\cos \beta \\ -(wL^2/12)\cos \beta \\ -(wL/2)\cos \alpha \\ -(wL/2)\cos \alpha \\ (wL/2)\sen \alpha \\ (wL/2)\sen \alpha \\ -(wL^2/12)\sen \beta \\ (wL^2/12)\sen \beta \end{bmatrix} \quad (35)$$

La ecuación 33 proporciona la matriz de rigidez de la barra inclinada  $m$ , para el sistema coordenado general  $x - y - z$ . Las ecuaciones 34 o 35 proporcionan el vector de cargas de empotramiento de la barra inclinada  $m$ , para el sistema coordenado general  $x - y - z$ .

En resumen, primero se utilizan la tabla 1 y las ecuaciones 34 ó 35 para hallar la matriz de rigideces y el vector de cargas de empotramiento de las barras de la estructura. La matriz de rigideces de la estructura completa se obtiene mediante la suma de las matrices de rigideces de todas y cada una de las barras que forman la estructura; el vector de cargas de empotramiento de la estructura completa es igual a la suma de los vectores de carga de todas y cada una de las barras de la estructura. Sustituyendo en la ecuación 1 se obtiene la ecuación matricial de equilibrio de toda la estructura; resolviendo el sistema de ecuaciones se obtiene los desplazamientos correspondientes al sistema global  $x - y - z$  (vector  $\underline{\delta}$ ). Los elementos mecánicos en las barras se obtienen de la siguiente forma: primero se determinan los desplazamientos en el sistema local, con el empleo de la ecuación 17 o las ecuaciones 19 a 26:

A continuación los elementos mecánicos en la barra  $m$  se determinan con la ecuación 11 o con las ecuaciones 2 a 9:

Tabla 1. Matriz  $\underline{K}_m$

<p>Sean: <math>D = 4 EI/L</math>    <math>M = 6 EI/L</math>    <math>N = 12 EI/L</math>    <math>Q = AE/L</math></p> <p><math>F = GI t/L</math></p> <p><math>SA = \text{sen } A</math>    <math>S2A = \text{sen}^2 A</math>    <math>SB = \text{sen } B</math>    <math>S2B = \text{sen}^2 B</math></p> <p><math>CA = \text{cos } A</math>    <math>C2A = \text{cos}^2 A</math>    <math>CB = \text{cos } B</math>    <math>C2B = \text{cos}^2 B</math></p>								
$\theta_p$	$\theta_q$	$\delta_r$	$\delta_s$	$\delta_u$	$\delta_v$	$\theta_a$	$\theta_q$	
$D C2B + F S2B$	$(D/2) C2B - F S2B$	$(- M CB CA)$	$M CB CA$	$M CB SA$	$(-M CB SA)$	$(- D CB SB + F CB SB)$	$(- (D/2) CB SB - F CB SB)$	$\theta_p$
$(D/2) C2B - F S2B$	$D C2B + F S2B$	$(- M CB CA)$	$M CB CA$	$M CB SA$	$(-M CB SA)$	$(- (D/2) CB SB - F CB SB)$	$(- D CB SB + F CB SB)$	$\theta_q$
$(- M CA CB)$	$(- M CA CB)$	$N C2A + Q S2A$	$(- N C2A - Q S2A)$	$(-N CA SA + Q CA SA)$	$N CA SA - Q CA SA$	$M CA SB$	$M CA SB$	$\delta_r$
$M CA CB$	$M CA CB$	$(- N C2A - Q S2A)$	$N C2A + Q S2A$	$N CA SA - Q CA SA$	$(-N CA SA + Q CA SA)$	$(- M CA SB)$	$(- M CA SB)$	$\delta_s$
$M SA CB$	$M SA CB$	$(- N CA SA + Q CA SA)$	$N CA SA - Q CA SA$	$N S2A + Q C2A$	$(-N S2A - Q C2A)$	$(- M SA SB)$	$(- M SA SB)$	$\delta_u$
$(- M SA CB)$	$(- M SA CB)$	$N CA SA - Q CA SA$	$(- N CA SA + Q CA SA)$	$(-N S2A - Q C2A)$	$N S2A + Q C2A$	$M SA SB$	$M SA SB$	$\delta_v$
$(- D CB SB + F CB SB)$	$(- (D/2) CB SB - F CB SB)$	$M CA SB$	$(- M CA SB)$	$(- M SA SB)$	$M SA SB$	$D S2B + F C2B$	$(D/2) S2B - F C2B$	$\theta_a$
$(- (D/2) CB SB - F CB SB)$	$(- D CB SB + F CB SB)$	$M CA SB$	$(- M CA SB)$	$(- M SA SB)$	$M SA SB$	$(D/2) S2B - F C2B$	$D S2B + F C2B$	$\theta_q$



## CAPÍTULO 3. CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN EL SUELO

### 3.1 INTRODUCCIÓN

Las arcillas sensitivas se forman en cuerpos de agua salada, y, por esta razón, poseen una estructura floculenta, lo que ocasiona que su comportamiento sea muy diferente a las arcillas que se producen en cuerpos de agua dulce.

La estructura floculenta da lugar a que en una arcilla sensitiva sus partículas queden unidas entre sí, y, por lo tanto, su rigidez no dependa de manera significativa de la presión vertical efectiva en el campo; es decir, su rigidez (o deformabilidad) está supeditada más al pegamento entre partículas que a la presión misma. Por otra parte, la adhesión entre los granos es relativamente débil, lo que ocasiona que, además de la deformación por consolidación primaria, en estos suelos se manifieste en forma notable el fenómeno de deformación por consolidación secundaria. Así, las arcillas sensitivas exhiben diversas clases de curvas de consolidación, siendo tres de ellas típicas: (a) curvas tipo I, (b) curvas tipo II, y (c) suelos con cavidades (Zeevaert, 1986).

### 3.2 ANTECEDENTES DE ARCILLAS SENSITIVAS

#### 3.2.1 ARCILLA DEL VALLE DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Los materiales que forman los depósitos arcillosos del subsuelo de la ciudad de México se caracterizan por su extraordinaria compresibilidad. Por otra parte, tenemos que el espesor de la formación tiene un espesor que varía de 15 hasta 40 metros por lo que no es sorprendente que cargas tan pequeñas provoquen grandes asentamientos. Por esta razón es necesaria la determinación de las propiedades que permiten predecir los hundimientos de una construcción y su evolución en el tiempo, lo cual es de gran importancia para el ingeniero que diseña cimentaciones en esta ciudad.

En general, las cargas de preconsolidación resultan del mismo orden que los esfuerzos efectivos, las cuales, no siempre coinciden con las cargas producidas por el propio terreno. Las sobrecargas de construcciones en la superficie y, principalmente, el proceso de secado durante la formación de la corteza arcillosa son la causa de esta condición de los depósitos lacustres. A esto último se le une, en fechas más recientes, el bombeo de agua subterránea provocando fuertes pérdidas de presión en los estratos inferiores lo cual es responsable del hundimiento general de la ciudad.

#### 3.2.1.1 COMPRESIBILIDAD

Para ilustrar esta característica de las arcillas de la ciudad de México se utilizara información del sondeo Pc 74 (Marsal y Mazari, 1959).

En los especímenes inalterados se observa un comportamiento variable, según sean las presiones aplicadas menores o mayores que las cargas de preconsolidación ( $p_c$ ). El tramo comprendido en el intervalo  $p < p_c$ , es prácticamente una línea recta. En la fig. 8 se puede observar que las curvas  $e$  vs  $p$  de la probeta inalterada y su respectiva remoldeada, pueden cruzarse en abscisas menores que  $8 \text{ kg/cm}^2$ , dando como resultado que el suelo en su condición natural puede ser más compresible que en su estado remoldeado. Respecto a esto, es oportuno indicar que, por variaciones importantes en la composición o propiedades de los especímenes labrados de una muestra, fue necesario ensayar la misma probeta; primero en estado inalterado y después remoldeada, amasándola, con una previa adición de agua destilada para llevarla a su contenido de agua natural.

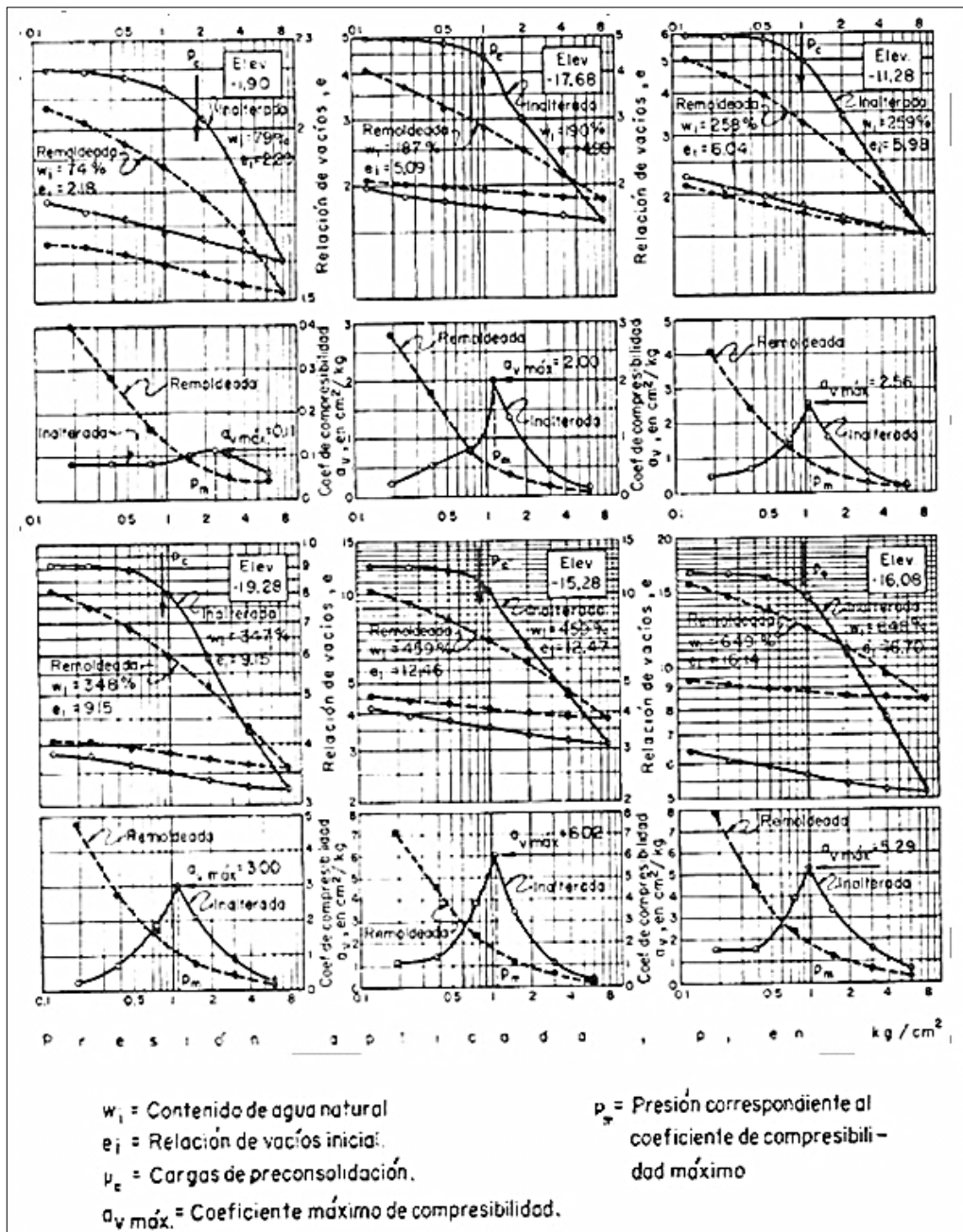


Figura 8. Comparación de curvas relaciones de vacíos vs presiones y coeficiente de compresibilidad vs presiones medias en muestras inalteradas y remoldeadas. Pc 74. (Marsal y Mazari, 1959)

### 3.2.1.2 COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD

Los valores de  $a_v$  acusan siempre un valor máximo, para valores de la presión aplicada mayores que la carga de preconsolidación; los máximos valores de  $a_v$  en la fig. 9 varían de 0.11 a 6.0  $\text{cm}^2/\text{kg}$ . La compresibilidad de las arcillas se reduce notablemente fuera del intervalo que comprende a  $p_c$ .

Los valores de  $a_v$  de las arcillas del subsuelo de México son extraordinarios si se comparan con los de arcillas marinas o de origen glacial. Con objeto de ilustrar las diferencias entre las arcillas de México y la de otros lugares, se presentan en la fig. 9 gráficas de  $e$  vs  $p$  y de  $m_v$  vs  $p_m$ , recopiladas de diferentes publicaciones.

### 3.2.1.3 CARGA DE PRECONSOLIDACIÓN

Las cargas de preconsolidación ( $p_c$ ) se estimaron por el procedimiento de A. Casagrande. Se comprobó que este método es aplicable a curvas  $e$  vs  $p$  presentadas en papel logarítmico. El rango de la carga de preconsolidación varía de 0.9 a 1.8  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .

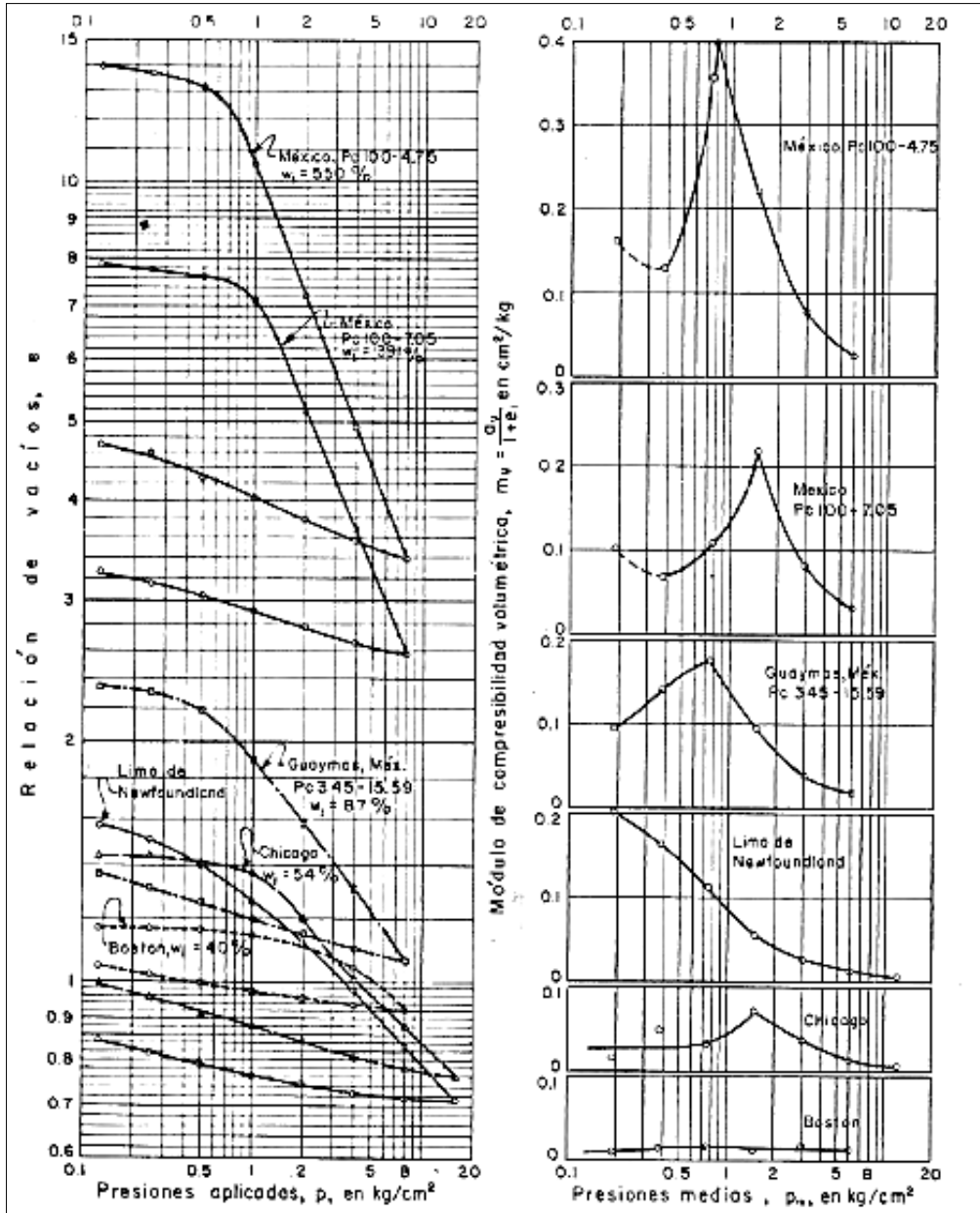


Figura 9. Compresibilidad de varias arcillas. (Marsal y Mazari, 1959)

### 3.2.1.4 COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN

El cálculo del coeficiente de consolidación ( $c_v$ ) se basa en la comparación de las curvas deformación – tiempo, experimental y teórica, mediante procedimientos adecuados de ajuste, como los propuestos por A. Casagrande y D. W. Taylor.

En la fig. 10 se presenta un ejemplo expresamente elegido para justificar la aplicación del primero de los procedimientos citados por encima del segundo. Si se comparan las gráficas a, b

y c, correspondientes a tres de los incrementos de presión de la prueba de consolidación uniaxial, con la curva teórica (Fig. 10, d), no hay ninguna razón para objetar la correlación con la teoría de Terzaghi.

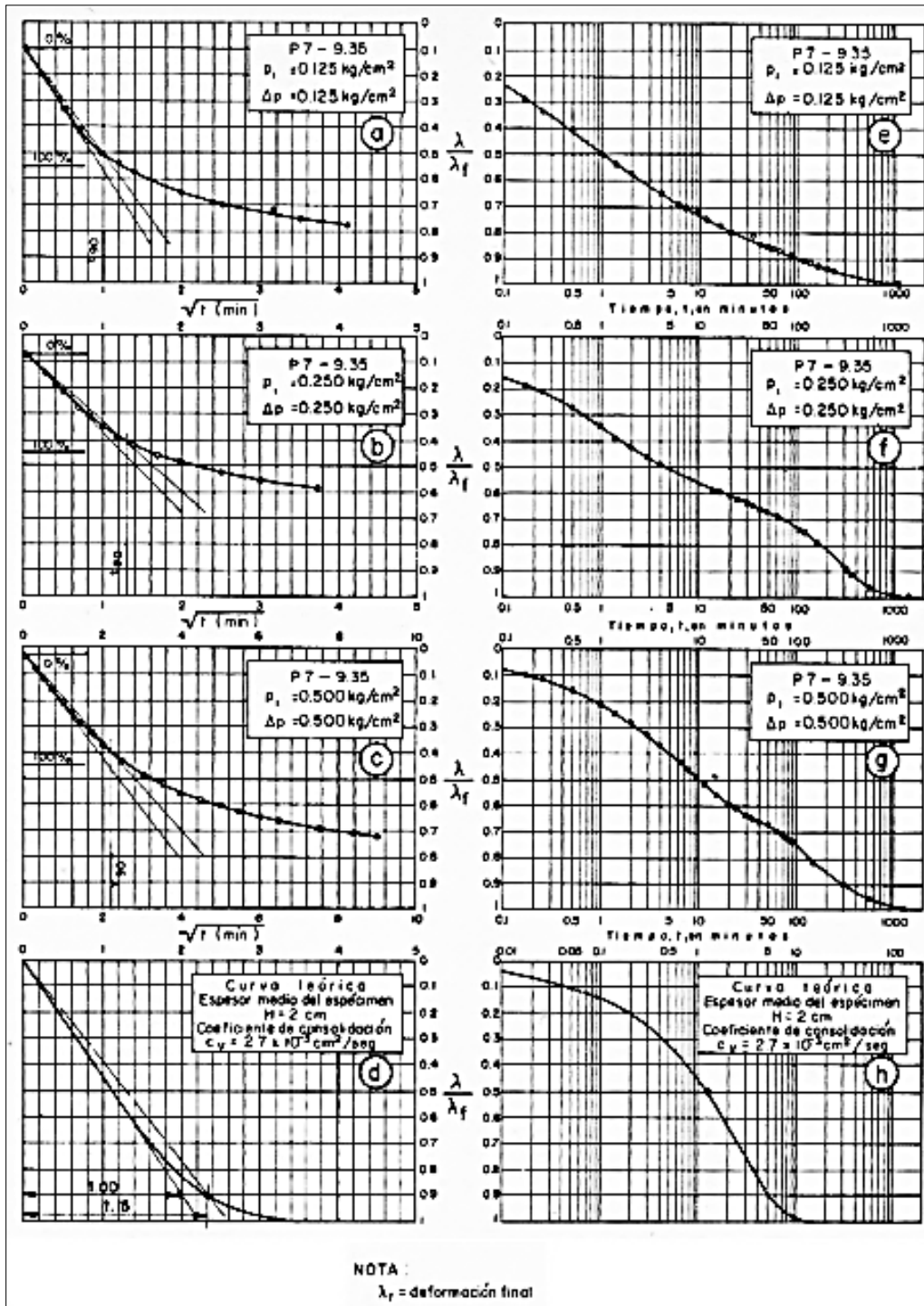


Figura 10. Representaciones raíz cuadrada de tiempos y semilogarítmica. Métodos de ajuste para calcular el coeficiente de consolidación. (Marsal y Mazari, 1959)

## **3.2.2 ARCILLA DEL ESTE DE CANADÁ**

### **3.2.2.1 INTRODUCCIÓN**

La estructura del suelo es un aspecto importante en el estudio del comportamiento geotécnico de arcillas con alto contenido de agua. En años recientes, el término "arcilla estructurada" ha sido ampliamente usado para referirse a las arcillas de Champlain. La modificación o el colapso de la estructura de la arcilla, generalmente, se aplica para tener en cuenta muchos aspectos del comportamiento geotécnico de la misma. Sin embargo, son pocos los estudios directos que se han publicado de la estructura de la arcilla de Champlain en relación con el comportamiento geotécnico.

La mayoría de las técnicas para los estudios de la estructura de la arcilla requiere la deshidratación de las muestras (Leroux, 1973; Gillott, 1973, 1976; Tovey y Wong 1973). El método más común, al aire u horno de secado, no es conveniente para arcillas con alto contenido de agua debido a que puede haber una contracción significativa. Los otros dos métodos que se han utilizado son punto crítico de secado y secado por congelación.

Delage y Lefebvre (1984) presentaron un estudio de la estructura de una arcilla sensitiva de Champlain y de su evolución durante la consolidación. Ellos utilizaron los resultados obtenidos a partir de la aplicación paralela de la exploración por microscopio electrónico de barrido y porosimetría de mercurio a una arcilla deshidratada secada por congelación. El trabajo de Delage y Lefebvre es un desarrollo adicional de este estudio, que tiende a hacer una generalización de los conceptos que se expusieron allí. El mismo está basado en las pruebas de compresión estándar en consolidómetro y en las pruebas de intrusión de mercurio.

### **3.2.2.2 APLICACIÓN DE LA POROSIMETRÍA DE MERCURIO A SUELOS**

La porosimetría de mercurio se basa en el principio que un líquido no humectante, tal como el mercurio, el cual no entra en un medio poroso, a menos que una presión sea aplicada. Comparando los poros cilíndricos capilares, la presión  $P$  está relacionada con un poro de entrada de radio " $r$ ". Por la ley de Laplace:

$$P = 2 \sigma \cos \theta / r \quad (36)$$

Donde  $\sigma$  es la tensión superficial de la intrusión líquida y  $\theta$  el ángulo de contacto (por mercurio,  $\sigma = 0.484 \text{ N/m}$ ,  $\theta = 141^\circ$ ). A medida que la presión  $P$  se incrementa, los poros de menor y pequeño radio " $r$ " se rellenan con la intrusión del líquido. Los resultados se representan en una curva acumulativa, dando la distribución de tamaño de poro del medio poroso.

El problema de la resistencia del suelo a la prueba ha sido discutido por Lawrence (1978), Kenney (1980), y Raed et al (1980). Lawrence (1978) realizó una primer intrusión de mercurio en un suelo arcilloso quitando toda la intrusión de mercurio por vacío a calentamiento bajo, y entonces reintrodujo el mercurio en la muestra. La primera y segunda curvas de las intrusiones eran similares, y se concluyó que las intrusiones de mercurio no causan ningún daño al suelo.

Sin embargo, esta conclusión no puede ser generalizada a cualquier tipo de suelo, y el problema de la resistencia de una determinada estructura deshidratada por intrusión de mercurio debe ser examinada cuidadosamente en cada caso.

### 3.2.2.3 MUESTRAS ESTUDIADAS

La mayoría de las muestras estudiadas provienen de zonas inestables del mar de Champlain, donde la erosión activa en la orilla de los ríos ha causado una gran cantidad de deslizamientos de tierra. Los sitios de St Thuribe, St Alban y St León están ubicados cerca del noreste del límite del mar de Champlain. Saint-Guillaume, San Luis y San Marcel se encuentran en el centro del depósito cerca del río Yamaska, en un área donde siguen ocurriendo deslizamientos pequeños. La muestra B2 Broadback proviene del Mar Tyrrel, otro depósito de arcilla sensitiva, ubicado en la bahía James, zona del proyecto hidroeléctrico.

Cabe señalar que las dos muestras de St-Thuribe proceden de la misma perforación. Las propiedades geotécnicas de las arcillas son presentadas en la tabla 2. Se puede ver que las tres muestras procedentes de la zona Yamaska son muy similares, y esto ilustra una buena homogeneidad local de este depósito. El Broadback Arcilla B2 es de alta sensibilidad, mientras que el resto de las arcillas son de sensibilidad media, con valores comprendidos entre 19 y 45.

Tabla 2. Características geotécnicas de las arcillas estudiadas. (Delage, 1987)

	St-Marcel	St-Guillaume	St-Louis	St-Alban	St-Thuribe (3.40m)	St-Thuribe (5.77m)	St-Léon	Broadback B2
w (%)	80	70	63	68	40	42	54	46
w <sub>L</sub> (%)	60	62	48	46	33	35	40	29
w <sub>p</sub> (%)	25	26	29	30	23	25	26	19
< 2 μm (%)	80	81	79	65	30	20	60	45
Sensitividad	19	22	32	25	24	45	38	233

### 3.2.2.4 COMPRESIBILIDAD. CONSOLIDACIÓN ESTÁNDAR

En cada muestra, las pruebas de consolidación estándar se realizaron con una relación de 1,5 de incremento de carga cada 24 h. Los resultados de los índices de compresión y presiones de preconsolidación de estas pruebas se presentan en la figura 20 y en la tabla 10.

Las curvas de la fig. 11 presentan la forma típica de consolidación de arcillas sensitivas. Muy pocas variaciones en la relación de vacíos se pueden presentar por debajo de la presión de preconsolidación. Cuando esta presión es obtenida se presenta un asentamiento repentino y ocurre una gran reducción en la relación de vacíos que define los valores altos del índice de compresión. Para valores de presiones más altos ( $\sigma > 300$  kPa), la mayoría de las curvas son paralelas, a excepción de las de St-Alban y Broadback B2.

Tabla 3. Propiedades de compresibilidad de las arcillas estudiadas

	St-Marcel	St-Guillaume	St-Louis	St-Alban	St-Thuribe (3.40m)	St-Thuribe (5.77m)	St-Léon	Broadback B2
$\sigma'_p$ (kPa)	54	130	160	64	174	180	115	125
C <sub>c</sub>	2.28	2.27	2.23	1.4	0.7	1.07	2.6	1.4

Se puede observar que la arcilla de St-Léon tiene el índice de compresibilidad más alto (C<sub>c</sub> = 2.6). Las curvas de compresión de Saint-Louis y San Guillaume, son muy similares a la curva de Saint-Léon, y definen los índices de compresibilidad un poco más pequeños (C<sub>c</sub> = 2.23 y 2.27, respectivamente). Las presiones de preconsolidación son comparables entre sí ( $\sigma'_p$  = 160, 130 y 115 kPa, respectivamente). La arcilla Saint Marcel tiene el índice de compresibilidad igual a Saint-Louis y St-Guillaume, pero su presión de preconsolidación es más

pequeña ( $\sigma'_p = 54$  kPa). La arcilla St-Alban tiene un índice de compresibilidad inferior a la arcillas con ciertos índices de compresibilidad previamente propuestos ( $C_c = 1.4$ ), y una presión de preconsolidación igual a 64 kPa. Las dos muestras de St-Thuribe tienen propiedades diferentes de compresibilidad, es decir, mayor  $\sigma'_p$  (174 kPa y 180), y menor  $C_c$  (0.70 y 1.07). Para una relación de vacíos inicial idéntica y un  $\sigma'_p$  inferior (125 kPa), la arcilla B2 Broadback tiene un  $C_c$  mayor, igual a la arcilla de St-Alban (1.40).

Por lo general, las arcillas que tienen altos contenidos de agua son más compresibles. Sin embargo, se observa que la arcilla de St-Alban presenta una compresibilidad pequeña. De la misma manera, las muestras de St Thuribe y Broadback 82 tienen diferente compresibilidad, mientras que su relación de vacíos inicial es muy similar.

### 3.2.2.5 DISTRIBUCIÓN DE TAMAÑOS DE PORO

Las curvas de distribución de tamaño de poro (DTP) con intrusión de mercurio se determinaron utilizando un porosímetro Carlo-Erba, operando entre la presión atmosférica y 150 MPa, por lo que se pudo investigar la relación del tamaño de poros de 5 micras hasta 5 nm (50 Å). En este tipo de aparato, el aumento de presión de mercurio es muy bajo, ya que una intrusión dura de 4 a 6 horas, para una muestra de 2 g de peso seco por congelación. Los datos se registran automáticamente, y la curva se traza a partir de 50-70 puntos experimentales.

La fig. 12 muestra una curva típica de intrusión de mercurio, que se obtiene de la arcilla de St-Marcel. Para una presión de mercurio dada, el volumen poroso de intrusión es dividido entre el volumen de las partículas sólidas del suelo y se grafica en el eje de las ordenadas. El resultado es entonces comparado con la relación de vacíos. La presión de mercurio se graficó en el eje de las abscisa, que se representa en la parte superior de la gráfica en una escala logarítmica. Los radios de poro de entrada correspondientes están indicados sobre la base de la gráfica.

La intrusión de mercurio se puede describir como sigue: desde la presión atmosférica hasta 800 kPa (desde el punto 1 al punto 2, fig. 12), la curva es una línea recta horizontal y no se produce intrusión. Desde 1 hasta 7,5 MPa, un volumen importante de mercurio se introduce en la muestra. Esta intrusión corresponde a la pendiente máxima de la curva, que se denominará  $C_p$ . En el caso de la fig. 12,  $C_p$  es igual a 2.42. Los valores correspondientes de los radios de poro de entrada están incluidos entre 0,75 y 0,1 micras. Esta familia de poros representa aproximadamente el 70% de la porosidad total y se define por la abscisa del punto de inflexión (0,18 micras).

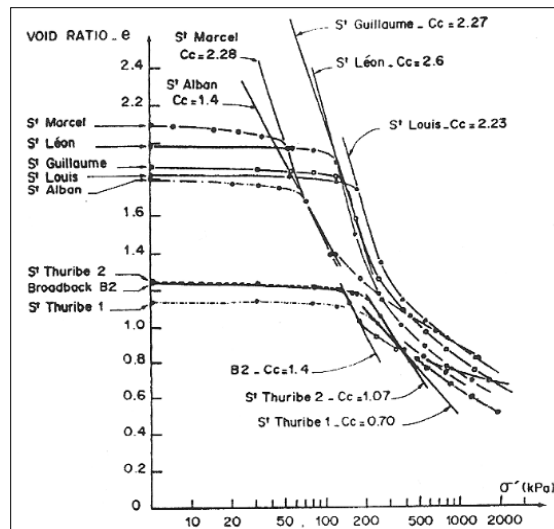


Figura 11. Pruebas de consolidación estándar. (P. Delage, 1987)

Las curvas de distribución del tamaño de los poros de las diversas muestras estudiadas se presentan en la fig. 13. La relación de vacíos total de cada muestra se ha calculado a partir de los valores del contenido de agua natural, la cual se determinó antes de la deshidratación. La buena correspondencia entre este valor y la relación de vacíos calculada a partir de la intrusión de mercurio total es un resultado alentador, con respecto a la preservación de la estructura natural tanto durante la intrusión como en la deshidratación.

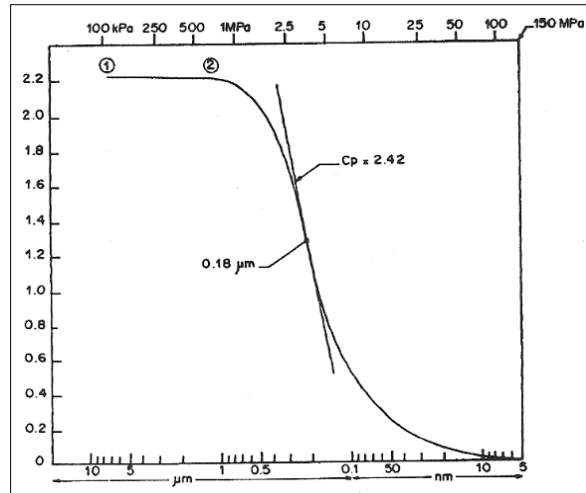


Figura 12. Curva de distribución de tamaño de poros de la arcilla St-Marcel. (P. Delage, 1987)

Las diversas curvas tienen la misma forma general, y cada uno de ellas tiene una familia de poros predominante que está definido por un punto de inflexión. En este punto, el Cp (pendiente de la curva) puede ser calculado a partir de las líneas rectas trazadas.

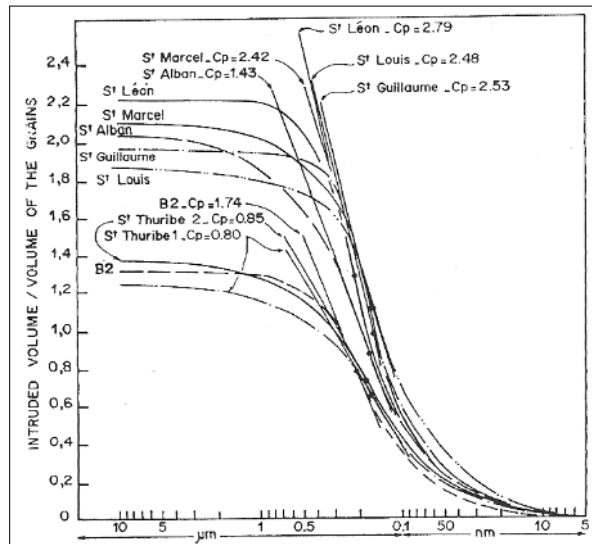


Figura 13. Curvas de distribución de tamaños de poros. (P. Delage, 1987)

Como en el caso de las curvas de distribución de tamaño de granos, el coeficiente Cp arroja una información cuantitativa sobre la manera en que los valores del radio de poros se clasifican: un alto valor de Cp (St-Léon) muestra que las dimensiones de los poros están pobremente graduadas en torno a un valor típico; por otro lado, los valores bajos de Cp indican una distribución bien graduada de las dimensiones de los poros. En el caso de St-Guillaume, cuyo valor de Cp es 2.53, el 60% del volumen total de poros tiene radios



comprendido entre 0.1 y 0.2 micras; para St-Thuribe, la familia de poros con el mismo rango de radios sólo corresponde al 45% del volumen poroso total.

En general, es interesante observar que la forma general de las curvas, así como sus posiciones mutuas, son algo similar a la de los ensayos de compresión estándar de la fig. 11. Esto es particularmente evidente en St-Louis, St-Léon, St-Guillaume, en St-Alban, y para las dos muestras de St-Thuribe.

Cuantitativamente, esta correspondencia se puede observar en la tabla 4, que compara el índice de compresibilidad,  $C_c$ , con los valores de los coeficientes de  $C_p$ . Para cada muestra, los valores de  $C_c$  y  $C_p$  no están muy lejos unos de otros, para los valores comprendidos entre 0,70 y 2,79.

Tabla 4. Índice de compresibilidad y parámetro  $C_p$  de distribución de tamaño de poro. (P. Delage, 1987)

	St-Marcel	St-Guillaume	St-Louis	St-Alban	St-Thuribe (3.40m)	St-Thuribe (5.77m)	St-Léon	Broadback B2
$C_c$	2.28	2.27	2.23	1.4	0.7	1.07	2.6	1.4
$C_p$	2.42	2.53	2.48	1.43	0.8	0.85	2.79	1.74

### 3.2.3 SEDIMENTOS DE DRAMMEN, NORUEGA

#### 3.2.3.1 INTRODUCCIÓN

A causa de que el área terrestre de Noruega está constituida en un 70 % de rocas y montañas, la mayoría de los 3.7 millones de habitantes viven en una estrecha franja de sedimentos sueltos entre las montañas y las costas del país. Estos sedimentos son a menudo muy suaves e inestables, tanto que el desarrollo exitoso y económico de esta parte del país depende fuertemente de los beneficios creados por la mecánica de suelos. Esto causó que el Instituto Noruego de Geotecnia se estableciera en 1953 con un doble propósito, llevar la investigación y brindar asesoría práctica a ingenieros civiles en sus diseños y problemas de construcción.

Después de establecido el instituto se decidió concentrar a la investigación de cimentaciones de edificios en Drammen, un pueblo de 47, 000 habitantes localizado a unos 40 km al suroeste de Oslo donde el río Drammen fluye hacia el fiordo Drammen. Drammen es conocido por su arcilla blanda y los asentamientos de los edificios existentes son tan grandes que el efecto de las pobres condiciones de cimentación se aprecia a simple vista. Aunado a esto las condiciones del suelo son tan uniformes en grandes áreas del pueblo que el comportamiento de diferentes tipos de cimentaciones puede ser directamente comparado.

Desde los inicios de los trabajos por parte del instituto junto con los ingenieros consultores del municipio se ha acumulado una gran cantidad de información del comportamiento de los edificios durante todo el proceso de construcción y sobre los asentamientos subsecuentes del mismo. En este trabajo revisaremos las propiedades geotécnicas de las arcillas blandas de Drammen.

#### 3.2.3.2 HISTORIA GEOLÓGICA Y PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DE LOS SEDIMENTOS DE DRAMMEN

Hace unos 20,000 años el clima fue más cálido y Noruega comenzó a emerger de las grandes placas de hielo que cubrían la península escandinava durante la última glaciación del pleistoceno. En ese entonces el país se encontraba en depresión bajo el tremendo peso de los glaciares. Simultáneamente con la retirada de los glaciares, la roca subyacente se convirtió en carga y, en consecuencia, se llevó a cabo un rebote isostático de la corteza en las zonas anteriormente glaciares. En el área de Drammen, la elevación del terreno que se ha

producido desde que los glaciares se retiraron del valle hace unos 10000 años, es de 205 m respecto al nivel de las aguas presentes, y sigue avanzando a un ritmo de unos 30 cm por siglo. Con el repliegue de los glaciares, ríos de agua derretida descargaron grandes cantidades de arena, limo y arcilla dentro del valle al frente de la capa de hielo. Debido a la depresión del área hubo libre comunicación entre el océano atlántico y el interior del valle de Oslo y después el agua en la que los sedimentos fueron descargados fue salada. Cuando las partículas laminares de las arcillas se precipitan en agua salina tienden a flocular o a flotar y permanecen juntas pues están eléctricamente cargadas. Esto dio como resultado que la arcilla, el limo y la arena fina se sedimentaran a igual velocidad sin ninguna separación y el sedimento formado consiste en aglomeraciones de partículas con una estructura muy suelta de tipo de “naipes”. La arcilla de la glaciación tardía que lleno el fondo del valle es entonces poco homogénea y de una plasticidad relativamente baja.

Al emerger gradualmente la tierra sobre el nivel del mar, el valle emergió a cierto nivel quedando un estrecho fiordo en comunicación limitada con el océano. El clima empezó de nuevo a ser templado y este fue el inicio del periodo post- glacial que se extiende hasta el presente día. Los glaciares han sido por ahora retraídos tan lejos que solo el material fino (el limo y arcilla) se ha transportado hacia la parte baja del valle. Las capas de arcilla post – glacial que están ahora depositadas en este lugar por alguna razón tienen mayor plasticidad que las capas de arcilla que están debajo, y en adición estas contienen un cierto contenido de materia orgánica como resultado del incremento de vida biológica del periodo.

Las arcillas depositadas de la manera descrita anteriormente nunca han sido sometidas a cargas mayores que las sobrecargas presentes, y por lo tanto son normalmente consolidadas.

Siguiendo el estudio de la arcilla de Drammen, la fig. 14 muestra un perfil geotécnico de la misma. En el perfil se puede observar, superficialmente, una arcilla plástica que debido a la desecación se ha convertido en un “corteza seca”. Debajo de éste estrato se encuentra una arcilla marina ligera con espesor de aproximadamente 25 m. La información geotécnica que nos proporciona el perfil de la fig. 14 es el de una arcilla marina normalmente consolidada del cual se pueden obtener las siguientes características: en primer lugar, se puede observar una estructura relativamente suelta debido al hecho de que el contenido de agua es alto, y a lo largo de todo el perfil es aproximadamente igual al límite líquido.

En segundo lugar, el esfuerzo cortante no drenado de la arcilla es muy bajo. Inmediatamente debajo de la “corteza seca”, el esfuerzo cortante medido por pruebas de veleta es tan bajo como  $1 \text{ t/m}^2$ . Además se ha observado directamente que el esfuerzo cortante no drenado aumenta linealmente con la profundidad, en otras palabras, el esfuerzo cortante no drenado aumenta proporcionalmente con el esfuerzo de sobrecarga efectivo. Esta es una de las muchas propiedades características de una arcilla normalmente consolidada. La relación entre el esfuerzo cortante no drenado y el esfuerzo de sobrecarga efectivo, ( $S_u/p$ ), es una propiedad característica de la arcilla y como es expuesto por Skempton (1948) depende de la plasticidad de la arcilla. Si la relación  $S_u/p$  de diferentes arcillas se grafica con el índice de plasticidad, los puntos caerán sobre una curva como se muestra en la fig. 15 y de esta correlación, podemos concluir que cuanto mayor sea la plasticidad mayor será el esfuerzo no drenado de la arcilla.

La tercera característica de las arcillas normalmente consolidadas es su alta compresibilidad. Si una muestra inalterada se prueba en un consolidómetro con incrementos de cargas graduales, podemos determinar experimentalmente la compresibilidad de la arcilla para la condición de no esfuerzo lateral. La fig. 15 muestra un resultado de dicha prueba, en donde la relación de vacíos se grafica con la presión vertical en escala logarítmica. La curva de consolidación consiste en una curva de recompresión en donde la presión,  $P_o$ , es igual a la presión de sobrecarga de la muestra en el campo y cae dentro del tramo virgen de la curva. El tramo virgen de la curva de

consolidación representa la compresión de la arcilla para cargas adicionales y es aproximadamente una línea recta cuando se grafica la presión en escala logarítmica.

Si una arcilla normalmente consolidada es consolidada bajo un incremento de carga, el esfuerzo cortante se va a incrementar proporcionalmente con la presión de consolidación. Por lo tanto, en una gráfica convencional  $e - \log p$  los puntos caerán en una línea recta siendo paralelos al tramo virgen como se muestra en la fig. 15. La correlación entre la relación de vacíos, esfuerzo cortante y presión de consolidación establecida mostrada (fig. 15), la cual resume las propiedades esenciales de una arcilla normalmente consolidada, es el módulo de compresibilidad ( $a_v$ ) y el esfuerzo cortante de la arcilla donde ambos incrementan proporcionalmente con la presión de consolidación.

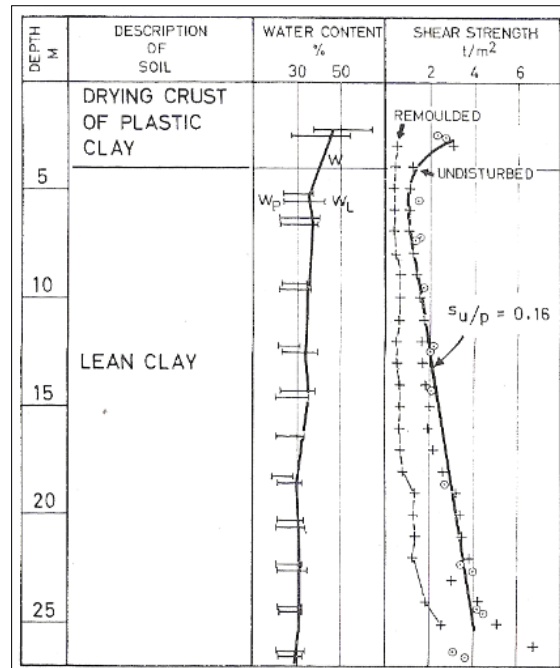


Figura 14. Perfil geotécnico de una arcilla normalmente consolidada en Drammen. (Bjerrum, 1967)

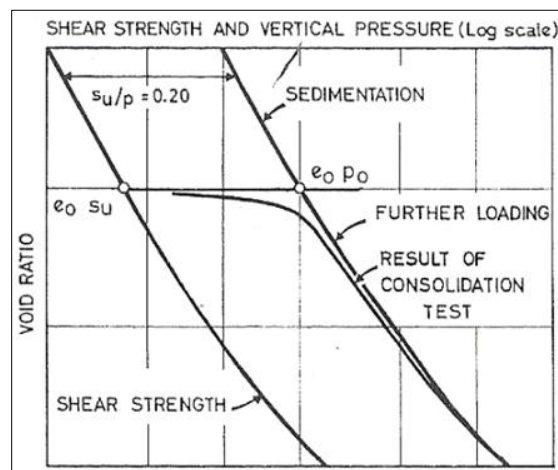


Figura 15. Resultados típicos de una prueba de consolidación en una arcilla marina normalmente consolidada. (Bjerrum, 1967)

Las figuras presentadas anteriormente (14 y 15) de las propiedades geotécnicas de una arcilla normalmente consolidada, hablando de manera estricta, son válidas únicamente para sedimentos

jóvenes desde el punto de vista geológico. Tan pronto como un sedimento de arcilla ha sido consolidado bajo su peso propio, la arcilla se puede clasificar como normalmente consolidada. Pero aquí entra la segunda etapa de su vida donde un gran número de factores entran en juego, estos nos pueden conducir a cambios de propiedades significantes desde un punto de vista ingenieril. Algunos de estos factores los desarrollaremos a continuación.

### **3.2.3.3 FACTORES QUE PROVOCAN CAMBIOS EN LAS PROPIEDADES DE UN SUELO.**

#### **3.2.3.3.1 EFECTO DE FILTRACIÓN**

El primer factor que será considerado es el efecto de la filtración causado por un flujo lento de agua a través de los sedimentos marinos. Para ilustrar este proceso, tomemos la sección transversal a través del valle de Drammen (fig. 16) que nos muestra la geología típica de los sedimentos de arcilla depositados en taludes de roca que se elevan muy por encima del nivel del valle.

Las presiones de poro en los sedimentos originalmente se encontraban en equilibrio cuyos valores se incrementaron hidrostáticamente con la profundidad o son resultado de un gradiente muy pequeño. La elevación gradual de los taludes de roca y de los sedimentos, por encima del nivel del mar, trae consigo un cambio en las condiciones del nivel de aguas freáticas que conducen a un incremento del gradiente. Las presiones de poro en el fondo del sedimento resultaron mayores que aquellas correspondientes al nivel de aguas freáticas de la arena de arriba. Estas condiciones artesianas pueden ser resultado de un estrato intermedio entre la roca y el sedimento de arcilla, pero en varios casos esto es originado por la presencia de grietas y fisuras en la roca que se comunican con el nivel de aguas freáticas a una elevación mayor en el talud de roca. El resultado de las condiciones artesianas es que los sedimentos de arcilla son sometidos a un flujo lento de agua hacia arriba. La velocidad del flujo será mayor donde la profundidad de la roca es pequeña, pero también será influenciada por la presencia de arena y estratos de limo en los sedimentos.

Un flujo lento de agua a través de la arcilla no provocará grandes cambios en las propiedades geotécnicas, pero en el caso de la filtración se trata de agua limpia, mientras que el agua confinada en los vacíos de la arcilla es agua salada por lo que resulta un intercambio gradual del agua salada en los vacíos con agua limpia y cuyo proceso tiene un dramático efecto en las propiedades de las arcillas marinas. Esto transforma a una arcilla normalmente consolidada en una arcilla sensitiva.

Al norte del río en la sección transversal a través del valle de Drammen de la fig. 16, la zona sombreada indica una zona cuya filtración ha procedido muy lejos tanto que la arcilla se ha convertido en arcilla sensitiva. Afortunadamente existen dos resultados disponibles que son los sondeos A y B. Ambos sondeos pasan a través de los estratos de arcilla infiltrados pero el B pasa por la zona donde la filtración es avanzada tanto que las arcillas han cambiado a arcillas sensitivas. Comparando los dos sondeos de la fig. 16 podemos apreciar el efecto de filtración en las propiedades geotécnicas de la arcilla.

En primer lugar, la desalinización ha producido una reducción en la plasticidad de las arcillas. Como ejemplo, el límite líquido de la arcilla plástica superior ha sido disminuido de 48% a 37%. El contenido de agua de la arcilla ha permanecido inalterado durante el proceso de filtración y el contenido de agua es considerado mayor que el límite líquido. Una arcilla cuyo contenido de agua es mucho mayor que el límite líquido obviamente tendrá una consistencia de líquido en un estado remoldeado, y esta es la propiedad significativa que le ha dado a las arcillas infiltradas el nombre de arcillas sensitivas. La sensibilidad de la arcilla, definida como la

relación del esfuerzo cortante inalterado y remodelado, ha sido incrementada de 8 a 10 en el sondeo A, a un valor de 200 a 300 en la zona infiltrada del sondeo B.

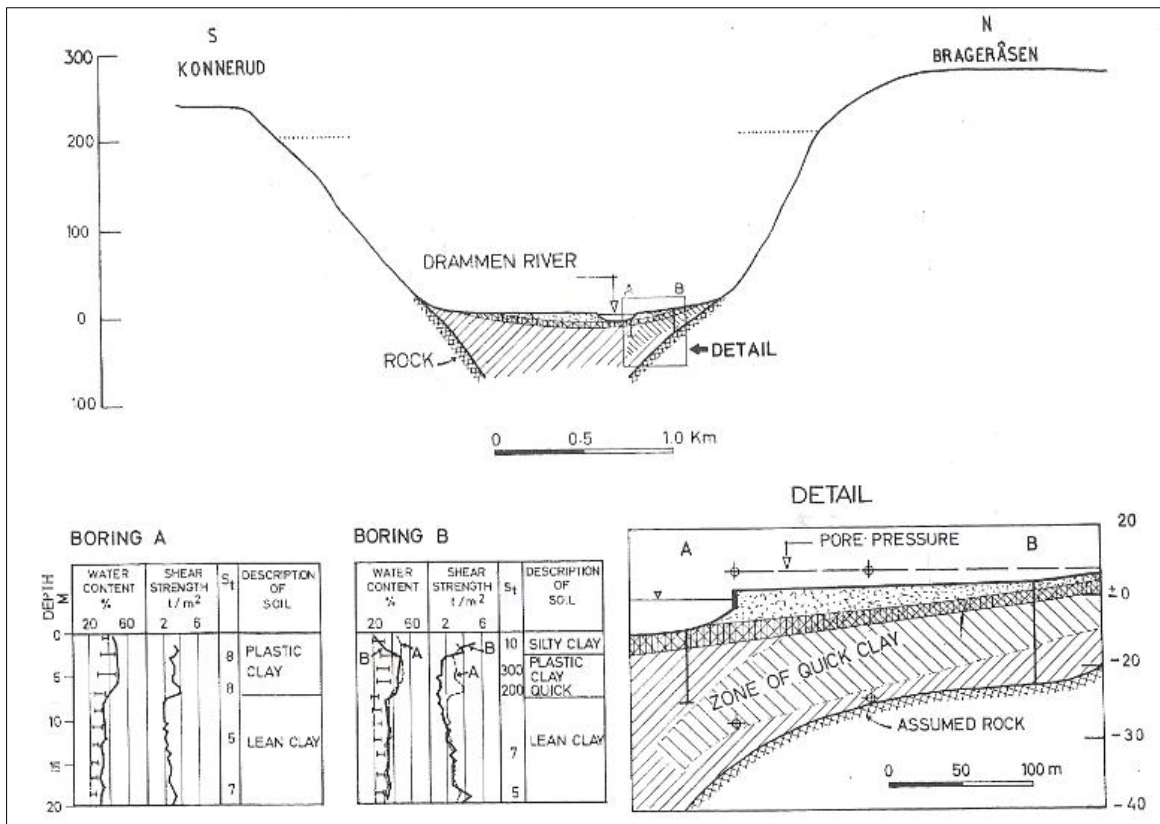


Figura. 16. Sección transversal a través del valle de Drammen mostrando el efecto de la filtración en las propiedades geotécnicas de la arcilla. (Bjerrum, 1967)

En segundo lugar, la filtración ha causado una reducción en la fuerza a la resistencia al corte no drenado tanto que la resistencia determinada por pruebas de veleta en la zona de filtración del sondeo B es el 50 % del esfuerzo cortante de la arcilla infiltrada en el sondeo A.

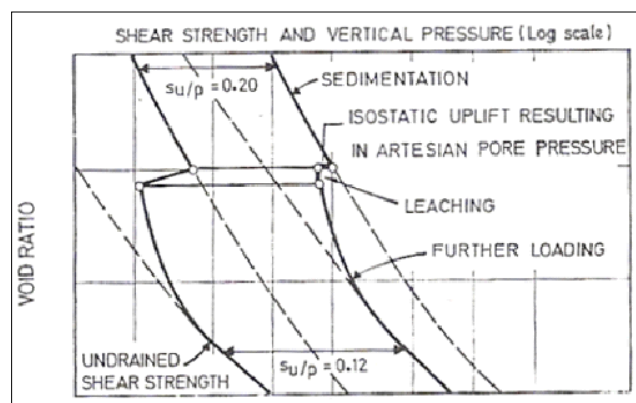


Figura. 17. Cambios en la compresibilidad y en el esfuerzo cortante ocasionados por la filtración. Principio general. (Bjerrum, 1967)

Tercero, la filtración ha producido un incremento en la compresibilidad de las arcillas, esto es siempre, sin decir que la estructura de las arcillas sensitivas es muy inestable y que las cargas pequeñas adicionales pueden causar una gran reducción en el contenido de agua. El incremento

en la compresibilidad es resultado de la filtración, como se muestra principalmente en la fig. 17. Los cambios en la resistencia al corte no drenado también se muestran en la fig. 18. La relación de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado y el esfuerzo efectivo de sobrecarga es del orden de 0.16 – 0.25 en las arcillas sin filtración, pero en las arcillas con filtración esta reduce se al valor de 0.09 – 0.12.

La fig. 18 nos muestra los resultados de una prueba de consolidación en la cual la historia geológica de las arcillas con filtración es simulada en laboratorio. Una arcilla con sales inalterada fue gradualmente cargada en un consolidómetro hasta la presión vertical de 5.6 t/m<sup>2</sup>. Después la muestra fue sujeta a un flujo lento de agua limpia hasta que la concentración de sal en el agua de los poros ha sido reducida de 21g/l a 1g/l. La arcilla fue entonces sujeta a una carga adicional. En la fig. 18, la curva de consolidación para la arcilla con filtración es comparada con la curva obtenida para una prueba en una muestra idéntica sin filtración, se ve claramente el incremento en compresibilidad como resultado de la filtración.

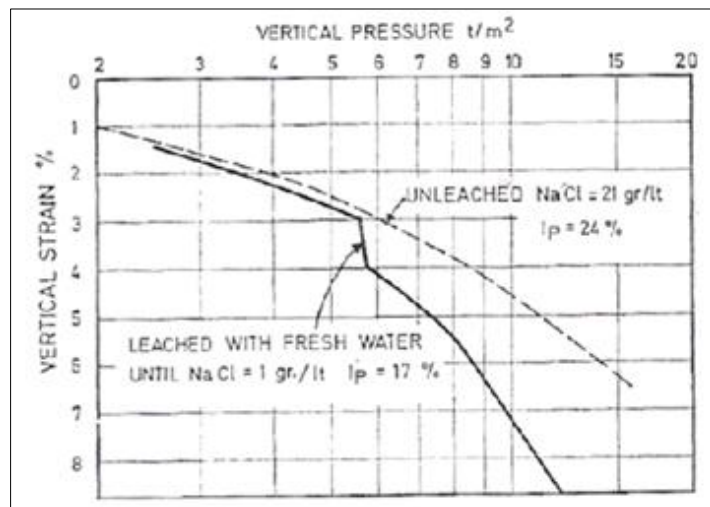


Figura. 18. Cambios en la compresibilidad y en el esfuerzo cortante ocasionados por la filtración. Resulta de pruebas de permeabilidad con una arcilla ligera de Drammen. (Bjerrum, 1967)

### 3.2.3.3.2 EFECTO DEL TIEMPO EN LA COMPRESIBILIDAD

Las características de compresibilidad de una arcilla que presenta consolidación retardada no puede ser descrita por una curva  $e - \log p$ , requiere un sistema de líneas o curvas como las que se muestran en la fig. 19. Cada una de estas líneas representa la relación de vacíos para distintos valores de presión de sobrecarga efectiva en un tiempo específico de carga sostenida. Pruebas de consolidación han mostrado que la orientación de las líneas es aproximadamente paralela (Taylor, 1942; Crawford, 1965), indicando que la velocidad de la consolidación retardada es aproximadamente la misma a lo largo de un depósito homogéneo o, como las líneas son ligeramente curvadas, decrece ligeramente con el incremento del esfuerzo.

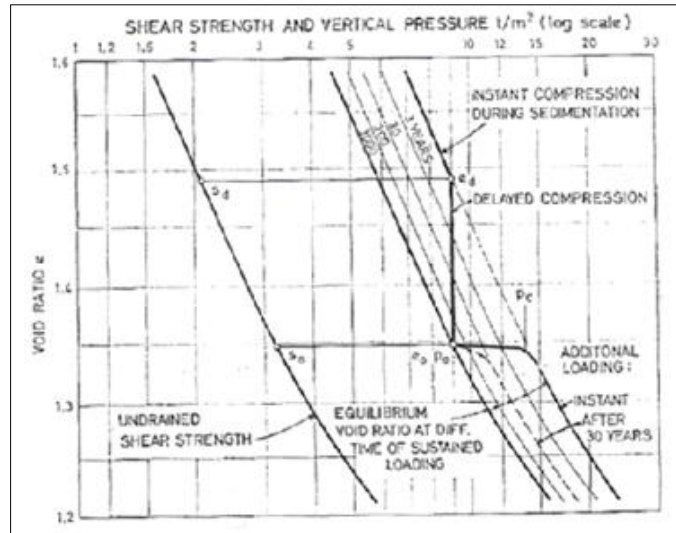


Figura. 19. Compresibilidad y esfuerzo cortante de una arcilla que presenta consolidación retardada. (Bjerrum, 1967)

El diagrama de la fig. 19, representa solo la relación entre: relación de vacíos ( $e$ ), presión de sobrecarga y tiempo ( $t$ ). Significa que para cualquier valor de esfuerzo y relación de vacíos entonces corresponde un valor equivalente de tiempo y una cierta velocidad de consolidación secundaria, independientemente de la manera en la cual la arcilla ha alcanzado estos valores.

El cambio de volumen que ha ocurrido en la arcilla entonces puede ser dividido en dos componentes: a) una compresión instantánea, que ocurre simultáneamente con el incremento de esfuerzo y causa una reducción en la relación de vacíos hasta que se encuentra un valor de equilibrio donde la estructura soporta el incremento de esfuerzo, b) una consolidación retardada que representa la reducción de volumen sin cambio en los esfuerzos efectivos.

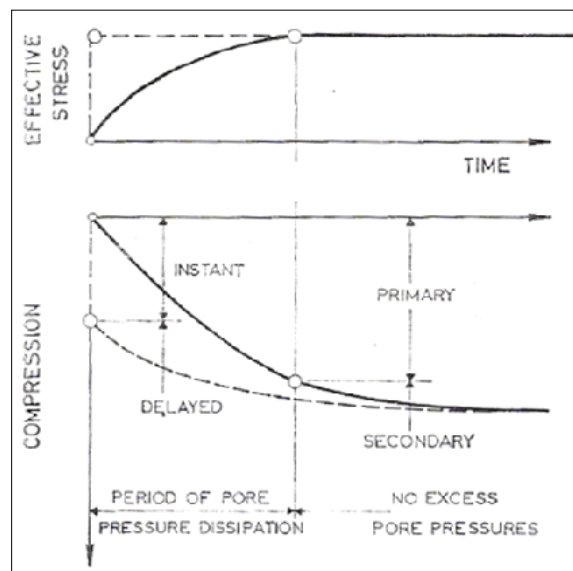


Figura. 20. Definición de compresión instantánea y retardada comparada con compresión primaria y secundaria. (Bjerrum, 1967).

Los dos nuevos términos de consolidación, instantánea y retardada, claramente describen la reacción de la arcilla con respecto al incremento de esfuerzos efectivos. Ellos son contrariamente a las bien conocidas consolidación primaria y secundaria que separan la



consolidación en dos componentes que ocurren antes y después de la disipación del exceso de presión de poro. Para aclarar estas definiciones la fig. 20 muestra como la consolidación de una arcilla se desarrolla con el tiempo si la carga está uniformemente distribuida y repentinamente aplicada. La curva punteada muestra el comportamiento que ocurriría de la estructura del suelo si la presión de poro en los vacíos de la arcilla fuera incapaz de retardar la consolidación, y el esfuerzo aplicado fuera transmitido instantáneamente aplicado a la estructura de la arcilla como esfuerzo efectivo. La curva define la consolidación instantánea y la retardada. Debido a la viscosidad del agua, los esfuerzos efectivos se incrementan gradualmente al mismo tiempo que el exceso de presión de poro se disipa y la consolidación ocurrirá a lo largo de la línea continua. El tiempo requerido para la disipación del exceso de presión de poro depende de algunos factores como el espesor del estrato de arcilla, la permeabilidad y las condiciones de drenaje. El separar a la consolidación en primaria y secundaria es arbitrario, y su división es inadecuada para describir el comportamiento de la estructura del suelo con respecto a los esfuerzos efectivos.

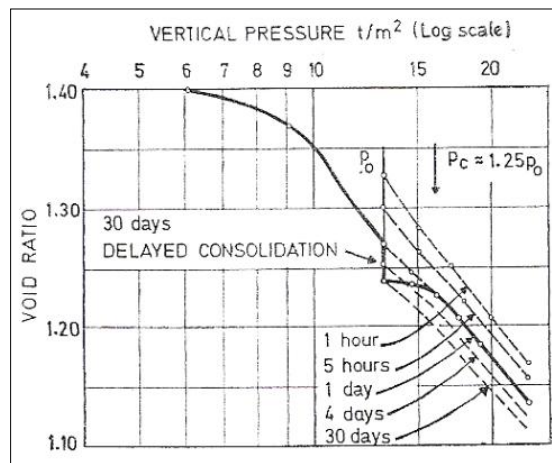


Figura. 21. Pruebas de laboratorio en las arcillas plásticas de Drammen que demuestran el desarrollo de la resistencia de reserva durante los 28 días de la consolidación retardada. (Bjerrum, 1967)

En la fig. 19 se muestra una curva adicional que representa el esfuerzo cortante no drenado que se puede movilizar para cierta relación de vacíos. Combinando esta línea con cualquiera de las curvas de compresibilidad nos da directamente el esfuerzo cortante que debemos tener en cuenta, por ejemplo, los resultados que nos arroja la veleta a varias profundidades del estrato para cualquier tiempo de sedimentación. Similarmente, esto representa la ganancia en esfuerzo cortante a cualquier profundidad como resultado de la reducción en la relación de vacíos durante el proceso de consolidación retardada. Existe evidencia para verificar que el esfuerzo cortante de una arcilla plástica se incrementa cuando la relación de vacíos disminuye durante el proceso de consolidación retardada. La única relación entre el esfuerzo cortante no drenado y relación de vacíos que se muestra en la fig. 19 es solo una hipótesis de trabajo que ha sido válida para las arcillas plásticas de Drammen.

### 3.3 CARACTERÍSTICAS DE LAS ARCILLAS SENSITIVAS

Las arcillas al formarse por sedimentación en cuerpos de agua salada dan origen a los sedimentos denominados “arcillas sensitivas”. Esto se produce cuando los cationes del agua reducen la carga eléctrica negativa de la superficie de las partículas del suelo, y favorecen la unión de dichas partículas; este fenómeno da lugar a una estructura “floculenta” (o estructura en “castillo de naipes”) del suelo, el cual queda formado por “cadenas”, cuyos eslabones son los propios granos del mismo.



Las partículas de las arcillas sensitivas quedan unidas por un “pegamento” (pegamento que por cierto es de baja magnitud). Si el incremento de carga sobre este suelo es pequeño y no rompe la liga entre partículas, la deformación del mismo suele ser pequeña, mientras que si el incremento es de magnitud tal que destruye dicha liga, la deformación del suelo es muy grande, lo que conduce a fuertes asentamientos de las obras construidas sobre él.

Consideremos la curva de compresibilidad de una arcilla sensitiva mostrada en la fig. 22. Sea  $p_{vo}'$  la presión vertical efectiva inicial, y  $p_{vb}'$  la presión para la cual se rompe la unión entre partículas, a la cual denominamos presión crítica. Esta presión crítica  $p_{vb}'$  define, en estos sedimentos, una perturbación del esqueleto estructural que cambia considerablemente las propiedades de compresibilidad del material (Zeevaert, 1973). Al intervalo de presión efectiva comprendido entre la presión inicial  $p_{vo}'$  y la presión crítica  $p_{vb}'$  le llamamos rigidez por fuerzas electromagnéticas, o simplemente rigidez electromagnética  $\Delta p_{vb}'$ :

$$\Delta p_{vb}' = p_{vb}' - p_{vo}' \quad (37)$$

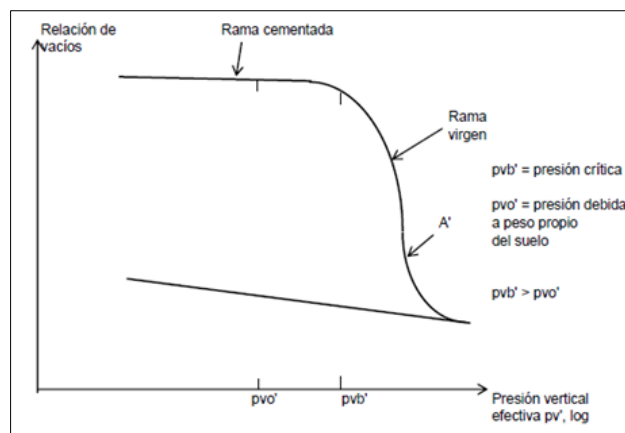


Figura. 22. Curva de compresibilidad. Arcilla sensitiva. (Deméneghi, 2010)

En zonas alejadas de la costa la sedimentación de las partículas de arcilla se producen en aguas relativamente tranquilas, debajo de la zona de acción de las olas. El grado de floculación puede ser considerablemente grande, debido al agua salada y al carbonato de calcio en forma de conchas o partículas microscópicas que puede acumularse. Estos suelos consisten en estratos horizontales de limo y arcilla que frecuentemente tienen una estructura sumamente floculada. En muchas líneas de costa los bancos o barras forman barreras que llegan a separar la playa del mar, formando lagunas de costa. En algunos casos las lagunas son lagos permanentes cuyas aguas suben y bajan con las mareas, pero en otros casos pueden ser marismas. Los depósitos de arcilla pueden ser potentes y tener una estructura floculada muy desarrollada (Sowers y Sowers, 1975).

Como hemos comentado, las arcillas de origen marino son del tipo sensitivo. Sin embargo, se pueden formar arcillas sensitivas por otras causas. Mitchell (1993) distingue seis diferentes fenómenos que puede dar lugar a un suelo sensitivo: fábrica (o estructura) metaestable del suelo (por floculación de la arcilla, descrita en los párrafos anteriores), cementación, intemperismo, endurecimiento por tixotropía, intercambio catiónico y formación o adición de agentes dispersantes.

Terzaghi y Peck (1967) comentan que si una arcilla tiene un límite líquido mayor que 100% y si su contenido natural de agua a una profundidad mayor que 6 ó 9 m bajo la superficie es mayor que el límite líquido, o si presenta un alto contenido de materia orgánica, es probable que se comporte como arcilla sensitiva (a estos materiales estos autores los denominan arcillas *extrasensitivas*). Señalan que la arcilla de la ciudad de México, ciertas arcillas marinas del

sureste de Canadá y de los países escandinavos, y varios suelos finos con alto contenido de sustancia orgánica, son del tipo sensitivo.

Tabla 5. Valores de sensibilidad de las arcillas. (Jiménez et al, 1981)

Sensibilidad	Tipo de arcilla
$St \approx 1$	No sensitivas
$1 > St < 2$	De baja Sensitividad
$2 > St < 4$	De media sensitividad
$4 > St < 8$	Sensitivas
$8 > St < 16$	Muy sensitivas
$16 < St$	Rápidas (Quick clays)

Una vez que se forma un estrato de arcilla sensitiva, con el tiempo se van sedimentando sobre él otros suelos. Con el incremento de carga, y con el tiempo, las partículas sufren un asentamiento por consolidación primaria, el cual en general es de pequeña magnitud, porque los granos están unidos entre sí. Adicionalmente, las partículas del suelo se acomodan entre ellas, y debido a la naturaleza viscosa del agua que rodea a dichas partículas, éstas “resbalan” unas sobre otras, dando lugar al fenómeno de consolidación secundaria, el cual se manifiesta de manera explícita cuando ya se ha disipado el incremento de presión de poro por la aplicación de la carga (es decir, cuando ha terminado la consolidación primaria).

La reducción de la relación de vacíos de la arcilla hace que se acreciente la conexión entre las partículas, lo que ocasiona un aumento de la rigidez de la masa de suelo. Este incremento del pegamento depende de la edad del depósito y de la magnitud de la carga aplicada (Bjerrum, 1973).

Por ejemplo, la arcilla sensitiva de Drammen ha ganado rigidez durante 3000 años que ha soportado la presión vertical efectiva que tiene actualmente. La arcilla de la ciudad de México, a 3.5 m de profundidad, tiene una edad de 33500 años (Reséndiz y coautores, 1970), lapso en que ha ganado rigidez por carga vertical efectiva. Aun sometida a esfuerzos cortantes de magnitud significativa, las arcillas muestran una preconsolidación aparente por el efecto de la edad (Tavenas y Leroueil, 1987).

Sea  $p_{vb}'$  la presión vertical efectiva para la cual se rompe el enlace entre partículas, y  $p_{vo}'$  la presión vertical efectiva inicial debida a peso propio del suelo a la profundidad  $z$ . Por lo comentado en los párrafos anteriores, en arcillas sensitivas siempre se cumple que  $(p_{vb}' - p_{vo}') > 0$ . Como dijimos antes, a la diferencia  $(p_{vb}' - p_{vo}')$  se le denomina rigidez de liga entre partículas (*bond strength*; Terzaghi y Peck, 1967). Cabe señalar que en las arcillas marinas de Noruega se ha encontrado que el cociente  $p_{vb}'/p_{vo}' \approx 1.6$  (Bjerrum, 1967). Es interesante notar que, tomando datos de la arcilla de la ciudad de México, resulta también que el cociente  $p_{vb}'/p_{vo}' \approx 1.6$ .

Por lo tanto, para que los asentamientos no sean excesivos, podemos adoptar para fines prácticos  $p_{vb}'/p_{vo}' = 1.5$ , y verificar que el incremento de esfuerzo normal vertical no sobrepase la cantidad  $(p_{vb}' - p_{vo}')$ , es decir

$$\sigma_z \leq (p_{vb}' - p_{vo}') = 1.5p_{vo}' - p_{vo}' = 0.5 p_{vo}' \quad (38)$$

En el caso de una cimentación parcialmente compensada, el incremento neto de presión no debe exceder ( $p_{vb}' - p_{vo}'$ ). Así, si

PUM = peso unitario medio de la estructura, kPa

INP = incremento neto de presión, kPa

$p_{vo}$  = presión total previamente existente a la profundidad de desplante del cajón, kPa

Entonces, a la profundidad de desplante del cajón

$$\begin{aligned} \text{INP} &= \text{PUM} - p_{vo} \leq (p_{vb}' - p_{vo}') \\ \text{PUM} - p_{vo} &\leq 0.5p_{vo}' \end{aligned} \quad (39)$$

La desigualdad 39 nos permite calcular la profundidad de desplante de un cajón estanco, para una cimentación parcialmente compensada, en la arcilla de la ciudad de México.

Se pueden usar valores mayores de  $\Delta p_{vb}'$  (ecuación 37), en caso de que la arcilla exhiba un grado adicional de rigidez. Para esto, se pueden emplear resultados de pruebas de consolidación, o de ensayos de campo de cono eléctrico (Santoyo y coautores, 1989).

### 3.4 ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

Un cambio en el estado de esfuerzos en la masa de suelo produce el correspondiente cambio de volumen. Los cambios de volumen son importantes ya que producen asentamientos debidos a la compresión del suelo o a levantamientos debido a expansión del mismo.

Cuando un estrato de suelo saturado y compresible se comete a un cambio en el estado de esfuerzos, la presión de poro aumenta repentinamente, En suelos permeables la disipación de la presión de poro puede ser inmediata, en cambio, en suelos poco permeables la disipación puede tomar un tiempo considerable.

Independientemente de la velocidad con la que se lleve a cabo, la disipación de la presión de poro, puede originar un cambio de volumen y por tanto, el asentamiento correspondiente (fig. 23).

#### 3.4.1 DEFINICIÓN DE CONSOLIDACIÓN, COMPRESIBILIDAD Y ASENTAMIENTO.

*Consolidación.* Es el proceso de disminución de volumen en función de la variable tiempo,  $t$ , provocado por un aumento de las cargas actuantes en la masa de suelo.

*Compresibilidad.* Es la propiedad de los suelos a la cual se debe que disminuya su volumen cuando se les somete a un esfuerzo de compresión o a una presión. Se expresa como la relación entre el cambio de volumen y la magnitud del incremento del esfuerzo aplicado.

*Asentamiento* es una deformación vertical hacia abajo que experimenta el suelo debido a su compresibilidad.

La transferencia de cargas de una estructura de cimentación al subsuelo que le proporciona soporte, produce un asentamiento de la superficie del terreno debajo y adyacente a dicha estructura.

La fig. 24 muestra la historia del asentamiento de un punto de una cimentación, se puede apreciar que existen tres componentes del asentamiento, que difieren en magnitud, la cual es aplicable a todos los suelos, si reconocemos que la escala de tiempo y magnitudes relativas de

las tres componentes pueden diferir en varios órdenes de magnitud para diferentes tipos de suelos.

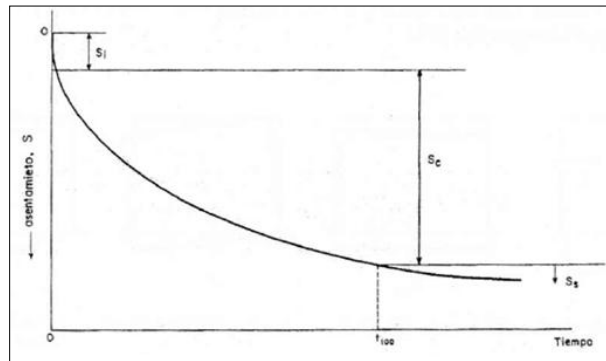


Figura 24. Historia del asentamiento sufrido en un punto de la cimentación. (Díaz Rodríguez, 2007)

El asentamiento total (s) se puede expresar de la siguiente forma:

$$S = S_i + S_c + S_s \quad (40)$$

En donde:

- $S_i$  es el asentamiento inmediato (elástico)
- $S_c$  es el asentamiento por consolidación primaria
- $S_s$  es el asentamiento por consolidación secundaria (característica de las arcillas sensitivas).

### 3.4.2 ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS

Aunque el suelo no es un material elástico, a menudo se trata como tal, debido que existen en la literatura especializada un gran número de soluciones y métodos para materiales elásticos que resultan de interés para la práctica profesional.

El asentamiento inmediato, es generalmente no elástico, aunque se calcula usando la teoría de la elasticidad.

En el caso de un suelo arcilloso saturado, al ser sometido a carga se inducen tanto deformaciones distorsionales como volumétricas. Debido a que el tiempo que se requiere para que se lleve a cabo la deformación volumétrica es grande, el asentamiento inmediato es de naturaleza distorsional.

Como se mencionó en párrafos anteriores existen muchos métodos para el cálculo de los asentamientos elásticos de una masa de suelo. En este trabajo se utilizara la solución de Schleicher (1926).

#### 3.4.2.1 SOLUCIÓN DE SCHLEICHER

Para el cálculo del asentamiento inmediato se considera que el suelo es un material isotrópico, linealmente elástico y homogéneo en toda la región de interés, es decir, se considera a la masa de suelo como un semi - espacio elástico.

La solución que obtuvo Schleicher en 1926 fue:

$$S_i = qB((1 - \nu^2)/E)I_s \quad (41)$$

En donde

- $I_s$  es un factor geométrico que toma en cuenta la forma del área cargada y la localización del punto en donde se requiere calcular el asentamiento
- $q$  el esfuerzo aplicado
- $B$  el ancho de la cimentación
- $\nu$  la relación de Poisson
- $E$  el módulo de elasticidad

La fórmula viene acompañada con una tabla (6) para establecer el valor de  $I_s$  según la forma de la cimentación.

### 3.4.2.2 LEY DE HOOKE

Aunque la ley de Hooke es aplicable a materiales linealmente elásticos, puede utilizarse para materiales elásticamente no lineales como es el caso de los suelos. Para el correcto uso de esta ley en materiales no lineales, es necesario utilizar un módulo de deformación del suelo ( $E$ ) aproximado, ya sea el módulo de elasticidad tangente o el módulo secante.

Tabla 6. Factores de influencia  $I_s$ , para cimentaciones (Schleicher, 1926.)

Forma	Centro	Esquina	Punto Medio Lado Corto	Punto Medio Lado Largo	Promedio
Círculo	1.00	0.64	0.64	0.64	0.85
Círculo (rígido)	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
Cuadrado	1.12	0.56	0.76	0.76	0.95
Cuadrado (rígido)	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
Rectángulo (L/B)					
1.5	1.36	0.67	0.89	0.97	1.15
2	1.52	0.76	0.98	1.12	1.30
3	1.78	0.88	1.11	1.35	1.52
5	2.10	1.05	1.27	1.68	1.83
10	2.53	1.26	1.49	2.12	2.25
100	4.00	2.00	2.20	3.60	3.70
1,000	5.47	2.75	2.94	5.03	5.15
10,000	6.90	3.50	3.70	6.50	6.60

Se considera al suelo como un material isotrópico, linealmente elástico y homogéneo en toda la región de interés, es decir, se considera a la masa de suelo como un semi-espacio elástico. La deformación vertical bajo la esquina de un rectángulo cargado (fig. 23) a la profundidad  $z$ , está dada por la expresión:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

Dónde:

- $\varepsilon_z$  = Deformación vertical o asentamiento
- $E$  = Módulo de elasticidad o módulo de deformación del suelo
- $\nu$  = Relación de Poisson
- $\sigma_z, \sigma_x, \sigma_y$  = Esfuerzos normales bajo la esquina de un rectángulo cargado

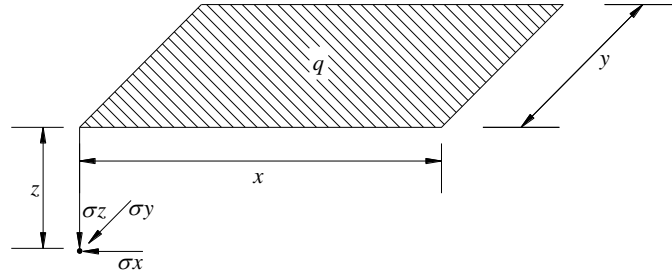


Figura 23. Esfuerzos normales bajo la esquina de un rectángulo cargado (Deméneghi et al, 2003)

El cálculo de los esfuerzos normales se realiza como sigue:

Para  $\sigma_z$  (Damy, 1985):

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left\{ \left( \frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{A} + \text{ang tan} \left( \frac{xy}{zA} \right) \right\} \quad (42)$$

Para  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  (Dashkó y Kagán, 1980 citados por Deméneghi et al, 2003):

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left\{ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(x^2 + z^2)A} - \text{ang tan} \frac{zA}{xy} + (1 - 2\nu) \left( \text{ang tan} \frac{y}{x} - \text{ang tan} \frac{yA}{xz} \right) \right\} \quad (43)$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left\{ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2 + z^2)A} - \text{ang tan} \frac{zA}{xy} + (1 - 2\nu) \left( \text{ang tan} \frac{x}{y} - \text{ang tan} \frac{xA}{yz} \right) \right\} \quad (44)$$

Dónde:

$$A = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \quad (45)$$

### 3.4.3 ASENTAMIENTO DEBIDO A CONSOLIDACIÓN PRIMARIA

La compresión por consolidación primaria se obtiene con las siguientes expresiones.

Deformación al término de la consolidación primaria.

$$\delta_p = \left( \frac{\Delta z_0}{E_p} \right) \sigma_z \quad (46)$$

$E_p$  es el obtenido en pruebas triaxiales.

Deformación para un tiempo  $t$  (Juárez Badillo y Rico, 1976):

$$\delta_{pt} = U\delta_p \quad (47)$$

$U$  = grado o porcentaje de consolidación primaria

$$U = F(T)$$

$$T = \frac{c_v t}{(\Delta z_e)^2} \quad (48)$$

$T$  = factor tiempo

$C_v$  = coeficiente de consolidación  
 $\Delta z_e$  = espesor efectivo del estrato que se está consolidando

### 3.4.4 ASENTAMIENTO DEBIDO A CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA

Consideremos el modelo de viscosidad intergranular de la fig. 25 (unidad Z; Zeevaert, 1986), que consiste en un amortiguador N con coeficiente de fluidez  $\Phi_N$  y otro amortiguador 2 cuya fluidez disminuye con el tiempo.

En el amortiguador N:

$$\dot{\epsilon}_N = \Phi_N \sigma_N \quad (49)$$

En el amortiguador 2:

$$\dot{\epsilon}_2 = \frac{a}{b+t} \sigma_2$$

Por equilibrio:

$$\sigma_z = \sigma_N + \sigma_2 \quad (50)$$

Como los amortiguadores están en paralelo:

$$\dot{\epsilon}_{st} = \dot{\epsilon}_N = \dot{\epsilon}_2 \quad (51)$$

Sustituyendo en la ecuación 50:

$$\sigma_z = \frac{1}{\Phi_N} \dot{\epsilon}_N + \frac{b+t}{a} \dot{\epsilon}_2$$

$$\sigma_z = \left( \frac{1}{\Phi_N} + \frac{b+t}{a} \right) \dot{\epsilon}_{st}$$

$$\dot{\epsilon}_{st} = \frac{a}{\Phi_N + b + t} \sigma_z \quad (52)$$

Considerando  $\sigma_z = \text{constante}$ , integramos la ecuación 52:

$$\epsilon_{st} = a \sigma_z \ln \left( b + t + \frac{a}{\Phi_N} \right)_0^t$$

$$\epsilon_{st} = a \sigma_z \ln \left( \frac{b+t+\frac{a}{\Phi_N}}{b+\frac{a}{\Phi_N}} \right) \quad (53)$$

En el modelo de Newton, de acuerdo con las ecuaciones 49 y 50:

$$\sigma_N = \frac{1}{\Phi_N} \dot{\epsilon}_{st} = \frac{\frac{a}{\Phi_N}}{\frac{a}{\Phi_N} + b + t} \sigma_z$$

Para  $t = 0 \rightarrow \sigma_N = \sigma_z$ , de donde  $b = 0$ .

Reemplazando en la ecuación 53:

$$\varepsilon_{St} = a\sigma_z \ln \left( \frac{t + \frac{a}{\bar{\Phi}_N}}{\frac{a}{\bar{\Phi}_N}} \right) \quad (54)$$

Por otra parte  $\ln x = 2.31 \log_{10} x = 2.31 \log x$

Tomando en cuenta un gran número de modelos Z en serie:

$$\varepsilon_{st} = 2.31 \bar{a} \sigma_z \log \left( 1 + \frac{\bar{\Phi}_N}{a} t \right) \quad (55)$$

Pero:

$$\varepsilon_{St} = \frac{\delta_{St}}{\Delta Z_0}$$

Por lo tanto:

$$\varepsilon_{st} = 2.31 \bar{a} \sigma_z (\Delta Z_0) \log \left( 1 + \frac{\bar{\Phi}_N}{a} t \right) \quad (56)$$

$$\delta_{St} = C_t \log[1 + \lambda t] \quad (57)$$

Siendo:

$$C_t = 2.31 \bar{a} (\Delta Z_0) \sigma_z \quad (58)$$

$$\lambda = \frac{\bar{\Phi}_N}{a} \quad (59)$$

La ecuación 56 la podemos poner de la siguiente forma:

$$\delta_{St} = C_t \log \left( 1 + \frac{\bar{\Phi}_N}{a} \frac{C_v}{(\Delta z_e)^2} \frac{(\Delta z_e)^2}{C_v} t \right)$$

Pero (ecuación 48):

$$T = \frac{C_v t}{(\Delta z_e)^2}$$

$$\delta_{St} = C_t \log \left( 1 + \frac{\bar{\Phi}_N}{a} \frac{(\Delta z_e)^2}{C_v} T \right)$$

$$\delta_{St} = C_t \log(1 + \xi T) \quad (60)$$

Dónde:

$$\xi = \left( \frac{\bar{\Phi}_N}{a} \frac{(\Delta z_e)^2}{C_v} \right) \quad (61)$$



$$C_t = \frac{\sigma_z(\Delta Z_0)}{E_{cs}} \quad (62)$$

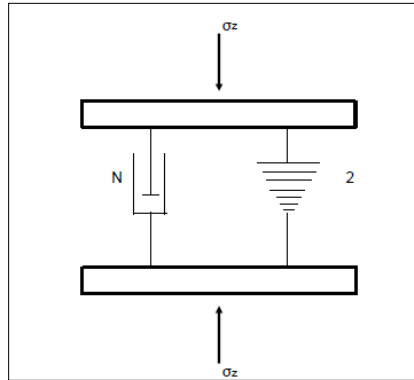


Figura 25. Modelo de viscosidad intergranular. Unidad Z (Zeevaert, 1986).

### 3.5 DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD

El módulo de elasticidad se determina a partir de pruebas triaxiales de carga y descarga. El módulo  $E_e$  se calcula en el proceso de carga-descarga y el módulo  $E_u$  cuando la probeta de suelo se lleva a la falla. La fig. 26 representa la forma de una curva esfuerzo-deformación en una prueba triaxial en la cual se indican los módulos  $E_e$  y  $E_u$ .

### 3.6 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA

Como se mencionó al inicio de este capítulo, desde el punto de vista práctico se distinguen tres tipos de curvas de consolidación: tipo I, tipo II y suelo con cavidades. A continuación se presentan procedimientos para el cálculo de los parámetros de consolidación para las tres formas de curvas y los módulos de elasticidad.

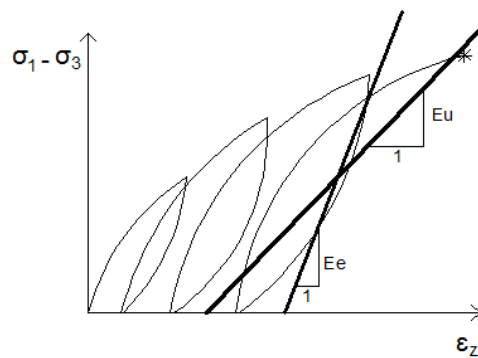


Figura 26. Representación de los módulos  $E_e$  y  $E_u$ .

#### 3.6.1. CURVAS TIPO I

En la fig. 27 está representada la forma de la curva tipo I, para la cual el módulo  $\xi = 5$  (Zeevaert, 1986).

De la curva de consolidación se toman dos puntos para tiempos grandes en la recta de consolidación secundaria.

$$\delta_{t_2} - \delta_{t_1} = c_t \log \left( \frac{1 + \xi T_2}{1 + \xi T_1} \right)$$

$$\delta_{t_2} - \delta_{t_1} \cong c_t \log \left( \frac{T_2}{T_1} \right) = c_t \log \left( \frac{t_2}{t_1} \right)$$

$$c_t \cong \frac{\delta_{t_2} - \delta_{t_1}}{\log \left( \frac{t_2}{t_1} \right)} \quad (63)$$

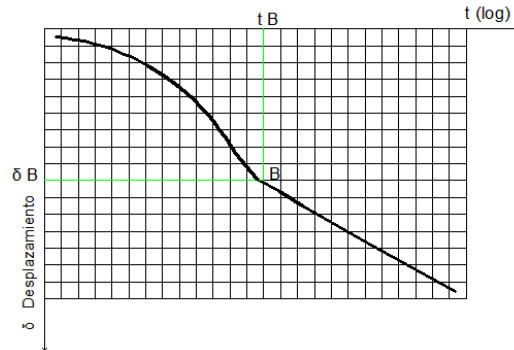


Figura. 27. Curva de consolidación tipo I.

Por otra parte, para  $U=100\%$ ,  $T \approx 2$ .

Sea  $\delta_B$  = deformación correspondiente al 100 % de consolidación primaria. Reemplazando en la ecuación siguiente:

$$\delta_t = \delta_p U + C_t \log(1 + \xi T)$$

$$\delta_B = \delta_p + C_t \log[1 + 5(2)]$$

$$\delta_p = \delta_B - 1.04 C_t$$

Para  $U = 50\%$ ,  $T = 0.197$

$$\delta_{50} = \frac{\delta_p}{2} + C_t \log[1 + 5(0.197)]$$

$$\delta_{50} = \frac{\delta_p}{2} + 0.298 C_t$$

Haciendo  $U=50\%$  en la ecuación 48,  $T = 0.197$

$$C_v = \frac{0.197(\Delta z_e)^2}{t_{50}}$$

$t_{50}$  lo medimos directamente de la curva de consolidación con  $\delta_{50}$ .

### 3.6.2 CURVAS TIPO II

En la fig. 28 está representada la forma de la curva tipo II. Obtenemos el punto donde termina la consolidación primaria (punto B), del cual se tiene  $\delta_B$  y  $t_B$ .

De la curva de consolidación se toman dos puntos para tiempos grandes en la recta de consolidación secundaria.

$C_t$  se obtiene con la ecuación 70.

$$\varepsilon_{cs} = \frac{\delta_{cs}}{\Delta Z_0} = \frac{1}{E_{cs}} \sigma_z \quad (64)$$

$$E_{cs} = \frac{\Delta Z_0}{c_t} \sigma_z \quad (65)$$

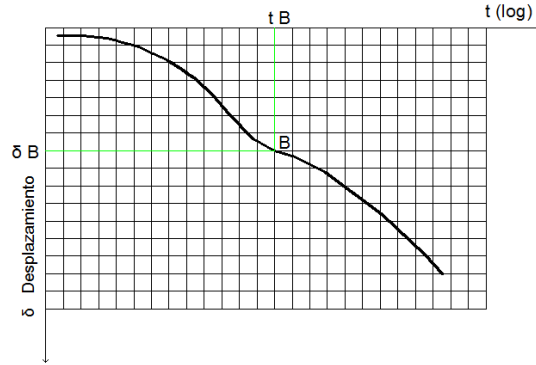


Fig. 28. Curva de consolidación tipo II.

Debido a que en las curvas tipo II el parámetro  $\xi$  no está definido, sino más bien se obtiene de la misma, se procede como sigue:

$$\delta_t = \delta_p U + c_t \log(1 + \xi T)$$

$$\delta_t = \delta_p U + c_t \log \left( 1 + \xi \frac{c_v t}{(\Delta Z_e)^2} \right)$$

$$\delta_t = \delta_p U + c_t \log \left[ 1 + \left( \frac{t}{\frac{(\Delta Z_e)^2}{\xi c_v}} \right) \right]; \quad \tau = \frac{(\Delta Z_e)^2}{\xi c_v} \quad (66)$$

$$\delta_t = \delta_p U + c_t \log \left[ 1 + \frac{t}{\tau} \right]$$

$$\delta_B = \delta_p + c_t \log \left[ 1 + \frac{t_B}{\tau} \right] \quad (67)$$

$$\delta_f = \delta_2 = \delta_p + c_t \log \left[ 1 + \frac{t_f}{\tau} \right]; \quad t_f = t_2$$

$$\delta_f - \delta_B = c_t \log \frac{1 + \frac{t_f}{\tau}}{1 + \frac{t_B}{\tau}} = c_t \log \frac{\frac{\tau + t_f}{\tau}}{\frac{\tau + t_B}{\tau}} = c_t \log \frac{\tau + t_f}{\tau + t_B}$$

$$\log \frac{\tau + t_f}{\tau + t_B} = \frac{\delta_f - \delta_B}{c_t}$$

$$\frac{\tau + t_f}{\tau + t_B} = 10^{\frac{\delta_f - \delta_B}{c_t}}$$

$$\tau + t_f = \tau 10^{\frac{\delta_f - \delta_B}{c_t}} + t_B 10^{\frac{\delta_f - \delta_B}{c_t}}$$

$$\tau \left( 10^{\frac{\delta_f - \delta_B}{c_t}} - 1 \right) = t_f - t_B 10^{\frac{\delta_f - \delta_B}{c_t}}$$

$$\tau = \frac{t_f - t_B 10^{\frac{\delta_f - \delta_B}{c_t}}}{10^{\frac{\delta_f - \delta_B}{c_t}} - 1} \quad (68)$$

Calculamos  $\tau$  con la ecuación 68.

Despejamos  $\delta_p$  de la ecuación 67 y la calculamos.

En una primera aproximación calculamos  $t_{50}$  ignorando la deformación por consolidación secundaria. Una vez calculada  $\delta_p$ , obtenemos  $\delta_{50}$  y con ella un nuevo  $t_{50}$ .

Despejamos  $c_v$  de la ecuación 48 y lo calculamos. Al igual  $\xi$  de la ecuación 66.

Considerando la deformación por consolidación secundaria calculamos  $\delta_{50}$  con la siguiente ecuación:

$$\delta_{50} = \frac{\delta_p}{2} + c_t \log(1 + \xi T) \quad (69)$$

Con el valor calculado de  $\delta_{50}$  se entra en la curva y se obtiene un nuevo  $t_{50}$ , con el cual se calculan  $c_v$  y  $\xi$ .

Este procedimiento se repite hasta que no haya un cambio en  $\delta_{50}$ .

$\varepsilon_p$  lo calculamos con la ecuación 64 y  $E_p$  se obtiene de la 65.

### 3.6.3 CURVAS TIPO III O SUELO CON CAVIDADES

En la fig. 29 está representada la forma de la curva tipo III o suelo con cavidades. Obtenemos el punto donde termina la consolidación primaria ( $\delta_p$ ) y tomamos dos puntos para tiempos grandes en la recta de consolidación secundaria ( $\delta_1, t_1, \delta_2$  y  $t_2$ ).

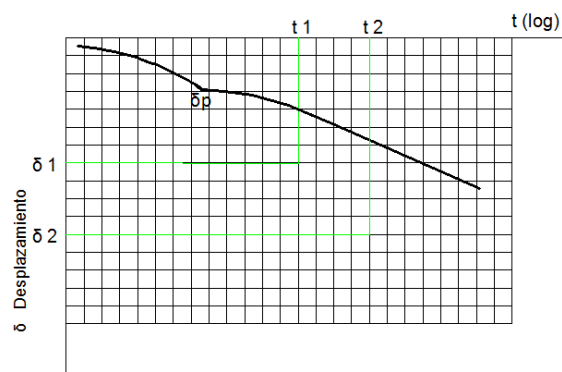


Figura. 29. Curva de consolidación tipo III o suelo con cavidades.

$$\delta_t = \delta_p + c_t \log(1 + \lambda t)$$

$$c_t \log(1 + \lambda t) = \delta_t - \delta_p$$

$$\log(1 + \lambda t) = \frac{\delta_t - \delta_p}{c_t}$$

$$1 + \lambda t = 10^{\frac{\delta_t - \delta_p}{c_t}}$$

$$\lambda = \frac{10^{\frac{\delta_t - \delta_p}{c_t}} - 1}{t} \tag{70}$$

Calculamos  $c_t$  con la ecuación 63.

Se calculan dos valores de  $\lambda$  con la ecuación 70, utilizando  $\delta_1$  y  $\delta_2$  en lugar de  $\delta_i$ . El verdadero valor de  $\lambda$  será un promedio de ambos.

Se calculan  $\epsilon_{cs}$  y  $E_p$  con las ecuaciones 64 y 65, respectivamente.

## **CAPÍTULO 4. INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO ESTRUCTURA**

### **4.1 INTRODUCCIÓN**

La interacción suelo – estructura es aquella parte de la ingeniería que estudia las deformaciones del terreno de cimentación cuando estas se ven afectadas por la presencia y rigidez de la propia estructura. La influencia de la estructura puede ser en condiciones estáticas, lo cual es tratado por la interacción estática suelo – estructura (IESE), o puede ser en condiciones dinámicas, que caen en el campo de la interacción dinámica suelo – estructura (IDSE).

Se conocen como métodos de IESE aquellos procedimientos que para el cálculo de las deformaciones del terreno de cimentación toman en cuenta la rigidez de la estructura. Estos métodos están basados en el principio de que en el contacto cimiento – terreno los desplazamientos tanto en la subestructura, como los del terreno son iguales, es decir, existe compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo.

En términos generales, el procedimiento de cálculo para la interacción suelo – estructura consiste en tres pasos: a) se calculan los desplazamientos de la subestructura, b) se calculan los desplazamientos del terreno de cimentación, y c) se establece la compatibilidad de deformación entre estructura y suelo.

La interacción entre la estructura de cimentación y el suelo consistirá entonces en encontrar un sistema de reacciones que aplicadas simultáneamente a la estructura de cimentación y a la masa de suelo produzcan una misma configuración de desplazamientos entre los dos elementos.

Se pueden distinguir dos clases de situaciones en relación con la IESE:

1. Cuando los cimientos se encuentran suficientemente separados, de tal forma que la carga sobre un apoyo no ejerce influencia sobre los desplazamientos de los apoyos vecinos (zapatas aisladas) y cuando un cimiento continuo donde el desplazamiento de un punto de dicho cimiento está afectado por la carga repartida en toda la subestructura (zapatas corridas).
2. Si la cimentación es profunda (pilotes o pilas) y está sometida, particularmente, a cargas verticales y la compresibilidad del estrato de suelo en el cual se apoyan es variable.

### **4.2 ANTECEDENTES GENERALES**

La dificultad que presenta el problema de la IESE en el análisis y diseño de cimentaciones, se debe a que su solución implica la consideración conjunta de: por un lado, la rigidez de la estructura y por otro la magnitud y distribución de las cargas, así como la estratigrafía, condición hidráulica y las propiedades del subsuelo. Tratemos algunos aspectos sobre la distribución de asentamientos y esfuerzos en algunos casos sencillos.

En primer lugar, se consideran los casos de suelos puramente friccionantes y puramente cohesivos. Así como se considerará los casos límites de cimentaciones totalmente flexibles, o bien totalmente rígidas (Sowers, 1962).

Supongamos en primer lugar el caso de un área uniformemente cargada y flexible apoyada en una arcilla saturada. Debido a la flexibilidad las presiones que el área cargada transmite al suelo serán idénticas a la presión uniforme sobre el área. Por otra parte, el asentamiento no será uniforme, tendrá un máximo al centro del área cargada y será menor en la periferia, adoptando una forma similar a la que se muestra en la Fig. 30a. En la práctica el asentamiento inmediato debido exclusivamente al cambio de forma de áreas flexibles con carga uniforme, apoyadas en arcillas saturadas, adopta un perfil similar al mostrado en la Fig. 30a. En cambio, cuando el área

flexible se apoya en suelos granulares (arenas o gravas), el perfil se asemeja al mostrado en la Fig. 30b., ya que este tipo de materiales posee la propiedad de aumentar su rigidez con el confinamiento.

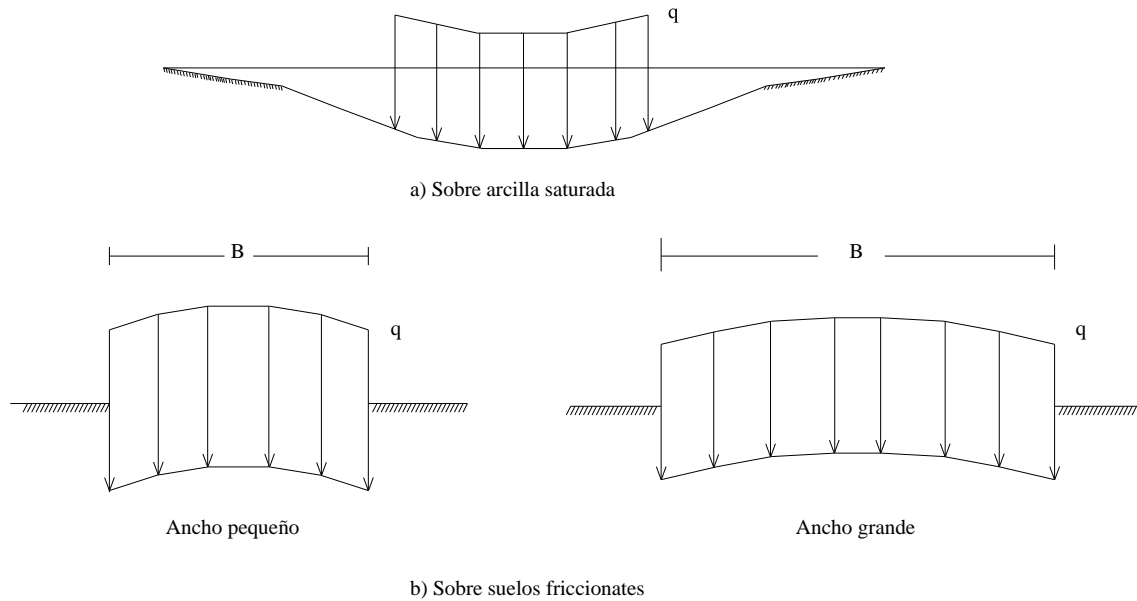


Figura 30. Perfil del asentamiento bajo un área uniformemente cargada sobre la superficie de la masa de suelo. (Sowers, 1962)

Si consideramos ahora que la carga se transmite al suelo a través de una placa infinitamente rígida, debido a esta rigidez, esta se asentara uniformemente, por lo que la presión de contacto entre la placa y el medio continuo en general no podrá ser uniforme como se muestra en la fig. 31a.

Comparando este caso con el de la fig. 31a. se observa que el medio es homogéneo y elástico, la presión es mínima al centro y máxima en las orillas del área cargada. Para llegar al asentamiento uniforme se deberá disminuir la tendencia en la parte central (por medio de una disminución de presión) y aumentar dicha tendencia en las orillas (aumentando la presión).

De manera análoga, para el caso de un medio cuya rigidez aumenta con el confinamiento (medios granulares) conduce a una distribución en la cual la presión es máxima bajo el centro del área cargada y es menor en la periferia de la misma. La fig. 31b muestra este caso.

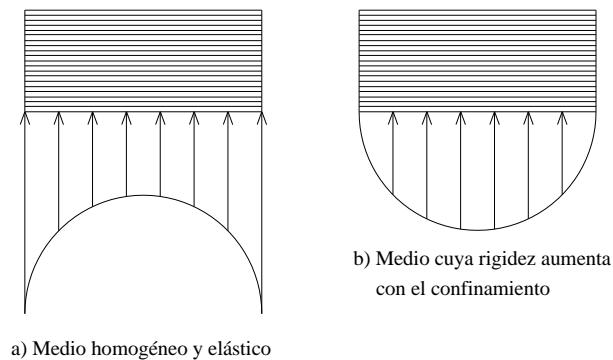


Figura 31. Distribución de presiones bajo una placa infinitamente rígida. (Sowers, 1962).

Se observa que los diagramas de asentamientos y de reacciones del terreno dependen del tipo de suelo y de la rigidez de la estructura. Un cimiento real puede quedar entre los dos casos extremos señalados, pues su rigidez no necesariamente es nula o infinita.

La valuación cuantitativa de los esfuerzos y asentamientos es uno de los aspectos que han preocupado a los ingenieros cuando erigen una edificación, de aquí la importancia de los análisis de interacción suelo estructura.

#### 4.2.1 MÉTODOS DE INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA

Existen varios métodos para llevar a cabo la interacción suelo – estructura. A continuación describimos brevemente algunos de ellos.

En 1956, Samuel Chamecki, profesor de ingeniería estructural de la Universidad de Paraná, en Brasil, expuso un procedimiento para tomar en cuenta la interacción suelo – estructura, aplicable a vigas y a marcos estructurales (Chamecki, 1956). Se trata el caso de una viga con tres apoyos, desplantada en un suelo con un estrato de arcilla compresible; resuelve el problema utilizando unos coeficientes de transferencia de cargas (que equivalen a la matriz de rigideces de la estructura) en la viga, y considerando una arcilla normalmente consolidada, en la que se conoce su índice de compresibilidad. Estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre viga y suelo, resuelve el problema en forma explícita. A continuación trata el caso de marcos estructurales, y debido a que las relaciones esfuerzo – deformación unitaria en los suelos son no lineales, propone un procedimiento iterativo para la solución del problema, usando los coeficientes de transporte de carga de la estructura y calculando los hundimientos del suelo por procedimientos usuales. Los valores de los asentamientos en las aproximaciones sucesivas oscilan alrededor de un valor medio y tienden a él. Para evitar un gran número de iteraciones, se aplica una corrección después de la primera iteración, calculando las cargas en las columnas con un promedio de los asentamientos obtenidos. En la mayoría de los casos prácticos no hay necesidad de correcciones adicionales para alcanzar la convergencia del procedimiento (Chamecki, 1956).

Otro procedimiento es el de Flores Victoria (1968), en el que para resolver el problema de la interacción suelo – estructura se establece la siguiente ecuación matricial:

$$\underline{K} \underline{\delta} = \underline{P} + \underline{E}_c \underline{P}_c - \underline{E} \underline{Q} \quad (71)$$

Donde

$\underline{K}$  = matriz de rigidez del conjunto superestructura cimentación

$\underline{\delta}$  = vector de asentamientos de los nudos de la cimentación, los cuales deben ser iguales a los de las bases de las columnas inferiores de la superestructura.

$\underline{E}_c$  = matriz de transmisión de peso propio de traveses a cargas en nudos

$\underline{P}_c$  = cargas debidas al peso propio de traveses

$\underline{E}$  = matriz de transmisión de cargas del suelo a los nudos de la cimentación

$\underline{Q}$  = cargas que la cimentación aplica al suelo

Los movimientos del suelo están dados por:

$$\underline{E}_s \underline{Q}_s = \underline{\delta}_s \quad (72)$$

Dónde:

$\underline{Q}_s$  = cargas aplicadas al suelo

$\underline{E}_s$  = matriz de flexibilidades del suelo, que es función no lineal de  $\underline{Q}_s$



$\underline{\delta}_s$  = vector de movimientos verticales de la superficie del suelo

Suponiendo que la cimentación no se despegue de la superficie del suelo, las cargas  $\underline{Q}$  sobre la cimentación deben ser iguales a las cargas  $\underline{Q}_s$ . Los hundimientos de la cimentación deben ser iguales a los del suelo, por lo que la ecuación 72 puede escribirse:

$$\underline{E}_s \underline{Q} = \underline{\delta}$$

En la superestructura y cimentación, de la ecuación 71 debe tenerse:

$$\underline{K} \underline{\delta} = \underline{P}_T - \underline{E} \underline{Q} \quad (73)$$

Dónde:

$$\underline{P}_T = \underline{P} + \underline{E}_C \underline{P}_C$$

Son las cargas del edificio sobre los nudos de la cimentación, junto con su peso propio. Las ecuaciones 72 y 73 dan un planteamiento que en forma directa permite obtener como solución los asentamientos  $\underline{\delta}$  del suelo y cimentación juntos, así como las fuerzas de contacto  $\underline{Q}$ .

Para ello se requieren como datos las matrices  $\underline{K}$  y  $\underline{E}$ , y el vector  $\underline{P}_T$ , junto con las propiedades del suelo, localización y tamaño de las áreas rectangulares asociadas a cada  $\underline{Q}$ . Para conocer momentos, cortantes, fuerzas normales en columnas, etc., faltará calcular el efecto que producen  $\underline{\delta}$  y  $\underline{Q}$  en el edificio y sumarlo con el efecto de las cargas verticales  $\underline{P}$  y  $\underline{P}_C$ .

La solución del problema se lleva a cabo sustituyendo las ecuaciones 72 y 73:

$$\underline{K} \underline{E}_s \underline{Q} = \underline{P}_T - \underline{E} \underline{Q}$$

De donde  $(\underline{E} + \underline{K} \underline{E}_s) \underline{Q} = \underline{P}_T$

Finalmente  $\underline{Q} = (\underline{E} + \underline{K} \underline{E}_s)^{-1} \underline{P}_T \quad (74)$

Conocida  $\underline{Q}$ , con la ecuación 72 se obtiene  $\underline{\delta}$ . No es posible despejar  $\underline{\delta}$  de la ecuación 73 porque no existe la inversa de  $\underline{K}$ .

Flores Victoria señala que la matriz  $\underline{E}_s$  es función no lineal de  $\underline{Q}$ , lo que no permite resolver el problema directamente, sino que se requiere acudir a métodos iterativos.

Operando con las ecuaciones matriciales anteriores, el método iterativo tiene la interpretación física de aplicar una distribución de presiones al suelo  $\underline{Q}^{(n)}$ , y calcular asentamientos del suelo; con esos asentamientos determinar el estado de cargas que debe tener la estructura como reacción del suelo. Esa reacción se vuelve a aplicar al suelo, y así sucesivamente, hasta lograrla convergencia; esta interpretación es debida a Chamecki (1956).

De acuerdo con Flores Victoria (1968), este procedimiento es divergente para suelos compresibles, como el de la ciudad de México, o para cimentaciones excesivamente rígidas. Esto lleva a usar un criterio de interpolación para lograr y acelerar la convergencia, el cual se basa en el concepto físico de permitir que  $\underline{Q}^{(n)}$  se modifique en un porcentaje razonable en cada ciclo, y difiera poco de  $\underline{Q}^{(n+1)}$ .

Para tomar en cuenta el comportamiento no lineal del suelo, Damy *et al* (1977) presentaron un método incremental, que consiste en suponer que el vector de cargas se aplica gradualmente al

conjunto de incrementos, siendo los incrementos suficientemente pequeños para que el sistema responda linealmente, con rigideces iguales a los valores tangentes que corresponden al estado de esfuerzos existentes al iniciar la aplicación de los incrementos. Al aplicar el último incremento deben satisfacerse las ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo.

El mismo año, pero un poco después, Esteva *et al* (1977) proponen dos procedimientos de interacción. El primero es a base de aproximaciones sucesivas, y consiste en suponer inicialmente que la distribución de presiones en el terreno es igual a la de las cargas aplicadas sobre el sistema estructural; con las reacciones y la correspondiente matriz secante de flexibilidades del suelo se obtiene una estimación de las deformaciones del suelo, y una estimación de las deformaciones de la estructura, empleando matrices secantes de rigideces de la estructura y de flexibilidades del suelo. El proceso se repite un número de veces tal que los valores de los desplazamientos del suelo sean suficientemente parecidos en dos estimaciones sucesivas. El segundo método es un procedimiento incremental aproximado, que consiste en aplicar gradualmente la carga total en incrementos; en cada incremento se efectúa un ciclo semejante al del procedimiento de aproximaciones comentado antes; el resultado de dicho ciclo iterativo se toma como punto de partida para la aplicación de otro incremento de carga. Los autores proponen dos criterios alternativos: en el primero se logra el equilibrio al final de cada ciclo, pero no se logra la compatibilidad entre las deformaciones de la estructura y las del suelo; en el segundo se alcanza dicha compatibilidad, pero a costa de un desequilibrio. Por lo anterior, en ambos casos debe hacerse una corrección en el siguiente ciclo (Esteva *et al*, 1977).

El Dr. Leonardo Zeevaert (1973, 1980, 1983) trabajó profundamente en el desarrollo de métodos de interacción suelo – estructura. El método que utilizó consiste en formar la ecuación matricial de asentamientos o hundimientos (EMA), que relaciona los asentamientos del suelo en función de las cargas aplicadas en la superficie:

$$\underline{\delta} = \underline{D} \underline{q}$$

Dónde:  $\underline{\delta}$  = vector de asentamientos en el contacto cimentación suelo  
 $\underline{D}$  = matriz de asentamientos ocasionados por presiones unitarias  
 $\underline{q}$  = vector de cargas aplicadas en el contacto cimiento suelo

Para la formación de la matriz  $\underline{D}$  se emplea el concepto de valor de influencia, que es el esfuerzo ocasionado por una presión unitaria en la superficie, lo que facilita de manera importante la determinación de los elementos de la matriz  $\underline{D}$ .

A continuación se forma la ecuación matricial de interacción (EMI), que relaciona las deformaciones de la estructura con las cargas que le transmiten al suelo:

$$\underline{S} \underline{x} = \underline{\Delta}$$

Dónde:  $\underline{S}$  = matriz de flexibilidades del suelo  
 $\underline{x}$  = vector de cargas del suelo sobre la estructura  
 $\underline{\Delta}$  = vector de deformaciones de la estructura

La interacción de la estructura de cimentación con el suelo depende del valor de módulo de cimentación por área tributaria  $K$ , definido como el cociente de la carga sobre el suelo (en unidades de fuerza) entre la deformación que produce. Debe notarse en la ecuación EMI que los valores del vector de deformaciones de la estructura  $\underline{\Delta}$  son función del módulo  $K$  por área tributaria (Zeevaert, 1980). Si los valores de  $K$  fuesen independientes entre sí, la ecuación EMI daría los resultados definitivos de las reacciones incógnitas. Sin embargo, la hipótesis anterior no es exacta por que la masa de suelo debe considerarse como un medio continuo, donde los

valores de  $K_i$  para los diferentes puntos considerados no son independientes entre sí, ya que dependen de la distribución de esfuerzos en el contacto con la estructura de cimentación. La interacción correcta entre la estructura de cimentación y la masa del suelo se obtiene utilizando las reacciones  $x_i$  obtenidas por EMI, en la ecuación matricial de hundimientos EMA, obteniéndose los desplazamientos verticales  $d_i$  que proporcionan valores del módulo de cimentación iguales a los usados en la EMI,  $K_i = x_i/\delta_i$ . Si los valores encontrados en esta forma no concuerdan con los utilizados inicialmente, no se tendrá la interacción correcta, ya que los módulos de cimentación no fueron correctamente elegidos, por lo cual será necesario utilizar la EMA para conciliar este problema. De lo anterior se deduce que EMA y EMI quedan ligadas por los valores de  $K_i$ , los cuales son únicos para la solución de cada problema en particular y dependen de la distribución de las reacciones del suelo sobre la estructura de cimentación, rigidez de ésta y de la posición de las cargas que actúan sobre ella (Zeevaert, 1980).

Es posible hallar una matriz única de interacción para resolver el problema sin realizar iteraciones y obtener resultados más precisos (Zeevaert, 1983). La nueva ecuación matricial se denomina ecuación matricial de interacción suelo – estructura (EMISE). Mediante el empleo de la cual no se necesitan iteraciones para resolver el problema de interacción.

Otro procedimiento de interacción estática suelo – estructura es que el que propone Deméneghi (1979, 1983, 1985), el cual considera a las reacciones del terreno como un sistema de cargas sobre la estructura, manejándolas durante el proceso de análisis como incógnitas. El análisis estructural se lleva a cabo empleando el método de rigideces, pero el problema no se puede resolver en esta etapa por que sobran incógnitas, ya que se están agregando al vector de cargas las reacciones del suelo, que no se conocen. Las ecuaciones faltantes las proporciona el análisis de hundimientos del terreno de cimentación, en el que se obtienen las deformaciones del suelo en función de las cargas sobre el mismo (estas cargas son iguales y de sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura, por la tercera ley de Newton); en esta etapa se hace uso del concepto de valores de influencia de Zeevaert (1980), lo que facilita la determinación de los hundimientos del suelo en función de las cargas sobre el mismo (recuérdese que las cargas sobre el suelo no se conocen). Las deformaciones del suelo se sustituyen en las ecuaciones obtenidas inicialmente con el método de rigideces, lo que permite resolver el problema en forma directa, sin necesidad de iteraciones. Con este procedimiento se obtiene los diagramas de deformaciones y de reacciones del suelo, en el contacto entre éste y la estructura de cimentación. Este procedimiento tiene la ventaja de que se puede tomar en cuenta el número de pisos que se desee de la estructura, así como de que se puede programar en una computadora con relativa facilidad.

### 4.3 MÓDULO DE REACCIÓN K DEL SUELO

Si una carga o un sistema de cargas transmiten al suelo, ya sea por cimientos rígidos o elásticos, la base de estos está sometida a la presión de contacto cuya magnitud es igual a la carga total sobre el área de asiento. Un cálculo de la presión de contacto muestra, de acuerdo con la experiencia, que la relación entre la presión de contacto, en un punto dado sobre la base del cimiento, y el asentamiento de aquel punto, es distinta para cada área de contacto.

Por simplicidad, se utiliza una hipótesis arbitraria donde se considera que la relación entre la presión unitaria de contacto y el asentamiento es la misma para todos los puntos del área de asentamiento. Por tanto, se supone que el asentamiento de cualquier fracción de un área cargada es independientemente de sus dimensiones así como de la carga que actúa sobre el resto del área. Consideremos un sistema en el cual el suelo que soporta la cimentación se reemplaza por una cama de resortes igualmente espaciadas y con un cierto módulo elástico ( $K_s$ ), cada uno de los cuales es independiente del otro y el módulo elástico puede o no ser una constante dependiendo del tipo de obra y condiciones del subsuelo. El parámetro  $K_s$ , se conoce como módulo de reacción del suelo y se define como la relación  $q/\delta$ , siendo  $q$  la carga por unidad de

área de una superficie horizontal en una masa de suelo y  $\delta$  el asentamiento de la superficie debido a  $q$ .

La obtención de los datos necesarios para asignar un valor razonable de  $K_s$ , requiere de aplicar una presión uniforme sobre la superficie expuesta del suelo, para después medir la deflexión de las deformaciones entre los puntos y dividir la presión unitaria entre la deflexión de los mismos puntos y así poder tomar un promedio de los valores obtenidos de un cuerpo rígido, medir el desplazamiento y calcular la relación entre la presión y el desplazamiento.

El valor del módulo de reacción  $K_s$  del suelo, depende no solamente de la naturaleza del suelo sino también del tamaño y forma del área cargada. Además, el valor de  $K_s$ , no es una constante para un suelo dado y la relación dada por  $q/\delta$  representa solamente un módulo que asemeja el comportamiento del suelo.

La principal dificultad que se opone a la aplicación de las teorías existentes y sus soluciones sobre la IESE, es estimar apropiadamente el valor del módulo de reacción del terreno  $K_s$ , el cual depende de muchos factores que no pueden ser determinados directamente en el laboratorio ni por pruebas de campo.

#### 4.4 INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO – LOSA DE CIMENTACIÓN (IESE)

Cuando se cimentan edificios sobre suelos de mediana a alta compresibilidad, conviene en la práctica utilizar un procedimiento de interacción suelo estructura estático (IESE), pues las deformaciones del terreno de cimentación afectan de manera importante los asentamientos diferenciales de la estructura y el diagrama de reacción del suelo. El propósito de la IESE es llevar a cabo un análisis de la estructura de cimentación y de las deformaciones del suelo, tomando en cuenta el efecto de la rigidez, y llevando a cabo después una combinación adecuada de ambos. La IESE proporciona los diagramas de hundimientos diferenciales y de reacción del terreno de cimentación que a su vez permite determinar los diagramas de momentos flexionantes y fuerza cortante en la estructura de cimentación, lo que conduce al diseño racional de dicha subestructura.

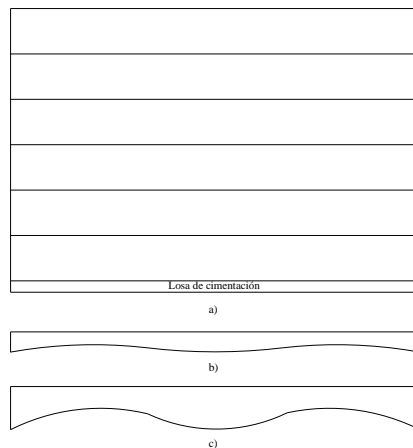


Figura 32. Marco estructural con cimentación a base de losa.

Consideremos un marco estructural con una cimentación a base de una losa de cimentación (fig. 32a), en el cual se trata de obtener los diagramas de asentamientos y de reacciones del terreno de cimentación (fig. 32, b y c).

En el caso más general la forma del diagrama de reacciones del suelo es diferente de una reacción uniforme (fig. 32b). Para simplificar el problema sustituimos la curva de reacción del terreno por una serie de reacciones uniformes  $r_1, r_2, \dots, r_n$  como se aprecia en la fig. 33a. El

análisis estructural lo llevamos a cabo utilizando el método de rigideces descrito en el capítulo 2, considerando las reacciones  $r_i$  como incógnitas.

Empleando la tercera ley de Newton, aplicamos las reacciones  $r_i$  como cargas sobre el terreno (fig. 33b) y se obtienen los hundimientos de éste en función de las  $r_i$ , utilizando para ello el método de Chamecki (1956). El problema de interacción queda resuelto al establecer la compatibilidad de deformaciones entre suelo y estructura, es decir, al estar el suelo en contacto con la estructura de cimentación, las deformaciones de ambos medios deben ser iguales.

En los siguientes incisos veremos cómo se realiza la interacción suelo-estructura para una estructura de cimentación real, es decir, de rigidez finita. Es importante mencionar también algunos aspectos importantes de dicha interacción, tanto a corto como a largo plazo.

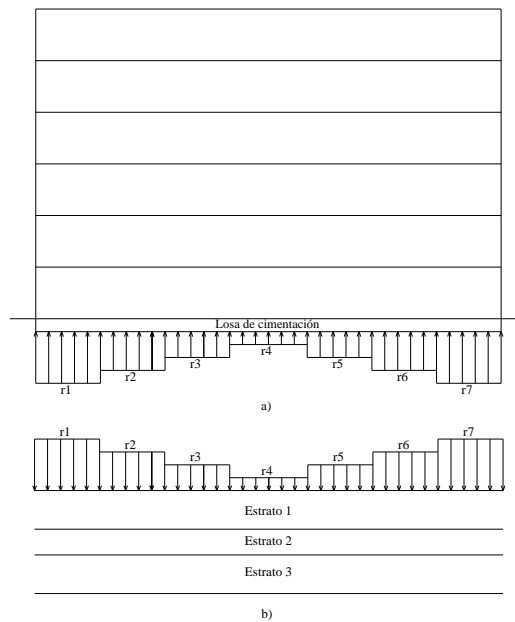


Figura 33. Diagrama de reacciones y cargas sobre el terreno.

#### 4.4.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural lo realizamos empleando el método de rigideces. La matriz de rigidez, el vector de cargas de empotramiento y el vector de cargas concentradas se obtienen como se indica en el capítulo 2 de este trabajo.

#### 4.4.2 CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN EL SUELO

Para el cálculo de las deformaciones en el suelo se asume que las cargas que transmite la estructura al terreno de cimentación son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura, por la tercera ley de Newton (Deméneghi, 1996).

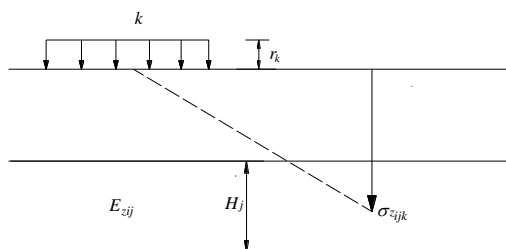


Figura 32. Cálculo de los hundimientos del terreno.

Calculemos los asentamientos del terreno en función de estas cargas: consideremos una reacción  $r_k$  actuando en la superficie (fig. 32); la presión vertical vale  $r_k d_k/a_k$ , donde  $d_k$  y  $a_k$  son la longitud y el área en las que actúa la carga, respectivamente. La deformación del estrato de espesor  $H_j$ , debida a la carga  $r_k$  vale:

$$\delta_{ijk} = (1/E_{zij}) H_j \sigma_{zij}$$

pero

$$\sigma_{zij} = I_{zij} r_k d_k/a_k \quad (75)$$

Donde  $I_{zij}$  es el valor de influencia vertical, el cual es igual al esfuerzo normal vertical en el punto  $ij$ , producido por una presión unitaria actuando en el área  $a_k$  (Zeevaert, 1973).

$E_{zij}$  es el módulo lineal de deformación, el cual se define como el cociente del esfuerzo normal vertical entre la deformación unitaria vertical que se presenta, en el punto  $ij$ .

Sustituyendo

$$\sigma_{ijk} = (1/E_{zij}) H_j I_{zij} r_k d_k/a_k,$$

La deformación del estrato  $j$ , debida a todas las cargas vale

$$\delta_{ijk} = (1/E_{zij}) H_j \sum_{k=1}^{nr} I_{zij} r_k d_k/a_k \quad \text{donde } nr = \text{número total de cargas } r_k.$$

Si consideramos además una deformación previa  $\delta_{oi}$ , el asentamiento bajo el punto  $i$  vale

$$\delta_i = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{ne} (1/E_{zij}) H_j \sum_{k=1}^{nr} I_{zij} r_k d_k/a_k \quad (76)$$

donde  $ne$  = número total de estratos.

En la ecuación 76, los hundimientos del terreno quedan en función de las cargas  $r_k$ .

Cabe aclarar que, aunque aparentemente el procedimiento es unidimensional, en la práctica se pueden tomar en cuenta, en la estimación de  $E_{zij}$  tanto los incrementos de esfuerzo horizontal como el efecto de la presión de confinamiento en la rigidez del suelo, así como el hecho de que la curva esfuerzo-deformación unitaria es no lineal. En efecto,  $E_{zij}$  está dado por

$$E_{zij} = \sigma_{zij}/\epsilon_{zij} \quad (77)$$

Siendo  $\sigma_{zij}$  el esfuerzo normal vertical en el punto  $ij$  (a la mitad del estrato  $j$ ), y  $\epsilon_{zij}$  la deformación lineal unitaria vertical del estrato  $j$ .

$\epsilon_{zij}$  se puede calcular usando una teoría no lineal o una teoría lineal. Los esfuerzos normales vertical y horizontales se obtienen aplicando la ecuación 75 para todas las cargas  $r_k$ , es decir

$$\sigma_{zij} = \sum_{k=1}^{nr} I_{zij} r_k d_k/a_k \quad (78)$$

$$\sigma_{xij} = \sum_{k=1}^{nr} I_{xijk} r_k d_k/a_k \quad (79)$$

$$\sigma_{yij} = \sum_{k=1}^{nr} I_{yijk} r_k d_k/a_k \quad (80)$$

### 4.4.3 COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES

En esta etapa se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo de cimentación, lo que equivale a considerar que tanto los desplazamientos de la estructura como los del terreno son iguales, es decir, que el suelo no se despega de la estructura (Deméneghi, 1996).

### 4.4.4 PROGRAMA CCISEBL02310.FOR

Para realizar la interacción suelo-estructura se utilizara el programa Ccisebl02310.for, elaborado por el M.I. Agustín Deméneghi Colina en lenguaje de programación fortran.

#### 4.4.4.1 ARCHIVO DE DATOS

El archivo de datos que se requiere para la correcta ejecución del programa contiene los siguientes datos y parámetros, así como la siguiente conformación, en la cual, no se debe alterar el orden de los mismos.

N =	Número de nudos
NG =	Número de grados de libertad
NGEM =	Número de grados de libertad para el cálculo de elementos mecánicos
NBC =	Número de barras de cimentación
NB =	Número de barras
NE =	Número de estratos
NBLE =	Número del bloque inicial
NBI =	Número de la barra inicial
NGLI =	Número del grado de libertad inicial
NXE =	Número de intervalos en $x$
EB =	Módulo de elasticidad de la barra (concreto)
GB =	Módulo de rigidez al cortante de la barra
INB =	Momento de inercia de la sección de la barra (en este caso, el de la contratrabe)
ITBB =	Momento polar de inercia de la barra debido a torsión
WB =	Peso que actúa sobre la barra
LX =	Longitud de la cimentación
BY =	Ancho de la cimentación
P (I) =	Cargas concentradas (en columnas) sobre la cimentación
KE (I) =	Rigidez del suelo
NBL =	Número de bloques
XPI =	Distancia donde inicia la zapata
XPF =	Distancia donde termina la zapata
BP =	Ancho de la zapata
ANX =	Número de divisiones en $x$ en la cimentación
NP =	Nudo donde inicia el bloque
N =	Número de nudos
NE =	Número de estratos
H (J) =	Espesor del estrato
NU (J) =	Relación de Poisson
ES (I, J) =	Módulo de elasticidad del suelo

- N = Número de nudos
- NE = Número de estratos
- NBC = Número de barras de cimentación
- NG = Número de grados de libertad
- N = Número de nudos
- NE = Número de estratos
- N = Número de nudos
- NG = Número de grados de libertad

#### 4.4.4.2 ARCHIVO DE RESULTADOS

Una vez ejecutado el programa el archivo de resultados sale con el nombre de RESULISEBL, los cuales se muestran en el anexo 1.

#### 4.4.5 CONVENCION DE SIGNOS PARA ELEMENTOS MECANICOS

Una vez obtenidos los elementos mecánicos durante la ejecución del programa aplicamos las ecuaciones de la 81 a la 85, para obtener la variación de los mismos en toda la barra.

Tramo I ( $0 < x < L/2$ )

$$V = -V_r + (r_r - w)x \quad (81)$$

$$M = -M_p - V_r x + (r_r - w)x^2 / 2 \quad (82)$$

$$x_{M_{max}} = \frac{v_r}{r_r - w} \quad (83)$$

Tramo II ( $L/2 < x < L$ )

$$V = -V_r + (r_r - w) \frac{L}{2} + (r_s - w) \left( x - \frac{L}{2} \right) \quad (84)$$

$$M = -M_p - V_r x + (r_r - w) \frac{L}{2} \left( x - \frac{L}{4} \right) + \frac{(r_s - w)}{2} \left( x - \frac{L}{2} \right)^2 \quad (85)$$

$$x_{M_{max}} = \frac{L}{2} + \frac{V_r - (r_r - w) \frac{L}{2}}{r_s - w} \quad (86)$$

Las ecuaciones anteriores representan los elementos mecánicos en las barras para los cuales utilizaremos la siguiente convención de signos.

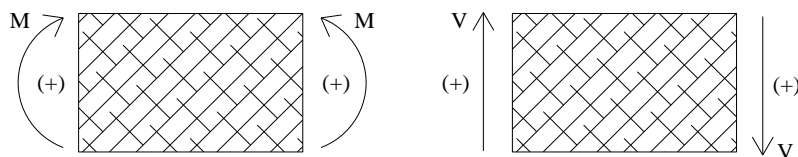


Figura 33. Convención de signos para elementos mecánicos (Deméneghi, 2011).



## CAPÍTULO 5. EJEMPLO DE APLICACIÓN

### 5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describe el diseño geotécnico de un cajón de cimentación desplantado sobre arcillas sensitivas. En la fig. 34 se muestran las dimensiones del cajón en planta, así como las propiedades del mismo y de los estratos de suelo subyacente.

El proceso de diseño del cajón consiste en la revisión de los límites de servicio (asentamientos) y falla (capacidad de carga) y por último se realiza un análisis de interacción estática suelo-estructura, con lo que es posible determinar los desplazamientos y elementos mecánicos en la cimentación, con los cuales se puede realizar el diseño estructural de la misma.

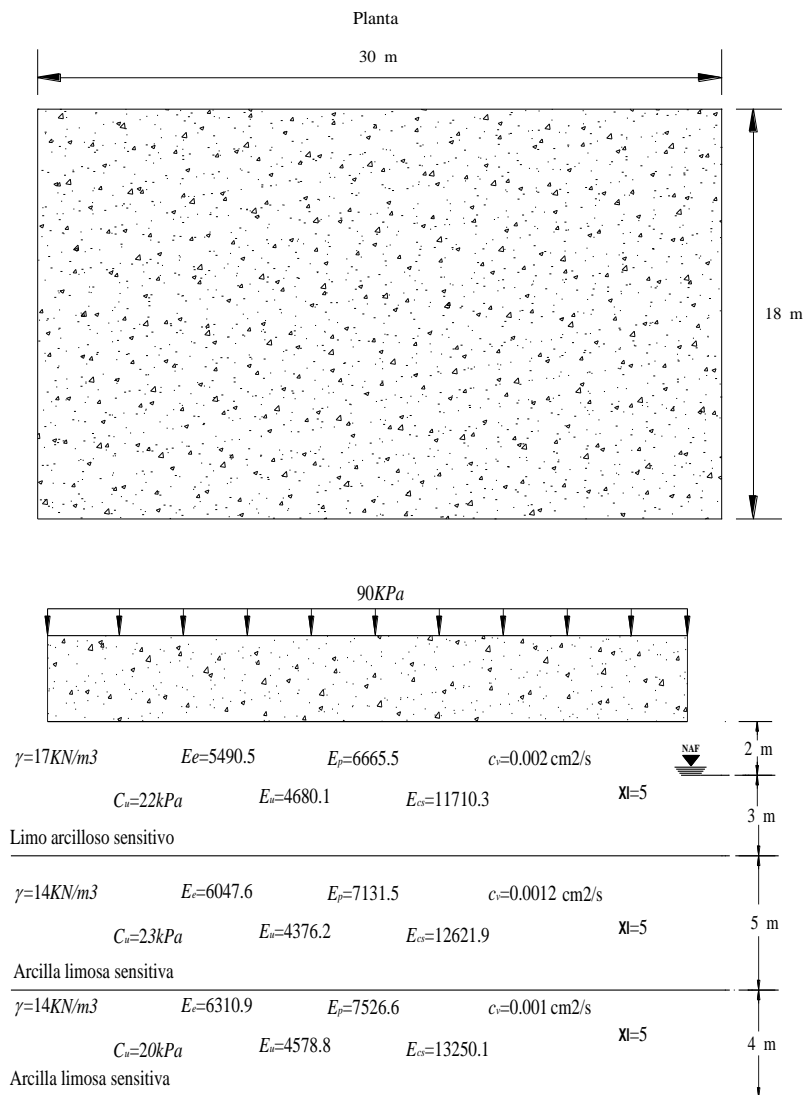


Figura 34. Vista en planta de la cimentación y perfil estratigráfico bajo la misma.

La zona geológica en la que se encuentra el edificio se caracteriza por una serie de depósitos combinados con eventos volcánicos y aluviales que propiciaron que la cuenca del valle de México se cerrara generando un vaso de depositación de materiales principalmente lacustres

finos que, junto con la mezcla de agua y cenizas volcánicas, dio origen a lo que actualmente es la arcilla del valle de México, que tiene como propiedades alta compresibilidad y baja resistencia al corte y espesores que varían desde 30m en su zona centro-norte, hasta 90m en la zona sur. Con la apertura del tajo de Nochistongo el 70% de la zona lacustre se secó generando una costra con espesor variable de 0.3m a 1.20m propio para construcciones superficiales pero sin dejar de perder sus propiedades de baja resistencia y alta compresibilidad para estructuras mayores. En la formación de este subsuelo en la cuenca central del valle de México se presentaron diferentes eventos de depósitos principalmente aluviales en profundidades de 50 y 30 m formando las capas duras características así como depósitos volcánicos en diferentes periodos formando marcadores con arena negra volcánica y vidrios volcánicos a diferentes profundidades, así como secados solares generando costras en diversos periodos. La zona geotécnica en la que se encuentra el edificio, según el Reglamento de Construcciones en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones, es la denominada Zona de lago centro I (Zona III) caracterizada por tener rellenos superficiales formados por suelo aluvial e interestratificaciones de suelos constituidos por restos de construcciones antiguas o suelos desecados superficialmente por la variación de los niveles de agua superficiales. Los rellenos en la zona de Lago Centro I varían desde 1.50 m en la periferia de la zona de lago centro I hasta 3 o 4 m hacia la zona poniente o hacia la zona de lago centro II. Bajo estos rellenos superficiales se localiza la formación arcillosa superior (F.A.S) constituida por depósitos de arcilla media con espesores variables de 18 a 25 m dependiendo de la zona en que se localicen, siendo los más gruesos hacia la zona oriente y la zona sur. Se caracteriza por contener materiales de mediana compresibilidad y de mediana a baja resistencia al corte. Estos depósitos arcillosos se caracterizan por tener interestratificaciones con marcadores de ceniza volcánica, vidrio volcánico y desecados solares a profundidades de 8, 15 y 21 m, aproximadamente; existe una segunda formación arcillosa entre los 25 y 40 m, pero con una alta complejidad de estratos interestratificados.

## **5.2 DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN CAJÓN DE CIMENTACIÓN**

Realizar el diseño geotécnico del cajón de cimentación de un edificio con dimensiones en planta de 18 x 30 m. El inmueble de 6 niveles tiene un peso unitario máximo de 90 Kpa y un peso unitario medio de 75 Kpa (considerando el peso de la cimentación). Calcular los siguientes movimientos:

- a) la expansión inmediata del fondo del corte, debida a la excavación.
- b) el asentamiento inmediato por recompresión (recuperación de la expansión por excavación)
- c) el asentamiento por compresión debido al incremento (debido al incremento neto de carga por el peso máximo del edificio)
- d) el asentamiento diferido por compresión (debido al incremento neto de carga por el peso medio del edificio)

### Consideraciones generales

Vida útil del inmueble: 50 años

Zona III del D.F

No existen construcciones colindantes

### 5.2.1 DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

Se sabe que:

$$INP = PUM - p_{vo} \leq (p_{vb}' - p_{vo}')$$

$$PUM - p_{vo} \leq 0.5p_{vo}'$$

Donde

PUM = peso unitario medio de la estructura, kPa

INP = incremento neto de presión, kPa

$p_{vo}$  = presión total previamente existente a la profundidad de desplante del cajón, kPa

Si utilizamos la igualdad anterior y suponemos que  $D_f > 2.0$  m, y dado que  $P_{vb}' = 1.5 P_{vo}'$ , la profundidad de desplante resulta como sigue:

$$75 - 17D_f = 0.5P_{vo}' = 0.5[(17 \times 2) + (D_f - 2)(17 - 9.81)]$$

$D_f = 3.17$  m, usamos  $D_f = 3.20$  m.

### 5.2.2 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Se pueden calcular las deformaciones utilizando la Ley de Hooke.

$$\delta z = \frac{\Delta z}{E_s} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (87)$$

#### 5.2.2.1 CÁLCULO DE LA EXPANSIÓN

Estrato 1

De pruebas de laboratorio:

$$E_e = 5490.46 \text{ KPa}$$

Trabajamos a la mitad de lo que resta del estrato.

$$\nu = 0.5, z = 1.8/2 = 0.9 \text{ m}$$

$$\sigma_e = 17 \text{ t/m}^3 \times 3.2 \text{ m} = 54.4 \text{ kPa}; \text{ Esfuerzo por descarga debido a la excavación.}$$

Obtenemos los esfuerzos en las tres direcciones con el esfuerzo de descarga y las ecuaciones 40-42, de lo cual resulta:

$$\sigma_z = 54.2 \text{ KPa}$$

$$\sigma_x = 44.3 \text{ KPa}$$

$$\sigma_y = 47.4 \text{ KPa}$$

Reemplazando en la ecuación 87:

$$\delta_z = 0.19 \text{ cm}$$

Procediendo en forma análoga con los demás estratos, tenemos:

Estrato	$\delta_e$ (cm)
1	0.19
2	1.96
3	1.92
$\Sigma$	4.07

Es decir, debido a la excavación, ocurre una expansión inmediata del fondo del corte de 4.07 cm.

### 5.2.2.2 CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO INMEDIATO

Estrato 1

De pruebas de laboratorio:

$$E_u = 4680.06 \text{ KPa}$$

Trabajamos a la mitad de lo que resta del estrato.

$$v = 0.5, z = 1.8/2 = 0.9 \text{ m}$$

El incremento neto de presión vale:

$$INP = IMaxP - \gamma D_f = 90 - (17 \times 3.2) = 35.6 \text{ KPa}$$

Obtenemos los esfuerzos en las tres direcciones con las ecuaciones 40-42, de las cuales resultan:

$$\sigma_z = 35.57 \text{ KPa}$$

$$\sigma_x = 32.25 \text{ KPa}$$

$$\sigma_y = 31.03 \text{ KPa}$$

Reemplazando en la ecuación 87:

$$\delta_z = 0.15 \text{ cm}$$

Procediendo en forma análoga con los demás estratos, tenemos:

Estrato	$\delta_e$ (cm)
1	0.15
2	1.8
3	1.73
$\Sigma$	3.68

Es decir, debido al incremento neto de presión, la cimentación sufre un asentamiento de 3.68 cm.

### 5.2.2.3 CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO DIFERIDO

Empleamos la siguiente expresión:

$$\delta t = \delta P U + C_t \log (1 + \xi T) \quad (88)$$

El incremento neto de presión a largo plazo es:

$$INP = I_{MedP} - \gamma D_f = 75 - (17 \times 3.2) = 20.6 \text{ KPa}$$

Estrato 1

De pruebas de laboratorio:

$$E_p = 6665.54 \text{ KPa}$$

$$E_{cs} = 11710.28 \text{ KPa}$$

Trabajamos a lo que resta del estrato:

$$v = 0.5, z = 1.8/2 = 0.9 \text{ m}$$

Obtenemos el esfuerzo en dirección z con la ecuación 40, resultando:

$$\sigma_z = 20.58 \text{ KPa}$$

Reemplazando valores anteriores en las ecuaciones 46 y 62 obtenemos:

$$\delta_p = 0.0056 \text{ m}$$

$$C_t = 0.0032 \text{ m}$$

Calculamos el asentamiento para t=50 años con la ecuación 48.

$$T = \frac{C_v t}{(\Delta z_e)^2}; \quad t = 50 \times 365.25 \times 24 \times 60 \times 60 = 1.57788 \times 10^9 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.002 \frac{\text{cm}^2}{\text{s}} \times (1.57788 \times 10^9 \text{ s})}{(180 \text{ cm})^2} = 97.4 > 2$$

Por lo tanto ya se completó la consolidación primaria y  $U=100\%=1$ .

Sustituyendo valores en la ecuación 88 obtenemos el valor del asentamiento diferido total.

$$\delta t = 1.42 \text{ cm}$$

Procediendo de forma análoga con los demás estratos tenemos:

Estrato	$\delta t$ (cm)
1	1.42
2	3.64
3	2.75
$\Sigma$	7.81

Es decir, para la vida útil de 50 años, el asentamiento diferido de la cimentación resulta de 7.81 cm. Por lo tanto el asentamiento total del edificio, durante su construcción y su vida útil, será de 11.49 cm, el cual es la suma del asentamiento instantáneo y el diferido total.

### 5.2.3 ESTADOS LÍMITE DE FALLA

Para que una cimentación este del lado de la seguridad se debe cumplir con la desigualdad siguiente:

$$q_{ult} \leq q_R$$

$q_R$  es la capacidad de carga resistente del suelo y se obtiene con la siguiente ecuación:

$$q_R = c_u N_c F_R + P_v \quad (89)$$

(Reglamento De Construcción De Cimentaciones del D.F.)

$q_{ult}$  es el peso máximo del edificio afectado por un factor de capacidad de carga, según sea el caso de combinación de acciones y se determina con la siguiente ecuación:

$$q_{ult} = \frac{\sum Q F_c}{A} \quad (90)$$

#### 5.2.3.1 PRIMERA COMBINACIÓN DE ACCIONES (CARGA PERMANENTE + CARGA ACCIDENTAL)

De manera conservadora para calcular la  $q_{ult}$  se tomara el peso máximo del edificio, por lo que queda:

$$q_{ult} = 90 \text{kpa} \times 1.4 = 126 \text{kpa}$$

Tomando en cuenta el Reglamento de Construcciones de Cimentaciones del D.F., calculamos  $q_R$ .

Obtenemos una cohesión ponderada del suelo:

$$C = \frac{(22)(18) + (23)(5) + (20)(4)}{1.8 + 5 + 4} = 21.7 \text{kPa}$$

Se calcula el coeficiente  $N_c$  según como lo marca el reglamento:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L) = 5.14 (1 + 0.25 (3.2/18) + 0.25 (18/30)) = 6.14$$

Entonces:

$$q_R = (21.7)(6.14)(0.7) + (3.2)(17) = 148.9 \text{kPa}$$

Por lo tanto:  $q_R > q_{ult}$  ; *Cumple*

### 5.2.3.2 SEGUNDA COMBINACIÓN DE ACCIONES (CARGA PERMANENTE + CARGA VARIABLE + CARGA ACCIDENTAL)

Para obtener la carga total de esta combinación de acciones es necesario añadir una fuerza sísmica la cual se calcula de la siguiente forma:

El peso total del edificio es:

$$\Sigma QA = (90kpa)(18 \times 30m) = 48600 \text{ KN}$$

Por lo tanto la fuerza sísmica vale:

$$S = (0.32/2) (48600 \text{ KN}) = 7776 \text{ KN}$$

Considerando que la altura del centro de gravedad del inmueble es:

$$h_{CG} = \# \text{ niveles} \times \text{altura nivel} / 2 = (7)(3)/2 = 10.5m$$

El momento sísmico en y es:

$$M_y = S h_{CG} = (7776 \text{ KN})(10.5m) = 81648 \text{ KN-m}$$

Para el cálculo del  $M_x$  se toma un 30% del  $M_y$ , por lo que  $M_x$  es igual:

$$M_x = 0.3 (81648 \text{ KN-m}) = 24494.4 \text{ KN-m}$$

Procedemos con el cálculo de las excentricidades, calculando  $e_x$  y  $e_y$  como sigue:

$$e_x = \frac{M_y}{\Sigma Q} = \frac{81648 \text{ KN-m}}{48600 \text{ kN}} = 1.68m$$

$$e_y = \frac{M_x}{\Sigma Q} = \frac{24494.4 \text{ KN-m}}{48600 \text{ kN}} = 0.5m$$

Debido a las excentricidades las dimensiones B y L se ven reducidas y con ello el valor de  $N_c$ . Las dimensiones anteriores se calculan a continuación:

$$B' = B - 2 e_x = 18 - 2(1.68) = 14.64 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 e_y = 30 - 2(0.5) = 29.0 \text{ m}$$

Una vez obtenidas  $B'$  y  $L'$  se calcula  $N_c$  de la siguiente manera:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 Df/B' + 0.25 B'/L') = 5.14 (1 + 0.25 (3.2/14.64) + 0.25 (14.64/29)) = 6.07$$

Procedemos con el cálculo de  $q_R$  con el Nuevo valor de  $N_c$ .

$$q_R = (21.7kpa)(6.07)(0.7) + (3.2m)(17 \text{ kn/m}^3) = 146.6kpa > q_{ult}; \quad \text{Cumple}$$

### 5.3 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Una vez determinados los estados límites de falla y servicio se procede con la interacción suelo-estructura, la cual se hará utilizando el programa Ccisebl02310.for, elaborado por el M.I. Agustín Deméneghi Colina.

#### 5.3.1 ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA A CORTO PLAZO

Por cuestiones académicas y de tiempo, a continuación se muestra el análisis de interacción suelo-estructura a corto plazo en la primera línea de barras en sentido transversal. En la fig. 35 y tabla 7 se exhiben las barras y sus respectivos grados de libertad.

La determinación del módulo de elasticidad E del suelo se realizará de la siguiente forma:

Para el estrato 1 el asentamiento inmediato debido a la recuperación de la expansión más el hundimiento debido al incremento neto de carga vale:

$$\delta_z = 0.19 + 0.15 = 0.34 \text{ cm}$$

Estos valores anteriores son los obtenidos en el apartado 5.2.2, Estados límites de servicio.

Los incrementos de esfuerzo ocasionados por el peso unitario máximo de 90 kPa son:

$$\sigma_z = 89.93 \text{ kPa}$$

$$\sigma_x = 81.55 \text{ kPa}$$

$$\sigma_y = 78.46 \text{ kPa}$$

Reemplazando valores en la ec. 87 obtenemos:

$$E_{s1} = 6498.60 \text{ kPa}$$

Procediendo en forma similar hallamos para los estratos 2 y 3:

$$E_{s2} = 6555.13 \text{ kPa}$$

$$E_{s3} = 6914.90 \text{ kPa}$$

Utilizaremos la siguiente relación de Poisson,  $\nu = 0.5$ .

Antes de realizar el análisis de interacción es necesario calcular algunos valores de la barra de cimentación como lo son: el momento de inercia, el momento polar de inercia de la misma, así como el módulo de elasticidad y rigidez al cortante de la barra de cimentación (concreto). Para el cálculo de los mismos se utilizan las siguientes expresiones y se propone una contratrabe de 1.2 m de peralte y 0.3 m de espesor.

$$I_x = \frac{1}{12} bh^3 \quad ; \text{ Momento de inercia}$$

$$I_t = \frac{hb^3}{3} \left( 1 - 0.63 \frac{b}{h} + 0.052 \left( \frac{b}{h} \right)^5 \right) \quad ; h \geq b \quad ; \text{ Momento polar de inercia}$$

En la estructura de cimentación considerando  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$



$E_c = 14000 \sqrt{f'c} = 221359.44 \text{ kg/cm}^2 = 22135944 \text{ kPa}$ ; Módulo de elasticidad del concreto.

$G = \frac{E_c}{2(1+2\nu)}$  ; Módulo de rigidez al cortante del concreto

$$G = \frac{E_c}{2(1+\nu)} = \frac{22135944 \text{ kPa}}{2(1+0)} = 29223310 \text{ kPa}$$

Una vez que se tienen estos parámetros se alimenta el archivo de datos. Cuando se cuenta con el archivo de datos completos se procede a ejecutar el programa. En el anexo 1 se muestran algunos resultados del análisis a corto plazo y en la tabla 8 las reacciones y desplazamientos de las barras en estudio.

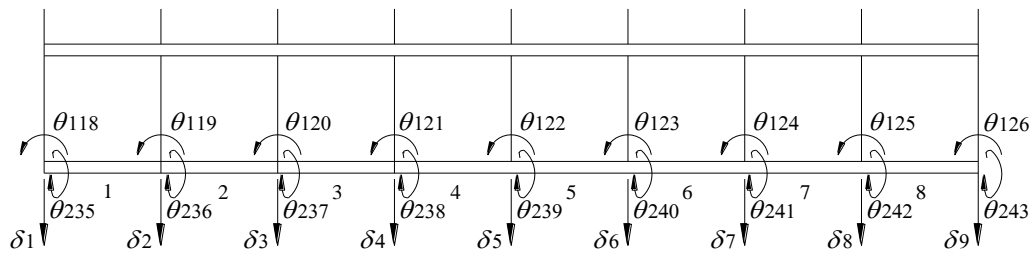


Figura 35. Grados de libertad de las barras de cimentación. (Vista en planta)

Tabla 7. Grados de libertad en cada una de las barras de cimentación.

Número de barra	Grado de libertad					
1	$\delta_1$	$\delta_2$	$\theta_{118}$	$\theta_{119}$	$\theta_{235}$	$\theta_{236}$
2	$\delta_2$	$\delta_3$	$\theta_{120}$	$\theta_{121}$	$\theta_{236}$	$\theta_{237}$
3	$\delta_3$	$\delta_4$	$\theta_{122}$	$\theta_{123}$	$\theta_{237}$	$\theta_{238}$
4	$\delta_4$	$\delta_5$	$\theta_{124}$	$\theta_{125}$	$\theta_{238}$	$\theta_{239}$
5	$\delta_5$	$\delta_6$	$\theta_{126}$	$\theta_{127}$	$\theta_{239}$	$\theta_{240}$
6	$\delta_6$	$\delta_7$	$\theta_{128}$	$\theta_{129}$	$\theta_{240}$	$\theta_{241}$
7	$\delta_7$	$\delta_8$	$\theta_{130}$	$\theta_{131}$	$\theta_{241}$	$\theta_{242}$
8	$\delta_8$	$\delta_9$	$\theta_{132}$	$\theta_{133}$	$\theta_{242}$	$\theta_{243}$

Tabla 8. Desplazamientos y reacciones en los nudos

Número de nodo	Desplazamiento, m		Giros, kN.m			Reacción, kN	
1	$\delta_1 =$	0.06156	$\theta_{118} =$	0.00227	$\theta_{235} =$	-0.0003	$r_1 =$ 427.8
2	$\delta_2 =$	0.05662	$\theta_{119} =$	0.00205	$\theta_{236} =$	-0.0017	$r_2 =$ 178.6
3	$\delta_3 =$	0.05241	$\theta_{120} =$	0.00168	$\theta_{237} =$	-0.002	$r_3 =$ 183.3
4	$\delta_4 =$	0.04926	$\theta_{121} =$	0.00103	$\theta_{238} =$	-0.0031	$r_4 =$ 180.2
5	$\delta_5 =$	0.04807	$\theta_{122} =$	0.00169	$\theta_{239} =$	-0.0032	$r_5 =$ 177.4
6	$\delta_6 =$	0.04926	$\theta_{123} =$	-0.00103	$\theta_{240} =$	-0.0031	$r_6 =$ 180.2
7	$\delta_7 =$	0.05241	$\theta_{124} =$	-0.00168	$\theta_{241} =$	-0.002	$r_7 =$ 183.3
8	$\delta_8 =$	0.05662	$\theta_{125} =$	-0.00205	$\theta_{242} =$	-0.0017	$r_8 =$ 178.6
9	$\delta_9 =$	0.06156	$\theta_{126} =$	-0.00227	$\theta_{243} =$	-0.0003	$r_9 =$ 427.8

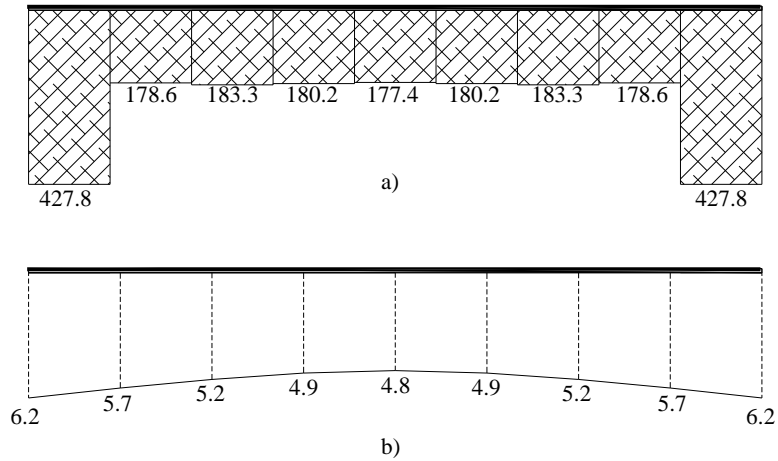


Figura 36. Diagrama de reacciones (a) y asentamientos (b) obtenidos en la revisión a corto plazo, graficados en kN/m y cm respectivamente.

Para obtener la forma en cómo varían los elementos mecánicos a lo largo de las barras de cimentación, es necesario aplicar las ecuaciones 89 a la 94. En la tabla 9 se enlistan los elementos, los cuales se obtuvieron con la ejecución del programa y son los elementos concentrados en los nudos, y en las figuras 37 a la 39 se puede observar el comportamiento de los mismos.

Tabla 9. Elementos mecánicos en los nodos

Número de barra	$V_r$ , kn	$V_s$ , kN	$M_p$ , kN.m	$M_q$ , kN.m	$M_a$ , kN.m
1	1034.314	-380.13	97.31	-1530.5	104.43
2	160.97	218.14	1620.4	-1558.84	20.15
3	1182.8	-801.86	1703.502	-3934.2	84.2
4	577.88	-203.59	4056.74	-4934.28	2.6
5	-203.729	578.02	4934.28	-4056.74	-2.6
6	-801.79	1182.73	3934.2	-1703.502	-84.19
7	218.23	160.88	1558.84	-1620.4	-20.15
8	-379.88	1034.05	1530.5	-97.31	-104.43

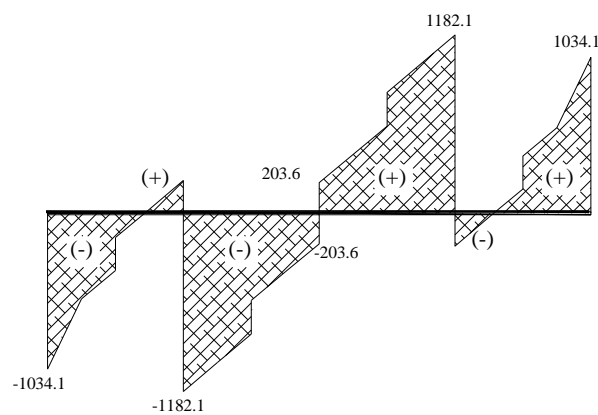


Figura 37. Variación de los cortantes a lo largo de toda la primera línea de barras, graficados en kN.

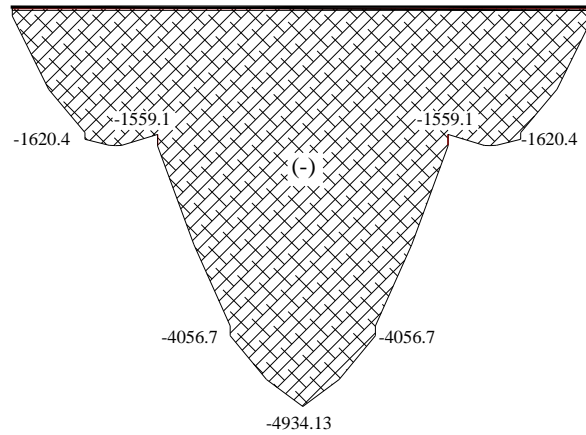


Figura 38. Variación de los momentos flexionantes a lo largo de toda la primera línea de barras, graficados en kN.m.

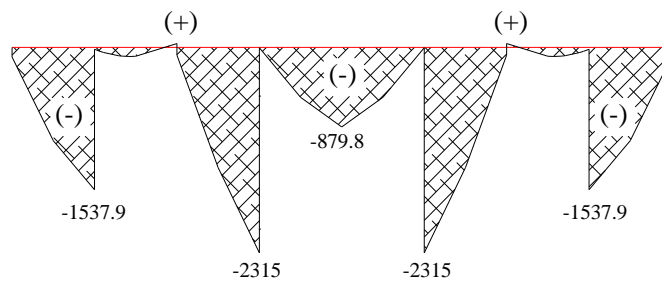


Figura 39. Variación de los momentos torsionantes a lo largo de toda la primera línea de barras, graficados en kN.m.

También con la ejecución del programa de interacción podemos obtener el valor del módulo de rigidez del suelo en cada nodo de la cimentación. En la figura 40 se pueden apreciar los valores correspondientes de las barras en estudio.

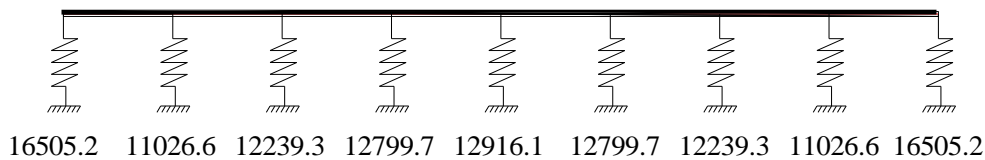


Figura 40. Módulos de rigidez del suelo o constantes de los resortes, medidos en  $\text{kN/m}^3$ .

Estos últimos valores suelen ser muy importantes para el estructurista, ya que de ellos depende la rigidez de la cimentación para que la misma se comporte de manera funcional con respecto a los asentamientos diferenciales.

### 5.3.2 ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA A LARGO PLAZO

El procedimiento para este análisis es prácticamente el mismo que el de corto plazo, solo se tienen que modificar tres parámetros en el archivo de datos los cuales son: relación de Poisson, módulo de elasticidad y módulo de rigidez al cortante del concreto.

La determinación del módulo de elasticidad  $E$  del suelo se realizará de la siguiente forma:

Para el estrato 1 el asentamiento a corto y largo plazo es:

$$\delta_z = 0.19 + 0.15 + 1.42 = 1.76 \text{ cm}$$

Estos valores anteriores son los obtenidos en el apartado 5.2.2, Estados límites de servicio.

Considerando solo deformación vertical y tomando de forma conservadora el peso máximo del inmueble  $PMI = 90 \text{ kPa}$ , obtenemos:

$$\sigma_z = 89.93 \text{ kPa}$$

Reemplazando valores en la ec. 87 obtenemos:

$$Es_1 = 9769.1 \text{ kPa}$$

Procediendo en forma similar hallamos para los estratos 2 y 3:

$$Es_2 = 6912.1 \text{ kPa}$$

$$Es_3 = 5789.5 \text{ kPa}$$

Utilizaremos la siguiente relación de Poisson,  $\nu = 0$ .

Como se mencionó al inicio de este apartado es necesario modificar los módulos de elasticidad y rigidez al cortante del concreto. Tomando en cuenta el efecto del tiempo en la estructura se emplea un módulo de elasticidad  $E' = 0.5 E$ , resultando:

$$E' = 11067972 \text{ kPa.}$$

Una vez alimentado el archivo de datos con los parámetros anteriormente mencionados, se ejecuta el programa. Los resultados para las barras en estudio se muestran en la tabla 10 y algunos resultados en el anexo 1.

Tabla 10. Desplazamientos y reacciones en los nudos.

Número de nodo	Desplazamiento, m		Giros, kN.m			Reacción, kN	
1	$\delta_1 =$	0.113	$\theta_{118} =$	0.0035	$\theta_{235} =$	0.00021	$r_1 =$ 492.32
2	$\delta_2 =$	0.105	$\theta_{119} =$	0.0031	$\theta_{236} =$	-0.00098	$r_2 =$ 177.99
3	$\delta_3 =$	0.099	$\theta_{120} =$	0.0026	$\theta_{237} =$	-0.001	$r_3 =$ 186.81
4	$\delta_4 =$	0.094	$\theta_{121} =$	0.0016	$\theta_{238} =$	-0.0023	$r_4 =$ 176.16
5	$\delta_5 =$	0.092	$\theta_{122} =$	-0.0011	$\theta_{239} =$	-0.0024	$r_5 =$ 171.4
6	$\delta_6 =$	0.094	$\theta_{123} =$	-0.0016	$\theta_{240} =$	-0.0023	$r_6 =$ 176.16
7	$\delta_7 =$	0.099	$\theta_{124} =$	-0.0026	$\theta_{241} =$	-0.001	$r_7 =$ 186.81
8	$\delta_8 =$	0.105	$\theta_{125} =$	-0.0031	$\theta_{242} =$	-0.00098	$r_8 =$ 177.99
9	$\delta_9 =$	0.113	$\theta_{126} =$	-0.0035	$\theta_{235} =$	0.00021	$r_9 =$ 492.32

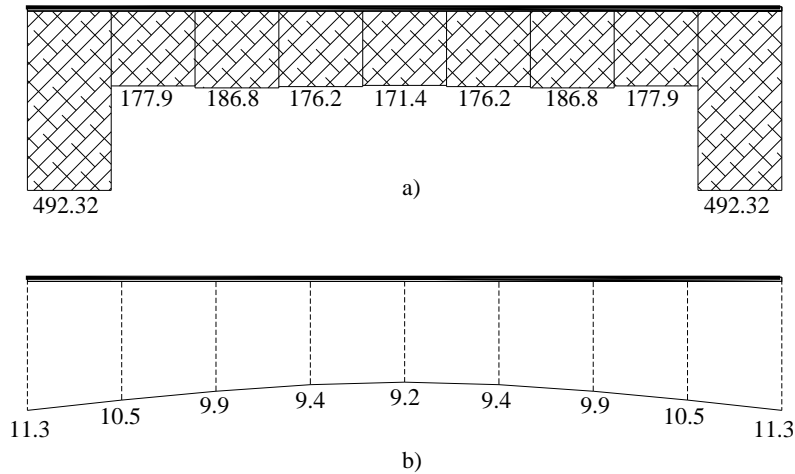


Figura 41. Diagrama de reacciones (a) y asentamientos (b) obtenidos en la revisión a largo plazo, graficados en kN/m y cm respectivamente.

Para obtener la forma en cómo varían los elementos mecánicos a lo largo de las barras de cimentación, es necesario aplicar las ecuaciones 89 a la 94. En la tabla 11 se enlistan los elementos, los cuales se obtuvieron con la ejecución del programa y son los elementos concentrados en los nudos, y en las figuras 42 a la 44 se puede observar el comportamiento de los mismos.

Tabla 11. Elementos mecánicos en los nudos

Número de barra	$V_r$ , kn	$V_s$ , kN	$M_p$ , kN.m	$M_q$ , kN.m	$M_a$ , kN.m
1	962.8	-236.6	74.4	-1224.8	84.9
2	30.3	352.1	1233.5	-877.1	1.87
3	1124.1	-743.1	992.5	-3087.1	89.99
4	533.4	-170.4	3240.4	-4029.3	8.47
5	-170.5	533.5	4029.3	-3240.4	-8.47
6	-743.5	1124.8	3086.8	-992.9	-89.99
7	351.9	30.5	877.3	-1233.3	-1.88
8	-236.8	962.9	1224.9	-74.3	-84.9

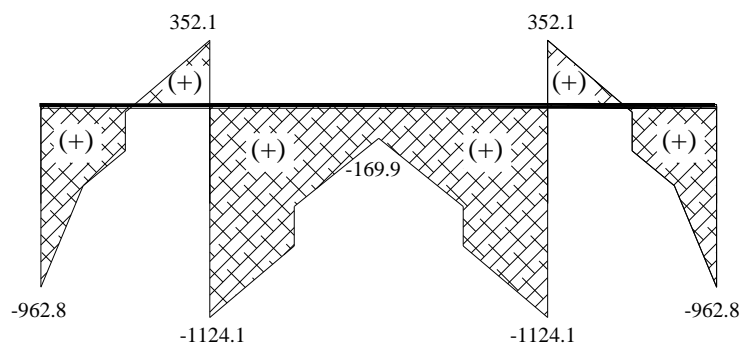


Figura 42. Variación de los cortantes a lo largo de toda la primera línea de barras, graficados en kN.

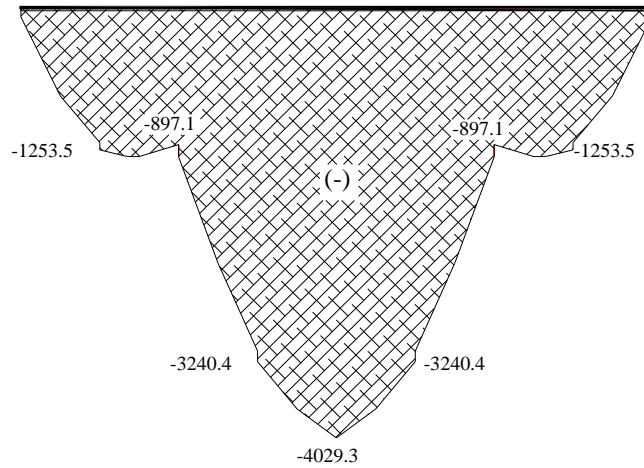


Figura 43. Variación de los momentos flexionantes a lo largo de toda la primera línea de barras, graficados en kN.m.

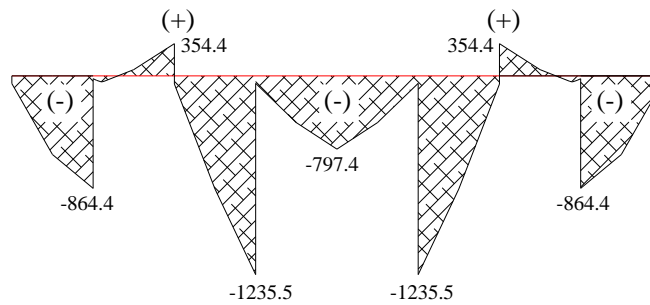


Figura 44. Variación de los momentos torsionantes a lo largo de toda la primera línea de barras, graficados en kN.m.

También con la ejecución del programa de interacción podemos obtener el valor del módulo de rigidez del suelo en cada nodo de la cimentación. En la figura 45 se pueden apreciar los valores correspondientes de las barras en estudio.

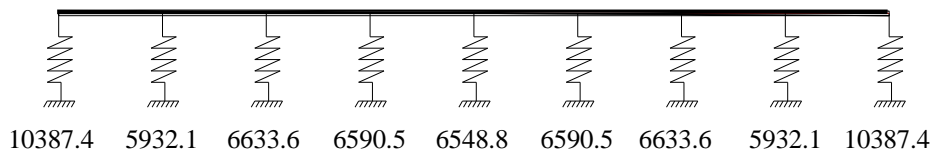


Figura 45. Módulos de rigidez del suelo o constantes de los resortes, medidos en  $\text{kN/m}^3$ .

Estos últimos valores suelen ser muy importantes para el estructurista, ya que de ellos depende la rigidez de la cimentación para que la misma se comporte de manera funcional con respecto a los asentamientos diferenciales.

## CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES

- Para el análisis estructural se utilizó el método de rigideces, en el cual se consideraron los siguientes elementos mecánicos: fuerzas cortantes, momentos flexionantes y momentos torsionantes.
- Las arcillas de la Ciudad de México son de características compresibles muy altas, llegando a un grado tal, que resultan más deformables en estado natural que remoldeado.
- La relación entre la microestructura y compresibilidad se establece en términos de distribuciones de tamaño de poro y se puede aplicar en el caso siguiente: sí, un suelo cuya curva de DTP (distribución de tamaño de poro) está bien graduada es menos compresible que un suelo cuya DTP este pobremente graduada.
- Para el estudio de la estructura de una arcilla es necesario la deshidratación de las muestras. El método más común, al aire u horno de secado, no es conveniente para arcillas de alto contenido de agua, debido a que la muestra sufre una contracción significativa.
- En general, las arcillas sensitivas en su mayoría son de origen marino, sin embargo, existen diferentes fenómenos por los cuales se pueden formar, entre ellos: fábrica, cementación, intemperismo, intercambio catiónico y adición de agentes dispersantes.
- Las características principales de una arcilla marina normalmente consolidada son: estructura relativamente suelta, bajo esfuerzo cortante no drenado y alta compresibilidad.
- El flujo de agua dulce a través de los vacíos de una arcilla marina provoca grandes cambios en el comportamiento de la misma, principalmente, en los aspectos de compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante, los cuales, aumentan y disminuyen, respectivamente.
- La sensibilidad de una arcilla está dada por la relación que existe entre la resistencia de la misma en estado inalterado y remoldeado.

Del ejemplo de aplicación se pueden enlistar las siguientes conclusiones:

- El procedimiento de interacción suelo-estructura tiene como finalidad, hacer coincidir las deformaciones de los mismos, mediante procesos iterativos. En este trabajo se utilizó un programa desarrollado en lenguaje *fortran* por el M.I. Agustín Deméneghi Colina.
- Los parámetros utilizados, en su mayoría, están basados en la literatura.
- Las deformaciones del suelo son mayores en el análisis a largo plazo, ya que en él, el módulo de elasticidad del suelo se vio afectado con parámetros de consolidación secundaria.
- Los elementos mecánicos máximos se obtuvieron con el análisis a corto plazo. Estos, deberán ser los que tome en cuenta el estructurista para efectos de diseño de la cimentación.

## BIBLIOGRAFÍA

### Libros

- Beaufait et al, 1970, "Computer Methods of Structural Analysis"
- Deméneghi C. A., Puebla C. M., Sanginés G. H., 2003, "Apuntes de cimentaciones. Interacción suelo-estructura", México, D.F.
- Lambe y Whitman, 1969, "Mecánica de suelos", John Wiley Y Sons, Inc., New York
- Marsal y Mazari, 1959, "El subsuelo de la Ciudad de México", UNAM, México, D.F.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México D.F. Trillas, 2011. °
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1978, "El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del valle de México", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C., México, D.F.
- Sowers, G B y Sowers, G F (1975). *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, Limusa
- Terzaghi, K y Peck, R B (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed, Wiley
- Zeevaert, L (1973). *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, Van Nostrand Reinhold

### Artículos

- Burland, J B y Burbidge, M C, "Settlement of foundations on sand and gravel", Proc Inst Civil Eng, part I: 1325-1381, 1985
- Chamecki, S, "Structural rigidity in calculating settlements", Jour Soil Mech Found Div, ProcASCE, Vol 88, N° SM1, 1956
- Deméneghi C. A., 2010, Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, "Predicción de deformaciones a largo plazo en arcillas sensitivas", México, D.F., págs. 353-361.
- Deméneghi C. A., "Interacción estática suelo-estructura, considerando efectos de torsión y acortamiento de barras", XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Vol. 1: 303-310, Morelia, Soc Mex Mec Suelos, 1996.
- P. Delage, 1987 "Microstructure and compressibility of some Eastern Canadian sensitive soft clays", Ecole Nationale Des Ponts et Chaussees, France.
- L. Bjerrum, 1967 "Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings", Geotechnique 17, págs. 81-118.
- Santoyo, E, Riqing, L X y Ovando, E (1989). *El Cono en la Exploración Geotécnica*, TGC Geotecnia
- Tavenas, F y Leroueil, S (1987). "Laboratory and in-situ stress-strain-time behavior of soft clays: a state-of-the-art", *Proc Int Symp Geot Eng on Soft Soils*, vol 2: 3-48, Soc Mex Mec Suelos, México, D F



## **Apuntes**

Deméneghi C. A. (2005), “Cálculo de la deformación de una arcilla sensitiva debido a consolidación primaria y consolidación secundaria”, México, D.F.

Deméneghi C. A. (2005), “Incrementos de esfuerzos en la masa de suelo”, México, D.F.

Deméneghi C. A., 2003, “Método de rigideces”, México, D.F.

## ANEXO 1

### Archivo de resultados a corto plazo

#### GRADO DE LIBERTAD, REACCIÓN HASTA N = 117, GIROS LOS SIGUIENTES

1	427.8021	34	77.79555	67	60.60656	100	199.0937	133	-2.4267961E-03	166	2.9934463E-03
2	178.5638	35	66.36076	68	56.94813	101	49.38422	134	-2.6340538E-03	167	2.4288164E-08
3	183.3058	36	225.3801	69	60.60651	102	63.40993	135	-3.7978655E-03	168	-2.9933949E-03
4	180.1804	37	227.8474	70	76.84242	103	52.65705	136	3.8518270E-03	169	-3.7353693E-03
5	177.4014	38	74.09566	71	66.16459	104	52.94274	137	3.1783755E-03	170	-3.8435452E-03
6	180.1802	39	78.53973	72	229.3706	105	52.65804	138	3.1089950E-03	171	-5.3011593E-03
7	183.3054	40	66.32568	73	227.8248	106	63.41187	139	2.5238402E-03	172	4.6962677E-03
8	178.5631	41	58.06841	74	74.09162	107	49.38583	140	2.0578895E-08	173	3.9608888E-03
9	427.7990	42	66.32555	75	78.53695	108	199.1071	141	-2.5237878E-03	174	3.8299281E-03
10	199.1332	43	78.53942	76	66.32423	109	427.7160	142	-3.1089413E-03	175	3.0369342E-03
11	49.38848	44	74.09541	77	58.06758	110	178.5431	143	-3.1783350E-03	176	1.9165224E-08
12	63.41356	45	227.8465	78	66.32439	111	183.2940	144	-3.8518067E-03	177	-3.0368974E-03
13	52.65863	46	229.3809	79	78.53732	112	180.1768	145	4.8893592E-03	178	-3.8299053E-03
14	52.94321	47	66.16646	80	74.09205	113	177.4029	146	3.4631456E-03	179	-3.9609135E-03
15	52.65862	48	76.84391	81	227.8279	114	180.1829	147	3.3998108E-03	180	-4.6963254E-03
16	63.41348	49	60.60724	82	225.3492	115	183.3049	148	2.7751953E-03	181	5.3006015E-03
17	49.38834	50	56.94859	83	66.35603	116	178.5572	149	2.6548507E-08	182	3.8431021E-03
18	199.1321	51	60.60715	84	77.79199	117	427.7584	150	-2.7751361E-03	183	3.7350883E-03
19	219.6719	52	76.84361	85	61.97440	118	2.2708701E-03	151	-3.3997654E-03	184	2.9932670E-03
20	72.78913	53	66.16615	86	58.56337	119	2.0592841E-03	152	-3.4631183E-03	185	-3.0480931E-09
21	78.60551	54	229.3804	87	61.97486	120	1.6841412E-03	153	-4.8893341E-03	186	-2.9932808E-03
22	67.98893	55	229.9204	88	77.79298	121	1.0312857E-03	154	4.5089312E-03	187	-3.7351146E-03
23	60.59478	56	74.18057	89	66.35703	122	1.6926624E-08	155	3.7873052E-03	188	-3.8431718E-03
24	67.98875	57	78.34247	90	225.3552	123	-1.0312485E-03	156	3.6943543E-03	189	-5.3006983E-03
25	78.60520	58	65.94019	91	219.6336	124	-1.6841054E-03	157	2.9641672E-03	190	4.5079067E-03
26	72.78878	59	57.61904	92	72.78242	125	-2.0592150E-03	158	2.9970703E-08	191	3.7864156E-03
27	219.6709	60	65.94006	93	78.60098	126	-2.2707889E-03	159	-2.9641108E-03	192	3.6937317E-03
28	225.3811	61	78.34218	94	67.98663	127	3.7979209E-03	160	-3.6943201E-03	193	2.9638144E-03
29	66.36105	62	74.18024	95	60.59367	128	2.6341116E-03	161	-3.7872775E-03	194	-3.3638994E-08
30	77.79588	63	229.9206	96	67.98754	129	2.4268387E-03	162	-4.5089000E-03	195	-2.9638985E-03
31	61.97637	64	229.3693	97	78.60273	130	1.8158017E-03	163	5.3011612E-03	196	-3.6938207E-03
32	58.56452	65	66.16467	98	72.78444	131	1.6553042E-08	164	3.8435508E-03	197	-3.7865452E-03
33	61.97624	66	76.84249	99	219.6436	132	-1.8157584E-03	165	3.7353986E-03	198	-4.5080502E-03

NUDO, HUNDIMIENTO DEL NUDO EN M

1	6.1558004E-02	34	4.4098668E-02	67	3.3570748E-02	100	6.1070256E-02
2	5.6627538E-02	35	5.0675988E-02	68	3.0634496E-02	101	5.2998275E-02
3	5.2418750E-02	36	6.0857639E-02	69	3.3570774E-02	102	4.8246883E-02
4	4.9269438E-02	37	6.0901888E-02	70	4.2420316E-02	103	4.2255968E-02
5	4.8072081E-02	38	5.1426463E-02	71	4.9792625E-02	104	4.0830024E-02
6	4.9269371E-02	39	4.3333221E-02	72	6.0848001E-02	105	4.2257123E-02
7	5.2418593E-02	40	3.5235450E-02	73	6.0895599E-02	106	4.8249189E-02
8	5.6627255E-02	41	3.1645562E-02	74	5.1422413E-02	107	5.3001616E-02
9	6.1557528E-02	42	3.5235345E-02	75	4.3330897E-02	108	6.1074819E-02
10	6.1082169E-02	43	4.3333031E-02	76	3.5234213E-02	109	6.1545480E-02
11	5.3005800E-02	44	5.1426195E-02	77	3.1644810E-02	110	5.6619477E-02
12	4.8251111E-02	45	6.0901571E-02	78	3.5234392E-02	111	5.2414402E-02
13	4.2257801E-02	46	6.0850862E-02	79	4.3331273E-02	112	4.9267866E-02
14	4.0830653E-02	47	4.9794488E-02	80	5.1423039E-02	113	4.8072107E-02
15	4.2257745E-02	48	4.2421453E-02	81	6.0896564E-02	114	4.9269605E-02
16	4.8250929E-02	49	3.3571385E-02	82	6.0849141E-02	115	5.2417714E-02
17	5.3005505E-02	50	3.0634908E-02	83	5.0670657E-02	116	5.6624200E-02
18	6.1081786E-02	51	3.3571299E-02	84	4.4095598E-02	117	6.1551627E-02
19	6.0968786E-02	52	4.2421266E-02	85	3.5798088E-02		
20	5.2922796E-02	53	4.9794279E-02	86	3.3081539E-02		
21	4.6160907E-02	54	6.0850650E-02	87	3.5798505E-02		
22	3.9251566E-02	55	6.0906067E-02	88	4.4096462E-02		
23	3.6192629E-02	56	5.1022086E-02	89	5.0671954E-02		
24	3.9251447E-02	57	4.2578749E-02	90	6.0850997E-02		
25	4.6160690E-02	58	3.4250543E-02	91	6.0958028E-02		
26	5.2922513E-02	59	3.0581098E-02	92	5.2915867E-02		
27	6.0968429E-02	60	3.4250461E-02	93	4.6156976E-02		
28	6.0857993E-02	61	4.2578638E-02	94	3.9249659E-02		
29	5.0676256E-02	62	5.1021989E-02	95	3.6191657E-02		
30	4.4098862E-02	63	6.0906094E-02	96	3.9250400E-02		
31	3.5799779E-02	64	6.0847618E-02	97	4.6158478E-02		
32	3.3082519E-02	65	4.9792428E-02	98	5.2918140E-02		
33	3.5799660E-02	66	4.2420235E-02	99	6.0961135E-02		

I, KV(I), MÓDULO DE RIGIDEZ DEL SUELO EN KN/M<sup>3</sup>

1	16505.24	34	8379.592	67	8575.357	100	11817.78
2	11036.56	35	6220.176	68	8830.033	101	4426.088
3	12239.33	36	13424.82	69	8575.344	102	6242.832
4	12799.65	37	13561.93	70	8604.403	103	5919.187
5	12916.12	38	6843.838	71	6311.814	104	6159.145
6	12799.65	39	8609.185	72	13664.68	105	5919.137
7	12239.34	40	8941.193	73	13561.98	106	6242.725
8	11036.58	41	8716.070	74	6844.004	107	4425.954
9	16505.25	42	8941.202	75	8609.342	108	11817.69
10	11817.82	43	8609.188	76	8941.313	109	16505.28
11	4425.841	44	6843.851	77	8716.153	110	11036.86
12	6242.642	45	13561.94	78	8941.288	111	12239.55
13	5919.108	46	13664.65	79	8609.309	112	12799.80
14	6159.104	47	6311.756	80	6843.960	113	12916.23
15	5919.114	48	8604.339	81	13561.95	114	12799.78
16	6242.657	49	8575.291	82	13424.85	115	12239.51
17	4425.854	50	8829.985	83	6220.388	116	11036.81
18	11817.82	51	8575.301	84	8379.793	117	16505.27
19	13060.96	52	8604.343	85	8223.300		
20	6533.071	53	6311.753	86	8408.800		
21	8088.580	54	13664.67	87	8223.265		
22	8227.632	55	13684.38	88	8379.734		
23	7952.591	56	6905.984	89	6220.323		
24	8227.634	57	8739.729	90	13424.80		
25	8088.586	58	9144.846	91	13060.98		
26	6533.074	59	8949.660	92	6533.324		
27	13060.97	60	9144.849	93	8088.803		
28	13424.80	61	8739.720	94	8227.753		
29	6220.171	62	6905.967	95	7952.660		
30	8379.591	63	13684.38	96	8227.708		
31	8223.172	64	13664.69	97	8088.719		
32	8408.715	65	6311.847	98	6533.225		
33	8223.183	66	8604.428	99	13060.92		

NBC = 212

BARRA, GRADO DE LIBERTAD, MOMENTO O CORTANTE EN EL NODO

1	118	97.30775	119	-1530.839	1	12	130	95.93673	131	11.36491	13
1034.314	2	-380.1377	235	104.4327		-2.361357	14	93.17794	247	93.88466	
			236	-104.4327					248	-93.88466	
2	119	1620.404	120	-1559.084	2	13	131	-11.36262	132	-95.93378	14
160.9742	3	218.1436	236	20.15193		93.17561	15	-2.359045	248	-93.88379	
			237	-20.15193					249	93.88379	
3	120	1703.502	121	-3934.276	3	14	132	107.8737	133	106.4270	15
1182.804	4	-801.8676	237	84.19899		-46.97178	16	149.5674	249	-105.5338	
			238	-84.19899					250	105.5338	
4	121	4056.738	122	-4934.145	4	15	133	-94.67062	134	-71.11737	16
577.8877	5	-203.5936	238	2.608983		127.0864	17	-28.16982	250	-102.0368	
			239	-2.608983					251	102.0368	
5	122	4934.282	123	-4056.570	5	16	134	75.89040	135	94.20679	17
-203.7295	6	578.0233	239	-2.608784		8.085766	18	243.5142	251	-82.26396	
			240	2.608784					252	82.26396	
6	123	3934.198	124	-1703.593	6	17	136	62.87683	137	-396.6831	19
-801.7928	7	1182.729	240	-84.19852		340.1854	20	-39.15219	253	88.57121	
			241	84.19852					254	-88.57121	
7	124	1558.836	125	-1620.357	7	18	137	356.1904	138	350.5906	20
218.2326	8	160.8840	241	-20.15274		-244.5943	21	386.9278	254	78.83402	
			242	20.15274					255	-78.83402	
8	125	1530.496	126	-97.54446	8	19	138	-426.5549	139	-872.5984	21
-379.8818	9	1034.054	242	-104.4335		648.8538	22	-511.9205	255	84.68311	
			243	104.4335					256	-84.68311	
9	127	-94.20391	128	-75.88683	10	20	139	801.3099	140	-1300.236	22
243.5123	11	8.089067	244	82.26058		282.1601	23	-165.4889	256	60.63362	
			245	-82.26058					257	-60.63362	
10	128	71.11792	129	94.67027	11	21	140	1300.216	141	-801.3210	23
-28.16976	12	127.0866	245	102.0357		-165.4749	24	282.1458	257	-60.63076	
			246	-102.0357					258	60.63076	
11	129	-106.4297	130	-107.8762	12	22	141	872.6235	142	426.5810	24
149.5698	13	-46.97406	246	105.5351		-511.9435	25	648.8762	258	-84.68041	
			247	-105.5351					259	84.68041	

EQUILIBRIO DE FUERZAS VERTICALES

PESO TOTAL = 54868.35

REACCION TOTAL = 54864.52

## Archivo de resultados a largo plazo

### GRADO DE LIBERTAD, REACCIÓN HASTA N = 117, GIROS LOS SIGUIENTES

1	492.3212	34	79.17689	67	55.52190	100	210.1984	133	-3.2218085E-03	166	4.1166479E-03
2	177.9928	35	56.55125	68	52.64035	101	37.07542	134	-3.1900872E-03	167	9.1681018E-09
3	186.8130	36	237.6570	69	55.52175	102	59.83621	135	-4.6496876E-03	168	-4.1166260E-03
4	176.1596	37	239.5433	70	79.69135	103	42.83695	136	4.2880890E-03	169	-4.2167976E-03
5	171.3983	38	68.41133	71	57.16178	104	43.84412	137	3.2416543E-03	170	-3.4513681E-03
6	176.1595	39	81.60913	72	241.2576	105	42.83674	138	3.7628354E-03	171	-5.3789890E-03
7	186.8130	40	64.06132	73	239.5328	106	59.83546	139	3.5810648E-03	172	4.6301545E-03
8	177.9928	41	53.37849	74	68.40962	107	37.07480	140	-3.0187866E-08	173	3.5315703E-03
9	492.3232	42	64.06143	75	81.60764	108	210.1871	141	-3.5811388E-03	174	4.2972928E-03
10	210.2105	43	81.60931	76	64.06026	109	492.3037	142	-3.7629532E-03	175	4.1818526E-03
11	37.07680	44	68.41161	77	53.37744	110	177.9878	143	-3.2418040E-03	176	4.0918483E-08
12	59.83791	45	239.5451	78	64.05982	111	186.8087	144	-4.2882427E-03	177	-4.1817692E-03
13	42.83794	46	241.2691	79	81.60670	112	176.1567	145	5.1933490E-03	178	-4.2971768E-03
14	43.84520	47	57.16302	80	68.40849	113	171.3958	146	3.2980726E-03	179	-3.5314269E-03
15	42.83801	48	79.69257	81	239.5240	114	176.1561	147	3.9622821E-03	180	-4.6299640E-03
16	59.83809	49	55.52246	82	237.6405	115	186.8069	148	3.8487837E-03	181	5.3787236E-03
17	37.07708	50	52.64094	83	56.54915	116	177.9849	149	-2.5837760E-08	182	3.4511634E-03
18	210.2128	51	55.52251	84	79.17471	117	492.2838	150	-3.8488396E-03	183	4.2166924E-03
19	235.0104	52	79.69264	85	55.61919	03	118 3.4905339E-	151	-3.9623678E-03	184	4.1166078E-03
20	67.23176	53	57.16312	86	53.04151	03	119 3.1355915E-	152	-3.2981902E-03	185	8.0779145E-08
21	80.52658	54	241.2693	87	55.61874	03	120 2.6264735E-	153	-5.1934915E-03	186	-4.1164323E-03
22	64.55278	55	241.6192	88	79.17348	03	121 1.6727813E-	154	4.5292918E-03	187	-4.2164633E-03
23	54.91913	56	68.82272	89	56.54791	08	122 -1.0665215E-	155	3.4377032E-03	188	-3.4508631E-03
24	64.55290	57	81.95822	90	237.6296	03	123 -1.6728145E-	156	4.1909339E-03	189	-5.3783460E-03
25	80.52690	58	64.16663	91	234.9958	03	124 -2.6265271E-	157	4.0968852E-03	190	4.5287539E-03
26	67.23228	59	53.36640	92	67.22952	03	125 -3.1356649E-	158	-1.6633416E-08	191	3.4372562E-03
27	235.0134	60	64.16654	93	80.52454	03	126 -3.4906336E-	159	-4.0969145E-03	192	4.1906806E-03
28	237.6546	61	81.95808	94	64.55138	03	127 4.6495465E-	160	-4.1909842E-03	193	4.0968098E-03
29	56.55095	62	68.82256	95	54.91771	03	128 3.1899714E-	161	-3.4377780E-03	194	1.2278851E-07
30	79.17657	63	241.6167	96	64.55077	03	129 3.2217179E-	162	-4.5293900E-03	195	-4.0965378E-03
31	55.62043	64	241.2634	97	80.52328	03	130 2.6534249E-	163	5.3790226E-03	196	-4.1903271E-03
32	53.04288	65	57.16222	98	67.22781	08	131 -2.2294513E-	164	3.4513897E-03	197	-3.4368087E-03
33	55.62053	66	79.69176	99	234.9836	03	132 -2.6534805E-	165	4.2168233E-03	198	-4.5282291E-03

NUDO, HUNDIMIENTO DEL NUDO EN M

1	0.1125658	34	9.9261157E-02	67	8.8673934E-02	100	0.1133986
2	0.1050182	35	0.1052693	68	8.4873557E-02	101	0.1031923
3	9.8565936E-02	36	0.1162041	69	8.8673599E-02	102	9.7462632E-02
4	9.3552001E-02	37	0.1174733	70	0.1003041	103	8.8922091E-02
5	9.1603376E-02	38	0.1084012	71	0.1067600	104	8.6848162E-02
6	9.3552068E-02	39	0.1005486	72	0.1181034	105	8.8921420E-02
7	9.8566048E-02	40	9.0106957E-02	73	0.1174693	106	9.7461075E-02
8	0.1050185	41	8.5045286E-02	74	0.1083983	107	0.1031895
9	0.1125663	42	9.0107031E-02	75	0.1005465	108	0.1133941
10	0.1134038	43	0.1005488	76	9.0105221E-02	109	0.1125617
11	0.1031961	44	0.1084015	77	8.5043505E-02	110	0.1050148
12	9.7465597E-02	45	0.1174739	78	9.0104632E-02	111	9.8563224E-02
13	8.8924482E-02	46	0.1181079	79	0.1005452	112	9.3549840E-02
14	8.6850703E-02	47	0.1067629	80	0.1083961	113	9.1601163E-02
15	8.8924609E-02	48	0.1003061	81	0.1174659	114	9.3549266E-02
16	9.7465865E-02	49	8.8674858E-02	82	0.1161979	115	9.8561876E-02
17	0.1031967	50	8.4874526E-02	83	0.1052651	116	0.1050123
18	0.1134046	51	8.8674866E-02	84	9.9258140E-02	117	0.1125577
19	0.1149109	52	0.1003060	85	8.8147014E-02		
20	0.1063172	53	0.1067628	86	8.4591009E-02		
21	9.9113092E-02	54	0.1181078	87	8.8146321E-02		
22	8.9793839E-02	55	0.1184781	88	9.9256501E-02		
23	8.5360050E-02	56	0.1091836	89	0.1052624		
24	8.9794002E-02	57	0.1011064	90	0.1161937		
25	9.9113472E-02	58	9.0450317E-02	91	0.1149052		
26	0.1063178	59	8.5295215E-02	92	0.1063131		
27	0.1149119	60	9.0450130E-02	93	9.9110112E-02		
28	0.1162032	61	0.1011060	94	8.9791395E-02		
29	0.1052688	62	0.1091829	95	8.5357465E-02		
30	9.9260814E-02	63	0.1184770	96	8.9790605E-02		
31	8.8149250E-02	64	0.1181057	97	9.9108383E-02		
32	8.4593326E-02	65	0.1067614	98	0.1063100		
33	8.8149369E-02	66	0.1003049	99	0.1149006		

I, KV(I), MÓDULO DE RIGIDEZ DEL SUELO EN KN/M<sup>3</sup>

1	10387.37	34	3788.896	67	2974.144	100	6719.388
2	5932.064	35	2551.725	68	2946.049	101	1706.603
3	6633.583	36	7413.741	69	2974.147	102	2916.215
4	6590.544	37	7391.842	70	3773.861	103	2288.245
5	6548.819	38	2997.696	71	2543.261	104	2397.973
6	6590.536	39	3855.284	72	7405.024	105	2288.251
7	6633.578	40	3377.001	73	7391.773	106	2916.225
8	5932.050	41	2981.327	74	2997.701	107	1706.620
9	10387.37	42	3377.004	75	3855.292	108	6719.297
10	6719.468	43	3855.285	76	3377.010	109	10387.38
11	1706.603	44	2997.699	77	2981.331	110	5932.093
12	2916.209	45	7391.863	78	3377.009	111	6633.614
13	2288.236	46	7405.097	79	3855.297	112	6590.589
14	2397.962	47	2543.246	80	2997.713	113	6548.885
15	2288.237	48	3773.845	81	7391.713	114	6590.604
16	2916.210	49	2974.143	82	7413.619	115	6633.641
17	1706.606	50	2946.049	83	2551.734	116	5932.136
18	6719.492	51	2974.145	84	3788.907	117	10387.33
19	7413.683	52	3773.851	85	2997.165		
20	3003.757	53	2543.253	86	2978.416		
21	3859.240	54	7405.110	87	2997.165		
22	3414.774	55	7392.673	88	3788.911		
23	3056.065	56	2994.112	89	2551.743		
24	3414.775	57	3850.416	90	7413.543		
25	3859.241	58	3369.711	91	7413.586		
26	3003.761	59	2971.918	92	3003.772		
27	7413.711	60	3369.714	93	3859.259		
28	7413.720	61	3850.425	94	3414.793		
29	2551.725	62	2994.125	95	3056.079		
30	3788.894	63	7392.666	96	3414.791		
31	2997.156	64	7405.061	97	3859.266		
32	2978.411	65	2543.247	98	3003.781		
33	2997.157	66	3773.851	99	7413.498		



NBC = 212

BARRA, GRADO DE LIBERTAD, MOMENTO O CORTANTE EN EL NODO

1	118	74.33895	119	-1224.764	1	12	130	70.07169	131	9.469686	13		
		962.7657	2	-236.6481	235	84.97256			-0.8684872	14	70.40153	247	113.2028
				236	-84.97256						248	-113.2028	
2	119	1233.509	120	-877.0446	2	13	131	-9.468909	132	-70.07124	14		
		30.30308	3	352.1178	236	1.876820			70.40100	15	-0.8678865	248	-113.2068
				237	-1.876820						249	113.2068	
3	120	992.4965	121	-3087.044	3	14	132	78.34388	133	92.60093	15		
		1124.087	4	-743.7285	237	89.99722			-36.99421	16	124.5193	249	-114.9651
				238	-89.99722						250	114.9651	
4	121	3240.374	122	-4029.260	4	15	133	-82.08657	134	-50.65884	16		
		533.4641	5	-170.4470	238	8.470553			105.9215	17	-24.87745	250	-31.58764
				239	-8.470553						251	31.58764	
5	122	4029.320	123	-3240.366	5	16	134	51.08202	135	97.23393	17		
		-170.4771	6	533.4941	239	-8.472456			10.49517	18	239.7205	251	-7.033975
				240	8.472456						252	7.033975	
6	123	3086.777	124	-992.8536	6	17	136	81.03989	137	-246.6916	19		
		-743.4512	7	1123.810	240	-89.99949			276.8290	20	35.20791	253	28.61387
				241	89.99949						254	-28.61387	
7	124	877.3013	125	-1233.340	7	18	137	247.4462	138	520.7944	20		
		351.9287	8	30.49236	241	-1.880021			-276.0583	21	414.3009	254	20.24837
				242	1.880021						255	-20.24837	
8	125	1224.948	126	-74.27000	8	19	138	-587.1801	139	-613.7236	21		
		-236.7601	9	962.8801	242	-84.97618			605.8418	22	-470.6130	255	83.10186
				243	84.97618						256	-83.10186	
9	127	-97.23258	128	-51.08095	10	20	139	510.7088	140	-971.3851	22		
		239.7174	11	10.49535	244	7.027063			260.6646	23	-154.2442	256	65.26104
				245	-7.027063						257	-65.26104	
10	128	50.66043	129	82.08879	11	21	140	971.3952	141	-510.7045	23		
		-24.87943	12	105.9230	245	31.58098			-154.2505	24	260.6711	257	-65.26182
				246	-31.58098						258	65.26182	
11	129	-92.60244	130	-78.34435	12	22	141	613.7330	142	587.1710	24		
									-470.6130	25	605.8423	258	-83.10239

EQUILIBRIO DE FUERZAS VERTICALES

PESO TOTAL = 54868.35

REACCION TOTAL = 54866.89