

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIAPAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

CAMPUS I

COORDINACION DE INVESTIGACION Y POSGRADO

**“DISEÑO DE UNA LOSA DE CIMENTACION CON
PILOTES DE FRICCIÓN, USANDO EL METODO DE
INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, APOYADA
SOBRE ARCILLAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS
EN LA CIUDAD DE TUXTLA GUTIÉRREZ”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

P R E S E N T A

JULIO CESAR ESCANDÓN MEGCHUN PS1259

DIRECTOR DE TESIS:

M. EN C. JORGE ORDOÑEZ RUIZ

TUXTLA GUTIERREZ, CHIAPAS; NOVIEMBRE DEL 2022





UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIAPAS
FACULTAD DE INGENIERÍA C-I



Tuxtla Gutiérrez, Chiapas
28 de noviembre del 2022
Oficio No. F.I.01.2010/2022

C. JULIO CÉSAR ESCANDÓN MEGCHÚN
ALUMNO DE LA MAESTRÍA EN INGENIERÍA
CON FORMACIÓN EN CONSTRUCCIÓN
PRESENTE.

Con base en el Reglamento de Evaluación Profesional para los egresados de la Universidad Autónoma de Chiapas, y habiéndose cumplido con las disposiciones en cuanto a la aprobación por parte de los integrantes del jurado en el contenido de su Tesis Titulada:

“DISEÑO DE UNA LOSA DE CIMENTACIÓN CON PILOTES DE FRICCIÓN, USANDO EL MÉTODO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, APOYADA SOBRE ARCILLAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS EN LA CIUDAD DE TUXTLA GUTIÉRREZ”.

CERTIFICO el **VOTO APROBATORIO** emitido por este jurado, y autorizo la impresión de dicho trabajo para que sea sustentado en su Examen Profesional para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con formación en Construcción.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

ATENTAMENTE
“POR LA CONCIENCIA DE LA NECESIDAD DE SERVIR”

DR. JOSÉ ALONSO FIGUEROA GALLEGOS
ENCARGADO DE DIRECCIÓN



Ccp. Dra. Daisy Escobar Castillejos. Coordinadora de Investigación y Posgrado. Facultad de Ingeniería. UNACH.
Archivo/minutario
JAFG/DEC/tcpg*



Código: FO-113-05-05


Revisión: 0

CARTA DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DE LA TESIS DE TÍTULO Y/O GRADO.

El (la) suscrito (a) Julio Cesar Escandon Megchun,
Autor (a) de la tesis bajo el título de "Diseño de una losa de
cimentacion usando el metodo de interaccion suelo-estructura
apoyada sobre arcillas normalmente consolidadas en la ciudad de Tuxtla Gutierrez
presentada y aprobada en el año 2022 como requisito para obtener el título o grado
de Maestro en ingeniería en construcción, autorizo licencia
a la Dirección del Sistema de Bibliotecas Universidad Autónoma de Chiapas (SIBI-UNACH),
para que realice la difusión de la creación intelectual mencionada, con fines académicos
para su consulta, reproducción parcial y/o total, citando la fuente, que contribuya a la
divulgación del conocimiento humanístico, científico, tecnológico y de innovación que se
produce en la Universidad, mediante la visibilidad de su contenido de la siguiente manera:

- Consulta del trabajo de título o de grado a través de la Biblioteca Digital de Tesis (BIDITE) del Sistema de Bibliotecas de la Universidad Autónoma de Chiapas (SIBI-UNACH) que incluye tesis de pregrado de todos los programas educativos de la Universidad, así como de los posgrados no registrados ni reconocidos en el Programa Nacional de Posgrados de Calidad del CONACYT.
- En el caso de tratarse de tesis de maestría y/o doctorado de programas educativos que sí se encuentren registrados y reconocidos en el Programa Nacional de Posgrados de Calidad (PNPC) del Consejo Nacional del Ciencia y Tecnología (CONACYT), podrán consultarse en el Repositorio Institucional de la Universidad Autónoma de Chiapas (RIUNACH).

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas; a los 29 días del mes de Noviembre del año 2022.


Julio Cesar Escandon Megchun

Nombre y firma del Tesista o Tesistas

AGRADECIMIENTOS

A MI MADRE CARMEN DEL ROSARIO MEGCHUN LÓPEZ, QUE CON SU CONSTANTE APOYO HA LOGRADO DARME LA OPORTUNIDAD DE CRECER PERSONAL Y PROFESIONALMENTE A TRAVÉS DE LOS ALTOS Y BAJOS QUE DA LA VIDA.

RESUMEN

Se presenta a continuación el diseño geotécnico y estructural de una losa de cimentación de concreto reforzado con pilotes de fricción, apoyada sobre arcillas normalmente consolidadas. El diseño incluye la revisión de la capacidad de carga del suelo, así como un análisis de asentamientos a corto y largo plazo, empleando para ello interacción estática suelo-estructura.

Como novedad en este diseño geotécnico y estructural, se incluye también un análisis de interacción dinámica suelo- estructura para tomar en cuenta las acciones sísmicas sobre la cimentación.

Para ambos criterios de interacción suelo estructura se utilizará como referencia principal el MOC de CFE para determinar tanto las rigideces estáticas como las dinámicas. Se hará uso de un programa computacional (ETABS) para obtener los resultados de un ejemplo práctico.

Los resultados obtenidos son satisfactorios, es decir; la capacidad de carga del suelo, así como los asentamientos que se originan, se encuentran dentro del rango permitido por el RCDF (2017).

Los análisis de interacción suelo-estructura realizados permiten conocer los elementos mecánicos que se generan en la estructura de cimentación debido a las fuerzas actuantes, con lo que es posible realizar una comparación del comportamiento de una losa de cimentación ante cargas en condiciones estáticas y dinámicas para un mejor criterio de diseño.

Índice

AGRADECIMIENTOS.....	I
RESUMEN.....	II
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 2 CONSOLIDACIÓN DE SUELOS.....	3
2.1 Introducción.....	3
2.2 Principio de esfuerzo efectivo.....	3
2.3 Deformaciones en el suelo.....	4
2.4 Carga de Preconsolidacion.....	5
CAPÍTULO 3 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE UNA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL.....	9
3.1 Introducción.....	9
3.2 Capacidad de Carga Última de un Suelo.....	9
3.2.1 Efecto de la Forma de la Cimentación.....	10
3.2.2 Capacidad de Carga Resistente. Factores de Resistencia.....	11
3.2.3 Presión Última Sobre el Terreno. Factores de Carga.....	11
3.2.4 Revisión de la Seguridad de una Cimentación.....	12
3.2.5 Capacidad de Carga de los Suelos Cohesivos.....	12
3.3 Cálculo de Deformaciones en Arcillas consolidadas.....	14
3.3.1 Aspectos Generales sobre los Asentamientos del Suelo.....	14
3.3.2 Asentamientos Elásticos.....	16
3.3.2.1 Ley de Hooke.....	16
3.3.2.2 Fórmula de Schleicher.....	17
3.3.2.3 Fórmula de Steinbrenner.....	17
3.3.3 Propiedades Elásticas.....	18
3.3.3.1 Efecto de la Presión de Confinamiento.....	19
3.3.4 Asentamientos Diferidos o por Consolidación.....	21
3.3.4.1 Curva de Compresibilidad.....	22
3.3.4.2 Características de las Arcillas consolidadas.....	23
3.3.4.2.1 Estructura o “Fabric”.....	24
3.3.4.2.2 Sensibilidad.....	24
3.3.4.3 Deformación de un Elemento de Suelo de Espesor Δz_0	25
3.3.4.4 Cálculo del Asentamiento por Consolidación Primaria en Suelos consolidados.....	28
3.3.4.5 Cálculo de Asentamientos por Consolidación Primaria Utilizando Ley de Hooke.....	29
CAPÍTULO 4 INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA.....	31
4.1 Definición de Interacción Estática Suelo-Estructura.....	31
4.1.1 Métodos de Interacción Estática Suelo-Estructura.....	31
4.2 Rigidez relativa Suelo-Estructura.....	33
4.2.1 Modulo de Rigidez del suelo.....	35
4.3 Módulo de Rigidez estática de un pilote.....	36
CAPÍTULO 5 INTERACCIÓN DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA.....	38
5.1 Definición de Interacción Dinámica Suelo-Estructura.....	38
5.1.1 Métodos de Interacción Dinámica Suelo-Estructura.....	39

5.2 Rigidez Dinámica Suelo-Estructura.....	43
5.2.1 Módulo de Rigidez dinámica de un pilote	44
5.2.2 Módulo de rigidez dinámica de un grupo de pilotes	48
 CAPÍTULO 6 EJEMPLO DE APLICACIÓN	 51
6.1 Diseño Geotécnico de una Losa de Cimentación	51
6.2 Estados Límite de Falla y de Servicio	52
6.2.1 Revisión por Capacidad de Carga.....	52
6.2.2 Cálculo de Asentamientos	54
6.2.2.1 Asentamiento Inmediato.....	54
6.2.2.2 Asentamiento Diferido	57
6.3 Interacción Estática Suelo-Estructura.....	59
6.3.1 Análisis de Interacción Suelo-Estructura a Corto Plazo	60
6.3.2 Análisis de Interacción Suelo-Estructura a Largo Plazo	67
6.4 Interacción Dinámica Suelo-Estructura	74
6.4.1 Análisis Dinámico (cargas sísmicas con base rígida)	74
6.4.2 Análisis de Interacción Suelo-Estructura	88
 CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES	 91
 BIBLIOGRAFÍA.....	 93

CAPÍTULO 1

INTRODUCCION

1.1. INTRODUCCIÓN

Cuando se diseña cualquier estructura geotécnica el ingeniero debe asegurarse de que ésta sea estable. Inicialmente, la estructura y el sistema de soporte deben ser estables como un todo, deben ser estimados los desplazamientos tanto del suelo como de la estructura.

Es necesario que el ingeniero realice los cálculos que prevean cuantitativamente fuerzas y desplazamientos. Es un hecho que los análisis proveen al ingeniero de una herramienta para cuantificar los efectos una vez que las propiedades de los materiales y las condiciones de carga han sido determinadas.

El diseño y construcción de cimentaciones en forma racional y segura, dependen del tipo de suelo además de las características del proyecto; para ello la geotecnia ha desarrollado teorías y técnicas que le permiten al ingeniero entender y determinar el comportamiento de los suelos y rocas, a fin de establecer la solución más económica y segura.

Hablando específicamente de cimentaciones, el diseñador debe dimensionar los elementos estructurales que componen a la cimentación, de manera tal que, los esfuerzos que ésta transmita al terreno de apoyo sean compatibles con su resistencia al corte, dentro de un factor de seguridad; además se debe verificar que las deformaciones que sufran el terreno y la cimentación provocadas por estos esfuerzos sean tolerables para la estructura misma y para las estructuras o instalaciones municipales colindantes.

La resistencia al corte que presente el suelo de cimentación se verifica al analizar la capacidad de carga admisible del suelo, mientras que las deformaciones del suelo podrán determinarse con un análisis de asentamientos a corto y largo plazo, con la teoría que más se ajuste al tipo de suelo en cuestión.

El diseño de los elementos estructurales en la super estructura dependen directamente de las características dinámicas del suelo y su interacción con la estructura de cimentación, por lo que se han realizado numerosas investigaciones para estudiar su comportamiento integral, entre ellos se encuentran enfoques estáticos y dinámicos para los diferentes métodos de solución. El objetivo de este trabajo es conocer las diferencias en el diseño de una losa de cimentación reforzada con pilotes de fricción en un suelo predominantemente arcilloso consolidado en la ciudad de Tuxtla Gutiérrez con diferentes criterios de interacción suelo-estructura. Se dejarán de lado temas complejos que derivan del comportamiento no homogéneo del suelo. Dicho diseño de cimentación consta de la revisión de estados límite de servicio y de falla, además de un análisis de interacción suelo-estructura a corto y largo plazo.

El capítulo 2 lleva por título, consolidación de suelos, y expone la naturaleza de los suelos consolidados y preconsolidados.

El capítulo 3 lleva por título, *verificación de la seguridad de una cimentación superficial*. En este capítulo se describe el procedimiento de análisis de la capacidad de carga del suelo, además del cálculo de asentamientos inmediatos y diferidos; particularmente en el caso de arcillas consolidadas que pertenecen al grupo de los suelos cohesivos.

Tanto el cálculo de asentamientos, como la revisión por capacidad de carga se realizarán de acuerdo con las especificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal(2017).

En el capítulo 4 se presenta una descripción detallada del procedimiento de análisis estructural con base rígida para el diseño inicial de los elementos estructurales de la super estructura.

En el capítulo 5 se describe el procedimiento de análisis de interacción estática suelo-estructura, así como la determinación de la rigidez y amortiguamiento estático.

En el capítulo 6 se describe el procedimiento de análisis de interacción dinámica suelo-estructura, así como la determinación de la rigidez y amortiguamiento dinámico.

En el capítulo 7 se presenta como ejemplo, el diseño geotécnico de una losa de cimentación con pilotes de fricción apoyada sobre arcillas consolidadas. Se realiza la revisión de capacidad de carga del suelo y, el cálculo de asentamientos empleando la ley de Hooke. También se lleva a cabo un análisis de interacción estática suelo-estructura a corto y largo plazo y de interacción dinámica suelo estructura.

Para ejecutar el análisis de interacción suelo-estructura se ha hecho uso de un programa de computadora (ETABS)

Al final del capítulo 7, se muestran los diagramas de los elementos mecánicos (momento flexionante y fuerza cortante) a lo largo de la losa de cimentación que, concluyen el diseño geotécnico de la zapata. Estos elementos mecánicos son los que se le entregan al ingeniero estructurista, para que éste lleve a cabo el diseño estructural de la cimentación de la mejor forma posible.

Es importante mencionar que, tanto para la revisión de los estados límite de servicio como para los análisis de interacción suelo-estructura, sólo se tomará en cuenta el efecto de la consolidación primaria, la consolidación secundaria escapa al alcance de este trabajo.

Finalmente, en el capítulo 6 se emiten las conclusiones sobre los resultados obtenidos en el desarrollo de este trabajo.

CAPÍTULO 2

CONSOLIDACIÓN DE SUELOS

2.1 INTRODUCCIÓN

La compresión que sufre un suelo se debe a la disminución del volumen de los poros, ya que las partículas se asumen incompresibles o de efecto despreciable. En suelos saturados la compresión ocurre solamente si se presenta drenaje de agua. La compresión gradual de un suelo por efecto de los esfuerzos originados por la presión que ejercen las estructuras superpuestas, recibe el nombre de consolidación.

2.2 PRINCIPIO DE ESFUERZO EFECTIVO

Perpendicular a un plano cualquiera (oblicuo o no), que pase por el elemento A del terreno, existe un esfuerzo total (σ) y una presión intersticial o de poros (U), a una profundidad (Z). Ahora, el esfuerzo efectivo (σ') se define como el valor de la diferencia entre el esfuerzo total (σ) y la presión de poro (p.p.) (U).

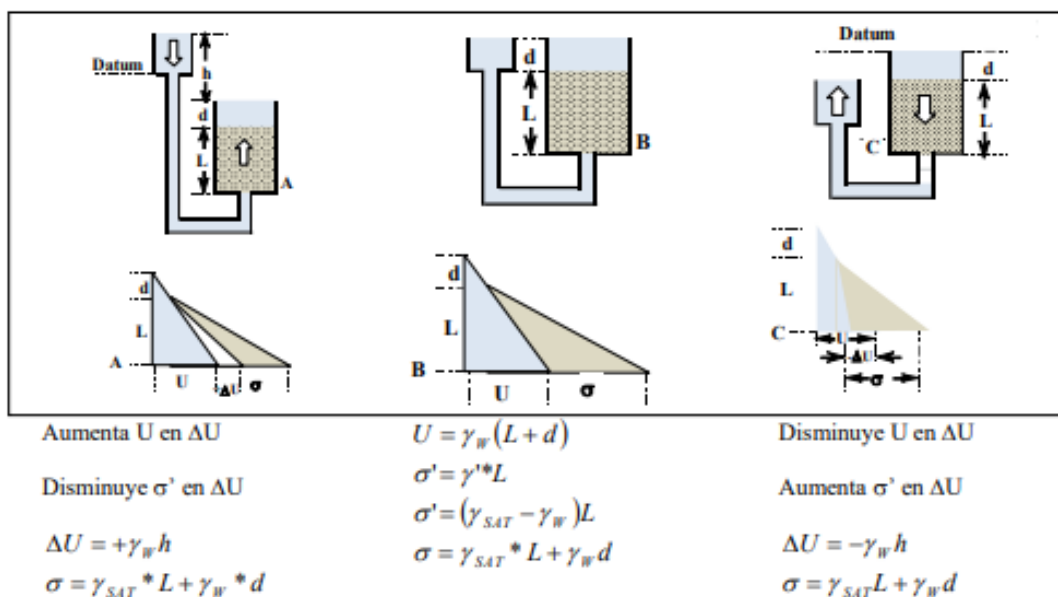
$$\sigma' = \sigma - U \quad (2.1)$$

En las caras del elemento A, de área a^2 , las partículas de suelo ejercen fuerzas en dirección normal y tangencial, N y T , como se muestra en la figura. Los esfuerzos serán, en ambas caras:

$$\sigma_v = \frac{N_v}{a^2}; \quad \sigma_h = \frac{N_h}{a^2}; \quad \tau_v = \frac{T_v}{a^2}; \quad \tau_h = \frac{T_h}{a^2} \quad (2.2)$$

Si se carga el terreno, toda la masa de suelo será afectada. El agua recibirá las nuevas fuerzas y empezará a fluir, los esfuerzos serán transferidos, poco a poco, del agua al esqueleto mineral, y cuando se presente el drenaje total del suelo, habrá disminuido U y aumentado σ' .

VARIACIONES DE LOS ESFUERZOS EFECTIVOS (σ') POR FLUJO DEL AGUA

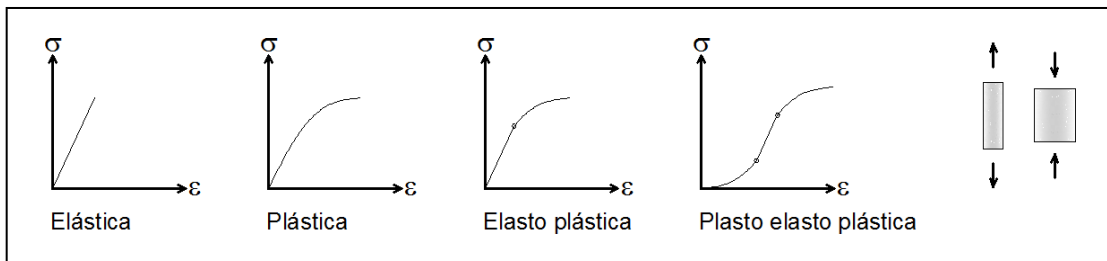


Con flujo ascendente (A)				Sin flujo (B)				Con flujo descendente (C)			
PTO	CE	CP	CT	PTO	CE	CP	CT	PTO	CE	CP	CT
A	-d	d	0	B	-d	d	0	c	-d	h	h - d
A	-d - L	L + d + h	h	B	-d - L	d + L	0	C	-d - L	L	-d
$P_A - P_a = +h$				$P_B - P_b = 0$				$P_C - P_c = -h$			
ESFUERZOS en A $U_A = (d + L + h)\gamma_w$ $\sigma' = \gamma' L - \gamma_w h$				ESFUERZOS en B $U_B = (d + L)\gamma_w$ $\sigma' = \gamma' L$				ESFUERZOS en C $U_C = (d + L - h)\gamma_w$ $\sigma' = \gamma' L + \gamma_w h$			

Δ ESFUERZOS en 1	Δ ESFUERZOS en 2	Δ ESFUERZOS en 3
$+\Delta U = -\Delta\sigma' = -i * Z * \gamma_w$	$\Delta U = \Delta\sigma' = 0$	$-\Delta U = +\Delta\sigma' = +i * Z * \gamma_w$

2.3 DEFORMACIONES EN EL SUELO (σ = ESFUERZO; ε = DEFORMACIÓN)

Un suelo puede presentar deformaciones permanentes o no por causa de las cargas que soporta. Las deformaciones pueden ser:



2.3.1 Deformación elástica: El suelo puede recobrar su forma y dimensiones originales, cuando cesa la fuerza de deformación.

2.3.2 Deformación plástica: se da corrimiento de la masa del suelo, pero la relación de vacíos permanece más o menos constante. Al retirar las cargas el suelo queda deformado, pero su volumen casi se mantiene.

2.3.3 Deformación compresiva: En este caso se presenta deformación en el suelo sometido a carga, y esta se conserva después de esa acción. Esta deformación puede ser por CONSOLIDACIÓN o por COMPACTACIÓN.

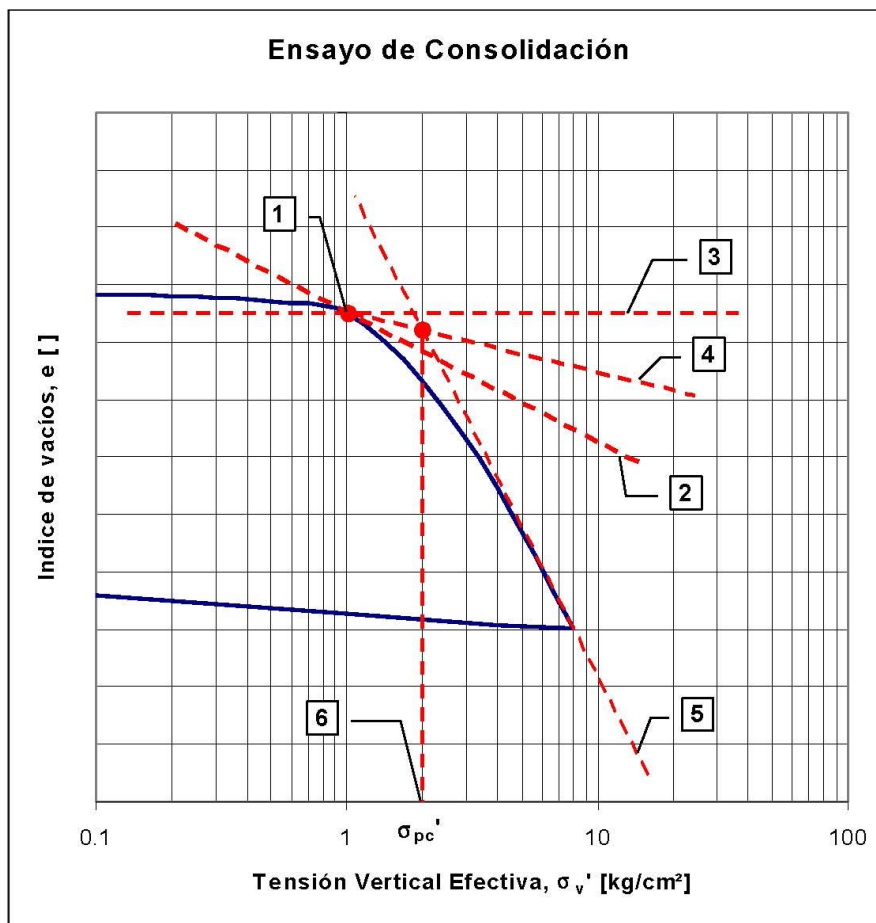
- Consolidación:** Es la reducción gradual de volumen del suelo por compresión debido a la aplicación de cargas estáticas. También puede darse por pérdida de aire o agua, o por un reajuste de la fábrica textural.
- Compactación:** Es la densificación del suelo, lograda por medios dinámicos, con el propósito de mejorar sus propiedades ingenieriles.

2.3.4 Clases de consolidación. Puede ser PRIMARIA o SECUNDARIA. Primaria, cuando cargado el suelo, la reducción de volumen se debe a la expulsión del agua, fenómeno en el que se transfiere la carga soportada por el agua al esqueleto mineral, esta es la consolidación propiamente dicha, típica del caso de los suelos de Ciudad de México y de la Torre de Pisa, y con la que nace la Mecánica de Suelos (Terzaghi, 1925). Secundaria, cuando la consolidación se da por reajuste del esqueleto mineral y luego de que la carga está casi toda soportada por este y no por el agua.

2.4 CARGA DE PRECONSOLIDACIÓN

Todo suelo tiene una historia geológica de esfuerzos que puede investigarse en las curvas del ensayo de consolidación. Uno de los métodos más usados es el de Casagrande para la determinación gráfica de la Tensión de Preconsolidación σ_{pc}' , en el cual se siguen los siguientes pasos en la grafica e-Log σ_v' (Grafica1):

1. Ubicar punto 1, punto de máxima curvatura
2. Trazar la recta 2, tangente por el punto 1
3. Trazar la recta 3, horizontal por el punto 1
4. Trazar la bisectriz de la recta tangente 2 y la horizontal 3
5. Prolongar recta de la curva virgen o curva normalmente consolidada
6. La intersección de las rectas 4 y 5 determina en abscisas el valor de σ_{pc}'



**Grafica 1. CURVA DE CONSOLIDACION (Fin de Consolidación Primaria)
Determinación Gráfica de la Presión de Preconsolidación, σ_{pc}'**

■ Métodos de Determinación del Coeficiente de Consolidación, C_v

(a) Según método de Taylor

En el gráfico deformación v/s raíz cuadrada del tiempo (Figura 3):

1. Trazar la mejor recta que pasa por los primeros puntos del gráfico
2. La intersección entre la recta definida en 1 con el eje de las abscisas, define una distancia "a".
3. Se define en el eje de las abscisas el punto A distanciado del origen en 1.15A
4. Se une el punto 0' y A.
5. La intersección de esta recta con la curva define el valor t_{90} en el eje de las abscisas.
6. Con este valor de t_{90} calcular el coeficiente de consolidación con la fórmula:

$$C_v = \frac{T_v(U = 90\%) \cdot H^2}{t_{90}} \quad (2.3)$$

Donde:

T_v (factor tiempo) para $(U = 90\%) = 0.848$

$H = \frac{1}{2}$ de la altura inicial de la muestra (ya que existe doble drenaje)

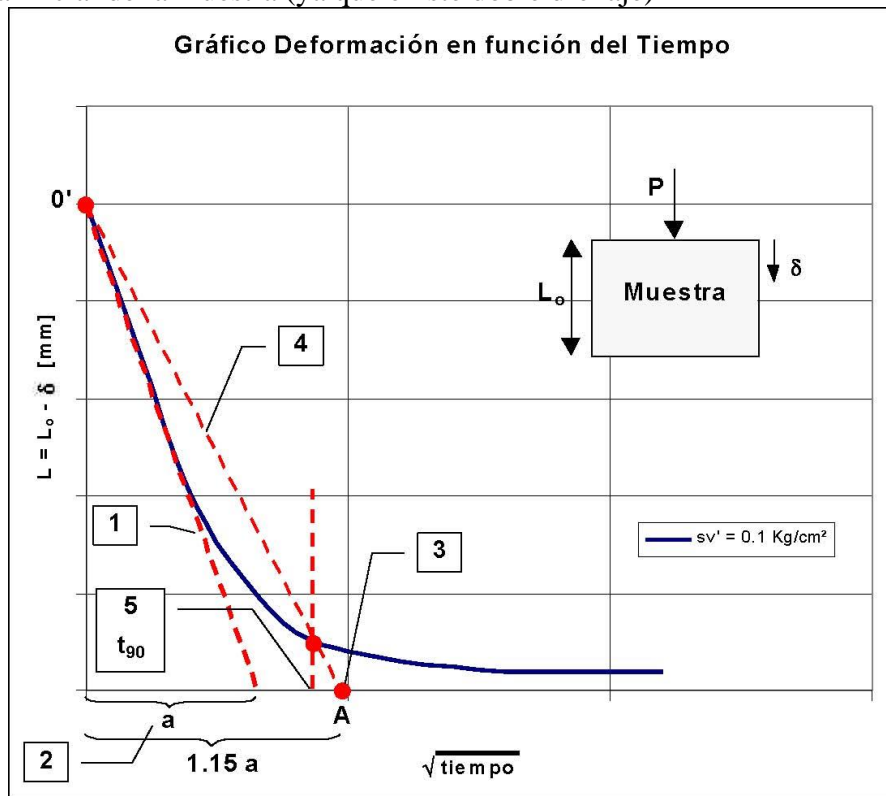


FIGURA 3 CURVA DEFORMACION VERSUS RAIZ DE TIEMPO DETERMINACIÓN GRÁFICA SEGÚN TAYLOR DE T_{90}

(b) Según método de Casagrande

En el gráfico deformación v/s Log(t) (figura 4):

1. En la parte inicial parabólica de la curva marcar t_1 (si la parte inicial no es parabólica, utilizar D_0 asociado a $t = 0$ y seguir en el paso 4)

2. Marcar $t_2 = 4 t_1$. Definidos t_1 y t_2 , ellos determinan sobre la curva la distancia vertical Δ
3. Dibujar la distancia 2Δ , y encontrar D_0 en el eje de las ordenadas.
4. Dibujar la proyección horizontal del final de la curva de deformación e intersecarla con el eje de las ordenadas, punto que define D_{100} .
5. Encontrar D_{50} , como la distancia promedio entre D_0 y D_{100} en el eje de las ordenadas.
6. Proyectar D_{50} en la curva de deformación y encontrar t_{50} en el eje de las abscisas.
7. Calcular C_v como:

$$C_v = \frac{T_v(U = 50\%) \cdot H^2}{t_{50}} \quad (2.4)$$

Donde: T_v es el factor tiempo para $U = 50\%$ y tiene el valor 0.197
 $H = \frac{1}{2}$ de la altura inicial de la muestra (doblemente drenada)

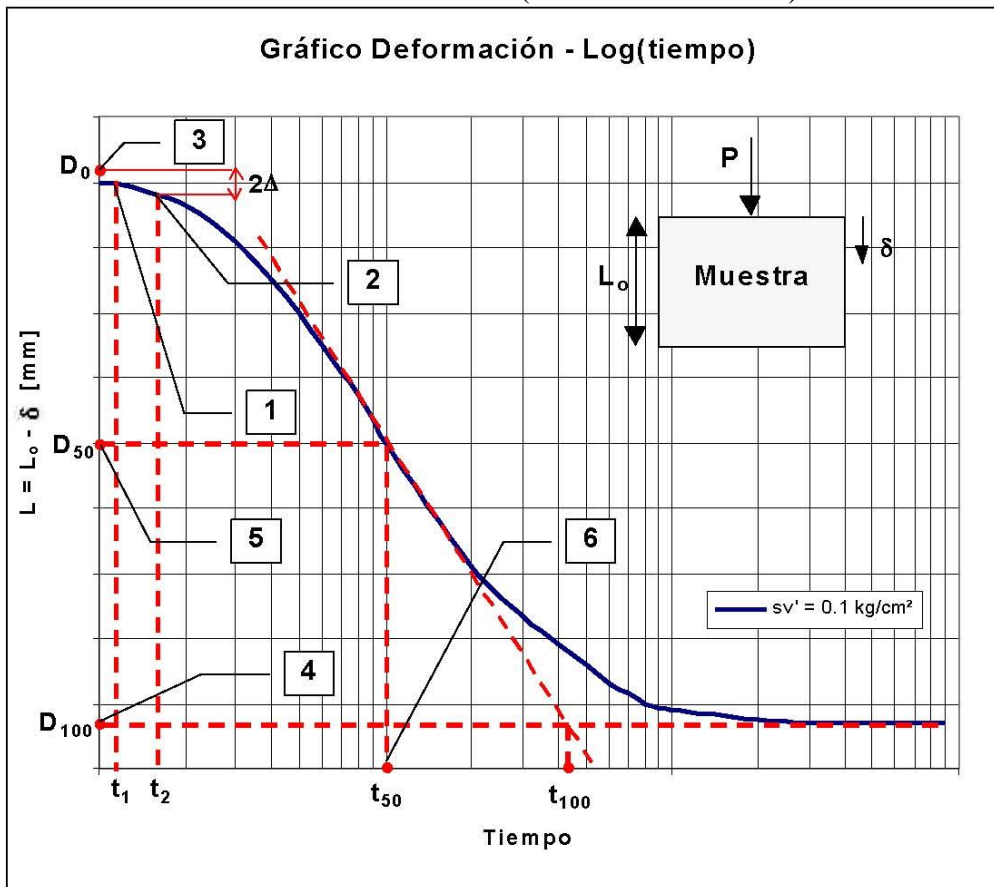


FIGURA 4 CURVA DEFORMACION VERSUS LOGARITMO TIEMPO Determinación Gráfica según Casagrande de t_{50}

- a) **ARCILLA PRECONSOLIDADA:** Es aquella que recibe hoy cargas menores de las que en su historia geológica ha tenido. Esta arcilla es más dura.
- b) **ARCILLA NORMALMENTE CONSOLIDADA:** Es aquella que nunca en su historia geológica ha soportado las cargas actuales. Esta es más compresible.

Relación de sobreconsolidación RS

$$RS = \frac{\text{Esfuerzo de Preconsolidación } (P_0)}{\text{Presión de sobrecarga efectiva actual}}$$

Si $RS < 1$, se están aplicando cargas inferiores a la presión de preconsolidación, el suelo responde como suelo duro (situación 1).

Si $RS > 1$, se están aplicando cargas superiores a la presión de preconsolidación P_0 y el suelo se comporta como blando (situación 2).

Obsérvese que para un incremento de esfuerzo $\Delta P = \Delta P_1 = \Delta P_2$, la deformación del suelo Δe_1 es menor que la deformación Δe_2 .

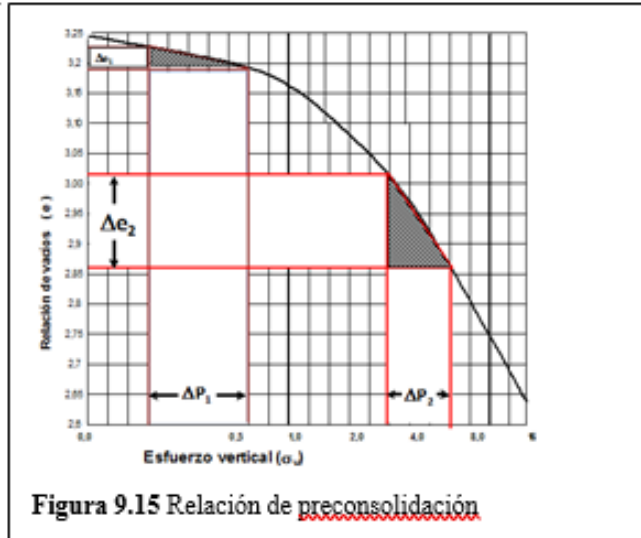


Figura 9.15 Relación de preconsolidación

CAPÍTULO 3

VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE UNA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

3.1 INTRODUCCIÓN

Cuando se realiza el análisis de una cimentación es necesario revisar la seguridad del terreno de apoyo, tanto de capacidad de carga por resistencia al corte como por deformaciones (asentamientos) del mismo. Esto se logra verificando que no se excedan los estados límite de falla y de servicio del suelo de cimentación (Deméneghi et al, 2003).

Se entiende por estado límite de falla, cualquier condición que agote la capacidad de carga del terreno de cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia del suelo ante nuevas aplicaciones de carga (RCDF, 2011).

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2011), los siguientes son ejemplos de estado límite de falla de una cimentación:

- Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación,
- Flotación, y
- Falla de los elementos de la estructura de cimentación.

3.2 CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE UN SUELO

Se conoce como capacidad de carga última al esfuerzo que causa la falla completa del suelo por esfuerzo cortante (Díaz, 2011).

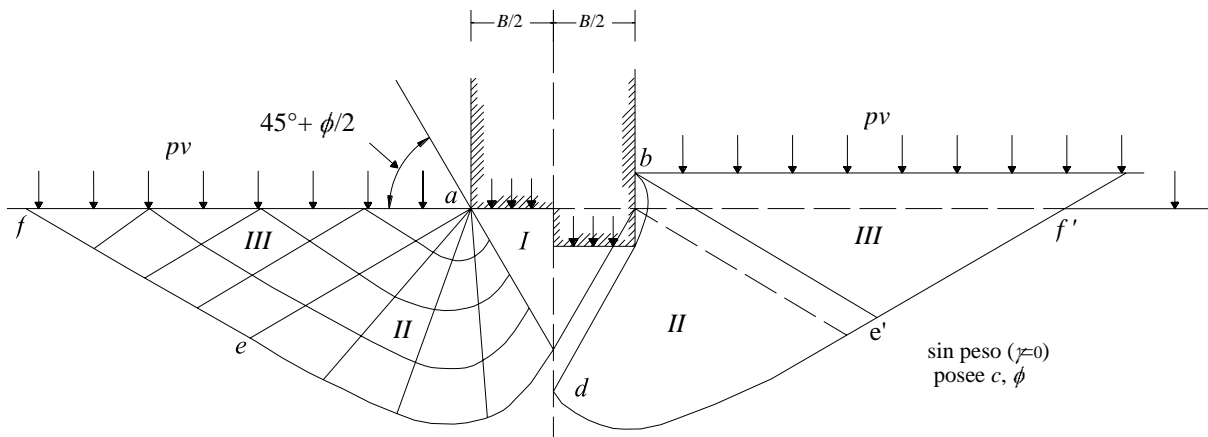


Figura 2.1. Zonas de equilibrio después de la falla (Terzaghi y Peck, 1967)

De acuerdo con el Dr. Terzaghi (1967), de los estudios de la plasticidad respecto a la capacidad de carga última del suelo, se pueden extraer las siguientes conclusiones (Deméneghi et al, 2003):

Si la base de una zapata continua descansa sobre la superficie de un suelo sin peso que posee cohesión y fricción, el terreno falla como se indica en la figura 2.1, a través de 3 zonas. Debido a la fricción y adhesión entre el suelo y la base de la zapata, la zona I permanece en estado elástico; actúa como si

fuera parte de la zapata y penetra en el suelo como una cuña; sus fronteras forman un ángulo de $45^\circ + \phi/2$ con la horizontal.

En las zonas *II* y *III* se genera un patrón de esfuerzos cortantes, los cuales en la zona *III* son iguales al estado pasivo de Rankine; las fronteras de la zona pasiva forman un ángulo de $45^\circ - \phi/2$ con la horizontal. Las zonas *II* se conocen como zonas de esfuerzos radiales, debido a que las rectas de esta región plástica parten de las aristas de la zapata.

Para el caso general de suelos cohesivo-friccionantes la capacidad de carga última está dada por:

$$q_d = c N_c + p_v N_q + \left(\frac{1}{2}\right) \gamma B N_\gamma \quad (3.1)$$

Donde q_d es la presión máxima que puede aplicarse al cimiento por unidad de longitud, sin provocar su falla. N_c , N_q y N_γ son coeficientes adimensionales que dependen de ϕ , ángulo de fricción interna del suelo y se denominan “factores de capacidad de carga” debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso volumétrico del suelo respectivamente. En la ecuación 2.1, c es la cohesión del suelo, p_v es la presión vertical al nivel de desplante, γ es el peso volumétrico del suelo y B es el ancho del cimiento.

Los factores de capacidad de carga se obtienen como sigue:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.2)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (3.3)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} \quad (3.4)$$

Para el cálculo de la capacidad de carga q_d (ecuación 2.1), se hicieron las siguientes hipótesis: el material es incompresible, su comportamiento es rígido-plástico, y se trata de un estado de deformación plana.

Por lo demás, las limitaciones de las teorías sobre capacidad de carga no tienen una importancia práctica seria, porque la precisión de las soluciones aún aproximadas depende en mayor medida de nuestra habilidad para valuar las propiedades mecánicas de los suelos que entran en las ecuaciones, quede los defectos de las propias teorías (Terzaghi y Peck, 1967).

3.2.1 Efecto de la Forma de la Cimentación

La expresión de capacidad de carga que proporciona la teoría de la plasticidad (ecuación 2.1) es válida para una zapata de longitud infinita. Para cimientos circulares, cuadrados y rectangulares se emplean “factores de forma” obtenidos experimentalmente. De tal forma que, la capacidad de carga última está dada por (Deméneghi et al, 2003):

$$q_d = c N_c f_c + p_v N_q f_q + \left(\frac{1}{2}\right) \gamma B N_\gamma f_\gamma \quad (2.5)$$

Los “factores de forma” se obtienen:

$$f_c = 1 + 0.25 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (2.6)$$

$$f_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \phi \quad (2.7)$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (2.8)$$

En un cimiento de planta circular se toma $B = L = D$, siendo D el diámetro del cimiento. En todos los casos $B/L \leq 1$.

3.2.2 Capacidad de Carga Resistente. Factores de Resistencia

La capacidad de carga resistente de un suelo cohesivo-friccionante se define con la siguiente expresión (Deméneghi et al, 2003):

$$q_R = c N_{cR1} f_c + p N_{qR2} f_q + \left(\frac{1}{2} \right) \gamma B N_{\gamma R3} f_\gamma \quad (2.9)$$

donde F_{Ri} son “factores de resistencia” (o “factores de reducción de resistencia”), los cuales miden el grado de incertidumbre que se tiene respecto a la variación de la resistencia del suelo. En general $F_{Ri} \leq 1$.

3.2.3 Presión Última Sobre el Terreno. Factores de Carga

La presión de contacto media (q) entre cimiento y terreno vale (Deméneghi et al, 2003):

$$q = \frac{\sum Q}{A} \quad (2.10)$$

Donde:

$\sum Q$ = Sumatoria de cargas al nivel de desplante del cimiento

A = Área del cimiento

Es decir:

$$q = \left(\frac{1}{A} \right) (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \quad (2.11)$$

Definamos la presión última sobre el terreno de la siguiente forma:

$$q = \left(\frac{1}{A} \right) (Q_{1c1} F_{c1} + Q_{2c2} F_{c2} + \dots + Q_{ncn} F_{cn}) \quad (2.12)$$

Donde F_{ci} son “factores de carga”, que miden la incertidumbre que se tiene respecto a la intensidad de las cargas. En general $F_{ci} \geq 1$, aun cuando en algunos casos particulares F_{ci} puede ser menor que uno. La ecuación 2.12 en forma simplificada, queda:

$$q_{ult} = \frac{\sum QF_c}{A} \quad (2.13)$$

3.2.4 Revisión de la Seguridad de una Cimentación

Para que se cumpla con la seguridad de una cimentación, basta que se satisfaga la siguiente desigualdad:

$$q_{ult} \leq q_R \quad (2.14)$$

Sustituyendo las ecuaciones 2.13 y 2.9 en la expresión 2.14

$$\frac{\sum QF_c}{A} \leq \frac{c N_c f_c + p N_q f_q}{\gamma} + \frac{1}{\gamma} \frac{B N_c f_c}{\gamma} \quad (2.15)$$

La desigualdad 2.15 se emplea para revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga.

3.2.5 Capacidad de Carga de los Suelos Cohesivos Totalmente Saturados

El diseño geotécnico de este escrito se enfoca específicamente en los suelos cohesivos totalmente saturados, por tal motivo, se expondrán a continuación las expresiones que se ajustan al cálculo de la capacidad de carga resistente de este tipo de suelos.

En un cimiento superficial desplantado sobre un suelo cohesivo totalmente saturado la condición más desfavorable ocurre a corto plazo, debido a que la resistencia del suelo tiende a aumentar al producirse la consolidación del mismo. Por tal motivo, es recomendable la ejecución de pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas (UU , pruebas rápidas) para la determinación de la resistencia al corte del terreno (Deméneghi et al, 2003).

Algunos autores recomiendan la ejecución de pruebas consolidadas-no drenadas (CU) para la obtención de la cohesión aparente del terreno, esto debido a una leve alteración de la muestra, que se produce durante la extracción de la misma (Deméneghi et al, 2003). Desde luego, la presión de confinamiento de laboratorio deberá ser lo más cercana posible a la presión de confinamiento decampo.

De una prueba triaxial no consolidada no drenada (UU), $c = c_u$ y $\phi = \phi_u = 0$ (figura 2.2). Sustituyendo en las ecuaciones 2.2, 2.3 y 2.7:

$$N_c = 1, \quad N_q = 0, \quad f_a = 1$$

Además en la teoría de la plasticidad se demuestra que en un material puramente cohesivo:

$$N_c = 2 + \pi = 5.14$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2.9, la capacidad de carga de un suelo puramente cohesivo está dada por:

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_{R1} + p_v F_{R2} \quad (2.16)$$

Hagamos ahora $F_{R1} = F_R$ y $F_{R2} = 1$

Por lo que la ecuación 2.16 queda:

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_R + p_v \quad (2.17)$$

Donde:

$$f_c = 1 + 0.25 \left(\frac{B}{L} \right)$$

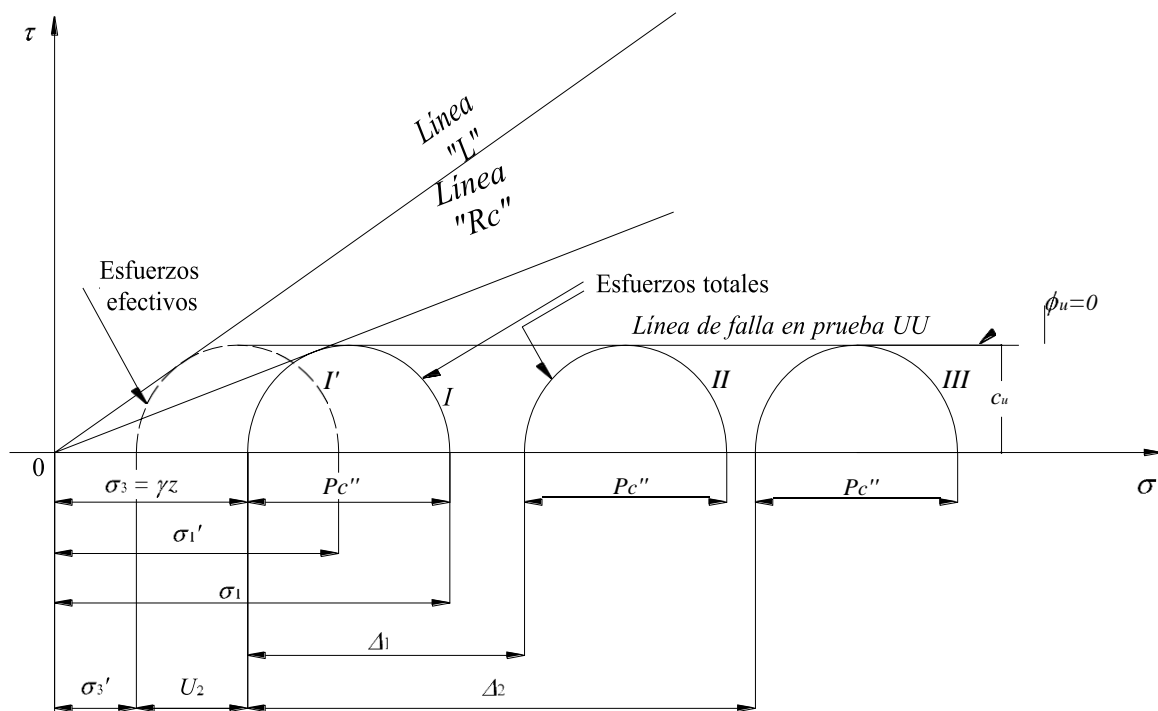


Figura 2.2. Línea de falla en una prueba triaxial UU (Juárez y Rico, 1976)

De acuerdo con Skempton la capacidad resistente del suelo aumenta con la profundidad de empotramiento (D) del cimienta en el estrato de apoyo (figura 2.3), hasta un máximo, después del cual se mantiene constante (Juárez y Rico, 1976 citado por Deméneghi et al, 2003). Por esta razón, dentro del “factor de forma” podemos agregar el efecto de la profundidad de empotramiento; el factor f_c , queda entonces:

$$f_c = 1 + 0.25 \left(\frac{B}{L} \right) + 0.25 \left(\frac{D}{B} \right) \quad (2.18)$$

para $D/B < 2$ y $B/L < 1$. En caso de que D/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se tomarán iguales a 2 y 1, respectivamente (RCDF, 2011).

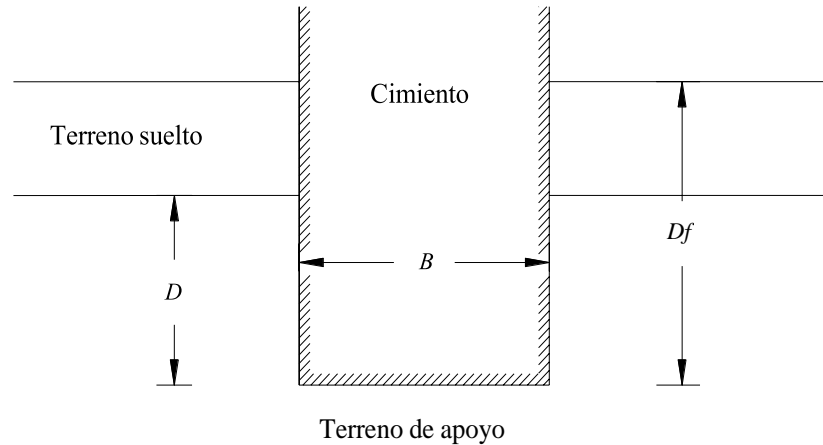


Figura 2.3. Profundidad de empotramiento “D”, en el estrato de apoyo (Deméneghi et al, 2003)

3.3 CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN ARCILLAS CONSOLIDADAS.

Como ya se mencionó anteriormente, dentro del análisis de la seguridad de una cimentación es importante verificar también los estados límite de servicio; el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2011), menciona los siguientes:

- d) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación con respecto al nivel del terreno circundante;
- e) Inclinación media de la construcción, y
- f) Deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas

Al aplicar una carga sobre una masa de suelo se produce en ella un nuevo estado de esfuerzos; este nuevo estado de esfuerzos provoca deformaciones, que se traducen en asentamientos de la estructura. La naturaleza y magnitud de tales deformaciones dependerá de (Díaz 2011):

- La magnitud de la carga aplicada,
- Las propiedades del material, y
- El tiempo.

3.3.1 Aspectos Generales sobre los Asentamientos del Suelo

Con la finalidad de evaluar la estabilidad de una cimentación o de una estructura de tierra, resulta necesaria frecuentemente la estimación de los desplazamientos verticales debidos a la aplicación de cargas estáticas transmitidas de la estructura al suelo subyacente.

La figura 2.4 muestra la historia del asentamiento de un punto de una cimentación; se puede apreciar que existen tres componentes del asentamiento, que difieren en magnitud, lo cual es aplicable a todos los suelos, si reconocemos que la escala de tiempo y magnitudes relativas de los tres componentes pueden diferir en varios órdenes de magnitud para diferentes tipos de suelos (Winterkorn y Fang, 1975).

Es conveniente para el cálculo, que el asentamiento (δ) sea la suma de las tres componentes, como se aprecia en la figura 2.4 (Winterkorn y Fang, 1975).

$$\delta = \delta_u + \delta_p + \delta_s \quad (2.19)$$

donde δ_u es el asentamiento inmediato o asentamiento distorsional, δ_p es el asentamiento por consolidación primaria y δ_s es el asentamiento por consolidación secundaria.

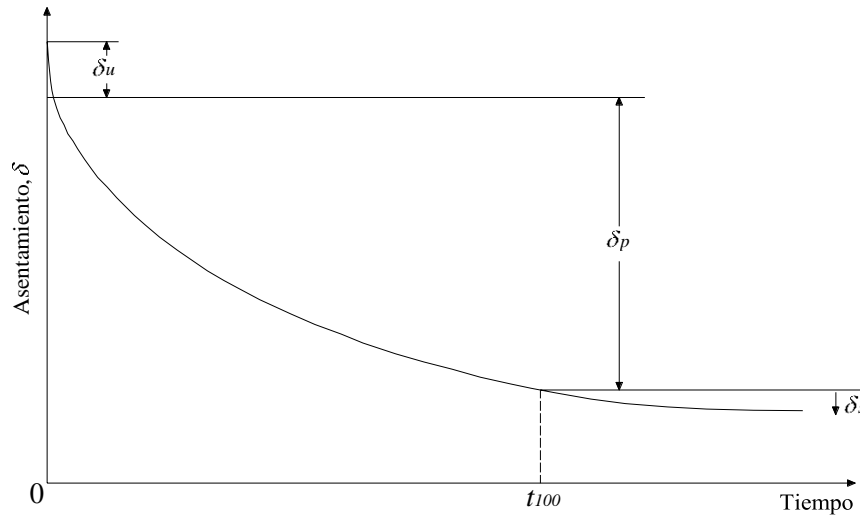


Figura 2.4. Historia del asentamiento en un punto de una cimentación (Winterkorn y Fang, 1975)

El asentamiento inmediato es aquella porción del asentamiento total que tiene lugar simultáneamente a la aplicación de la carga, como consecuencia principalmente de una distorsión en el suelo de cimentación. El asentamiento distorsional es generalmente no-elástico, sin embargo se calcula utilizando la teoría de la elasticidad cuando el asentamiento tiene lugar en materiales cohesivos, como es el caso de las arcillas preconsolidadas.

El resto de las componentes es resultado de la expulsión gradual del agua de los vacíos y la compresión simultánea del esqueleto de suelo; ambas componentes son resultado de una deformación diferida. La distinción entre asentamiento por consolidación primaria y consolidación secundaria se hace sobre las bases de los procesos físicos que controlan la velocidad del asentamiento.

En el asentamiento debido a consolidación primaria la velocidad del asentamiento es controlada por la rapidez con que es expulsada el agua de los vacíos en el suelo. Por otro lado en el asentamiento por consolidación secundaria la velocidad de asentamiento es controlada en gran parte por la velocidad con que el esqueleto de suelo cede y se comprime (Winterkorn y Fang, 1975). El tiempo de transición entre estos dos procesos es identificado como el tiempo cuando el exceso de presión de poro llega a ser sensiblemente cero. Este tiempo, indicado como t_{100} , se aprecia en la figura 2.4.

Debido a que la respuesta del suelo a las cargas aplicadas es no lineal, la suposición implícita en la ecuación 2.19 no es válida en general para todos los suelos. Sin embargo, no existen actualmente métodos alternativos consistentes y factibles, y la experiencia indica que esta teoría proporciona predicciones razonables de asentamientos en la mayoría de los suelos (Winterkorn y Fang, 1975).

3.3.2 Asentamientos Elásticos.

Como ya lo hemos mencionado anteriormente, aunque el suelo no es un material elástico, a menudo se trata como tal, debido a que existen en la literatura especializada en el tema un gran número de soluciones y métodos para materiales elásticos, que, aplicados sobre todo a los suelos cohesivos, proporcionan resultados muy aproximados y que funcionan muy bien en la práctica.

A continuación, se presentan algunas teorías derivadas de la teoría de la elasticidad aplicables para el cálculo de asentamientos elásticos en arcillas preconsolidadas totalmente saturadas (Deméneghi, 2011).

Es importante mencionar que, en cada una de las teorías que se describirán a continuación resulta necesario dividir el área de interés en 4 partes iguales, con la finalidad de calcular el asentamiento al centro del cimientto. Consecuentemente el asentamiento total se obtiene al multiplicar el resultado obtenido por 4.

3.3.2.1 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.

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 (figura 2.5) a la profundidad z , está dada por la expresión:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \left[\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y) \right] \quad (2.20)$$

donde:

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

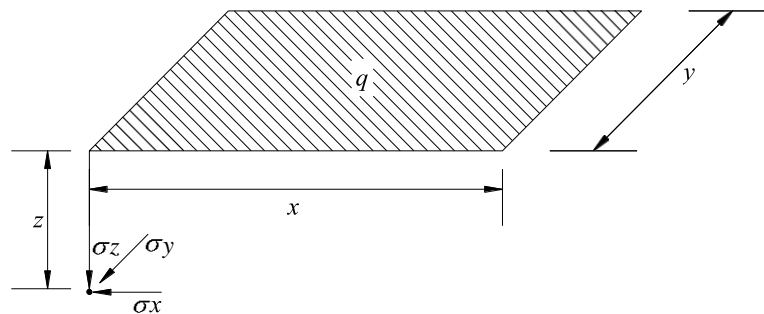


Figura 2.5. Esfuerzos normales bajo la esquina de un rectángulo cargado (Deméneghi et al, 2003)

El cálculo de los esfuerzos normales se realiza como sigue:

Para σ_z (Damy, 1985):

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left\{ \left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{A} + \text{ang tan} \left(\frac{xy}{zA} \right) \right\} \quad (2.21)$$

Para σ_x y σ_y (Dashkó y Kagán, 1980 citados por Deméneghi et al, 2003):

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left\{ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(x^2 + z^2)A} - \text{ang tan} \frac{zA}{xy} \left[-2\nu \left(\text{ang tan} \frac{y}{x} - \text{ang tan} \frac{yA}{xz} \right) \right] \right\} \quad (2.22)$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left\{ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2 + z^2)A} - \text{ang tan} \frac{zA}{xy} \left[-2\nu \left(\text{ang tan} \frac{x}{y} - \text{ang tan} \frac{xA}{yz} \right) \right] \right\} \quad (2.23)$$

donde:

$$A = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \quad (2.24)$$

3.3.2.2 Fórmula de Schleicher

La fórmula de Schleicher (Terzaghi, 1943 citado por Deméneghi, 2011), proporciona el asentamiento bajo la esquina de un rectángulo cargado de ancho x y largo y , a la profundidad z (figura 2.6):

$$\delta_z = \frac{q(1-\nu^2)}{\pi E} \left\{ y \ln \left[\frac{x + \sqrt{x^2 + y^2}}{y} \right] + x \ln \left[\frac{y + \sqrt{x^2 + y^2}}{x} \right] \right\} \quad (2.25)$$

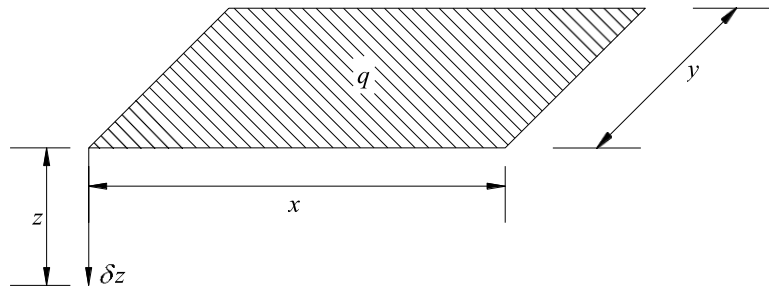


Figura 2.6. Deformación bajo la esquina de rectángulo cargado (Deméneghi, 2011)

3.3.2.3 Fórmula de Steinbrenner

Cuando el medio elástico tiene un espesor h , el asentamiento bajo la esquina de un rectángulo sometido a una carga uniforme q , está dado por la fórmula de Steinbrenner (Terzaghi, 1943 citado por Deméneghi, 2011):

$$\delta_z = \frac{q(1-\nu^2)}{\pi E} \left\{ y \ln \left[\frac{(1+\sqrt{x^2+y^2})\sqrt{y^2+h^2}}{y(1+A)} \right] + x \ln \left[\frac{(1+\sqrt{x^2+y^2})\sqrt{x^2+h^2}}{x(1+A)} \right] \right\} + \frac{q}{2\pi E} (1-\nu-2\nu^2) h \tan^{-1} \left(\frac{yx}{hA} \right) \quad (2.26)$$

donde:

$$A = \sqrt{x^2 + y^2 + h^2} \quad (2.27)$$

3.3.3 Propiedades Elásticas.

La magnitud del cálculo de los asentamientos elásticos depende directamente de los valores de los parámetros elásticos del suelo, como lo son el módulo de elasticidad (E) y la relación de Poisson (ν).

Debido a que los suelos cohesivos son materiales elásticamente no lineales, el objetivo de la evaluación de los parámetros elásticos es determinar los valores de éstos, para que al ser sustituidos en la ecuación apropiada proporcionen una correcta determinación del asentamiento distorsional inicial.

Para suelos cohesivos, en los cuales la deformación ocurre a volumen constante y requieren de poco tiempo para que se desarrolle el asentamiento distorsional o elástico, se asume una relación de Poisson $\nu = 0.5$, correspondiente a un medio incompresible. A pesar de que esta suposición puede no ser correcta, la magnitud del cálculo del asentamiento no es sensible a pequeños cambios en la variación de la relación de Poisson (Winterkorn y Fang, 1975).

La apropiada determinación del módulo equivalente de deformación del suelo (E) es un problema mucho más complicado. Este parámetro es comúnmente obtenido a partir del módulo tangente inicial en la curva esfuerzo-deformación de una prueba de compresión triaxial.

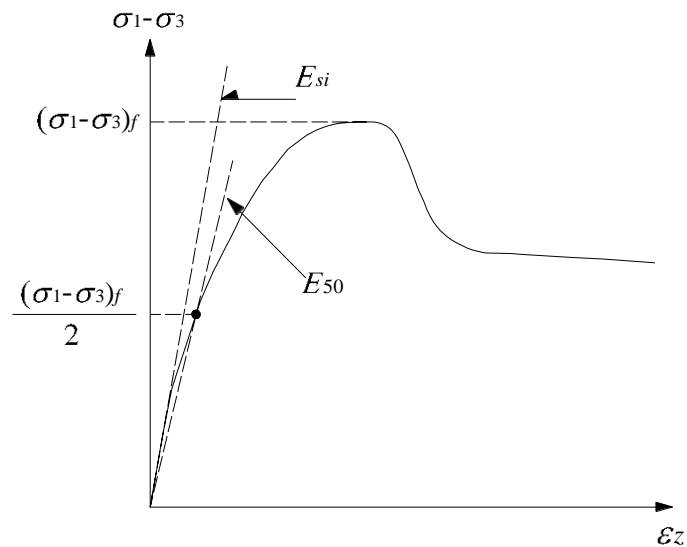


Figura 2.7. Módulo E_{50} y módulo tangente inicial E_{si} (Deméneghi, 2011)

Es común en la práctica utilizar las ecuaciones 2.20 ó 2.25, haciendo $E = E_s$, siendo E_s el módulo de deformación del suelo. El módulo E_s se puede obtener como ya se dijo a partir de los resultados de una prueba de compresión triaxial (figura 2.7). Como E_s se puede usar el módulo tangente inicial E_{si} o el módulo E_{50} (figura 2.7), el cual corresponde al 50% del esfuerzo desviador de falla.

La rigidez de un suelo es función de la presión de confinamiento. En la figura 2.8 se muestra la variación de E_{50} ó E_{si} con el confinamiento σ_3 .

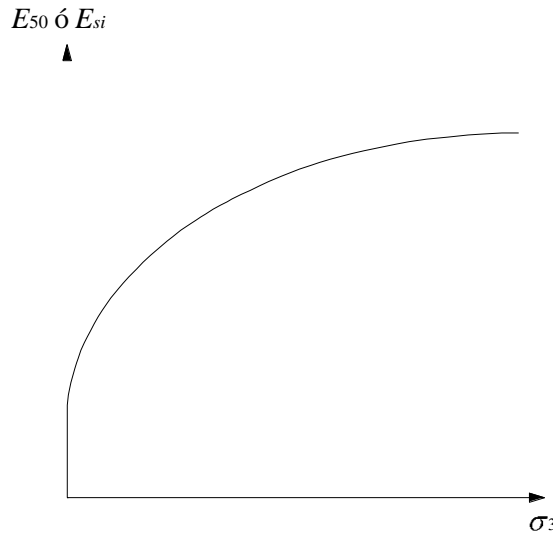


Figura 2.8. Variación del módulo E_{50} o del módulo tangente inicial E_{si} con la presión de confinamiento (Deméneghi, 2011)

Para condiciones no drenadas, $\nu = \nu_u = 0.5$ y E_u es usualmente obtenido a partir de pruebas triaxiales no drenadas UU . Para estratos razonablemente homogéneos, E_u se considera constante, aunque éste si aumenta con la profundidad. Para estratos de espesor mayor a 3 m, es conveniente dividir dicha capa en una serie de subcapas, asignado a cada una de ellas las adecuadas propiedades de la capa de suelo en cuestión.

Tabla 2.1. Parámetros elásticos (Tomada de Díaz, 2011)

Tipo de suelos	E Kg/cm ²	ν
Arcilla blanda	21-53	0.30-0.50
Arcilla media	51-105	0.30-0.50
Arcilla rígida	105-246	0.10-0.30
Limo arenoso	105-176	0.20-0.40
Arena suelta	105-246	0.20-0.40
Arena semi-densa	175-281	0.25-0.40
Arena densa	352-563	0.30-0.45
Arena y grava suelta	490-1468	0.15-0.30
Arena y grava densa	980-1960	0.20-0.35

Los parámetros elásticos también se pueden obtener de tablas. En la tabla 2.1 se listan valores típicos del módulo de deformación del suelo E y de la relación de Poisson ν , para diferentes tipos de suelos.

Es importante mencionar que el uso de tablas requiere de buen criterio y experiencia para su aplicación, y su uso debe limitarse para realizar solamente estimaciones.

3.3.3.1 Efecto de la Presión de Confinamiento

De acuerdo con Deméneghi (2011), el modulo de elasticidad no drenado (E_u):

$$E_u = A_u p_{c0}' \quad (2.28)$$

Donde A_u es un coeficiente que mide la rigidez del suelo y p_{c0}' es la presión de confinamiento efectiva. A continuación se da una breve explicación del efecto de la presión de confinamiento.

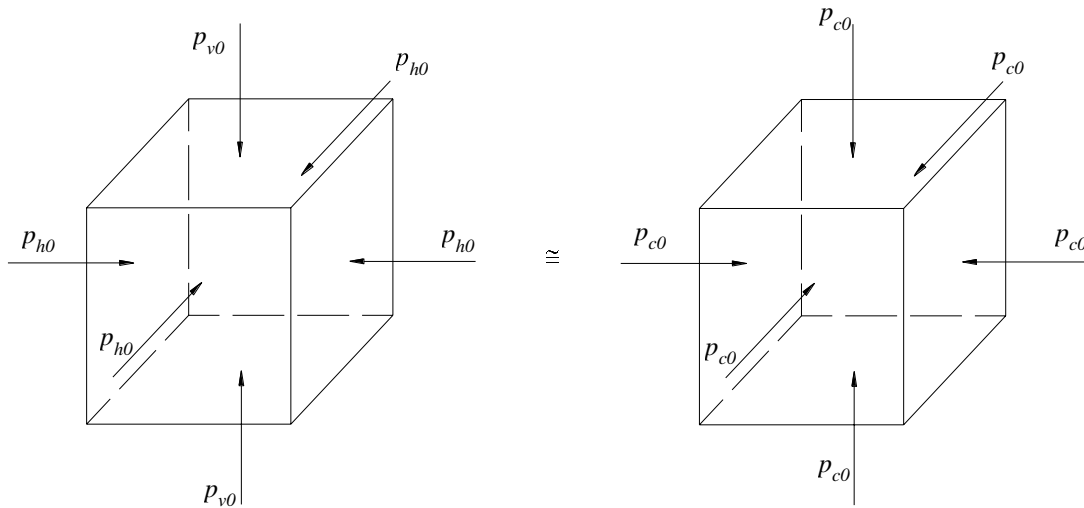


Figura 2.9. Estado de esfuerzos por peso propio (Deméneghi, 2011)

Consideremos un elemento de suelo sometido al estado de esfuerzos por peso propio mostrado en la figura 2.9. Es usual tomar una presión de confinamiento promedio inicial, por peso propio del terreno igual a:

$$p_{c0} = \frac{p_{v0} + p_{h0} + p_{h0}}{3} = \frac{p_{v0} + 2 p_{h0}}{3} \quad (2.29)$$

Si $p_{h0} = K_0 p_{v0}$, donde K_0 es el coeficiente de presión en reposo del suelo, y está dado por (Mitchell, 1993 citado por Deméneghi et al, 2003):

$$K_0 = (1 - \text{sen} \phi') (OCR)^{\text{sen} \phi'} \quad (2.30)$$

entonces:

$$p_{c0} = \left[\frac{1 + 2 K_0}{3} \right] p_{v0} \quad (2.31)$$

Por otra parte, si el suelo tiene una cierta cohesión o cementación, podemos considerar que esta se debe a una presión de confinamiento interno-intrínseca, la cual denominaremos p_{cie} .

La presión de confinamiento inicial p_{be0} será la suma de la presión de confinamiento intrínseca, p_{cie} , más la presión externa por peso propio, p_{c0} , es decir:

$$p_{be0} = p_{cie} + p_{c0} \quad (2.32)$$

3.3.4 Asentamientos Diferidos o por Consolidación

Se conoce como *consolidación* al proceso de disminución de volumen que tenga lugar en un lapso de tiempo, provocado por el aumento de las cargas sobre el suelo. Generalmente este proceso va acompañado por la salida de agua de los vacíos del suelo (Juárez y Rico, 1976).

Con el objeto de establecer la relación entre la presión aplicada a un suelo y su reducción de volumen, y entre la deformación volumétrica y el tiempo necesario para que esta se produzca, se recurre en el laboratorio a la prueba de consolidación unidimensional originalmente desarrollada por el doctor K. Terzaghi, a quien se debe la Teoría de la Consolidación (ver Anexo A).

Dicha prueba consiste, esencialmente, en aplicar una carga vertical a una pastilla cilíndrica de suelo confinada lateralmente por un anillo metálico, de manera que se deforme únicamente en el sentido vertical. Se aplica un incremento de carga y se mantiene sostenido durante un cierto intervalo de tiempo (normalmente un día). Con ayuda de un micrómetro se mide la evolución de la deformación durante este lapso, con lo que se obtiene la correspondiente curva de consolidación. El proceso se repite para varios incrementos de carga, con lo que se dispone de una curva de consolidación para cada incremento como la que se aprecia en la figura 2.10.

En campo, cuando las cargas de una cimentación son transmitidas a un suelo cohesivo, se produce una deformación volumétrica, que en el caso de materiales saturados se manifiesta en un incremento en la presión de poro. Cuando ha transcurrido suficiente tiempo, el agua fluye fuera del suelo, acompañada de una disipación de la presión de poro.

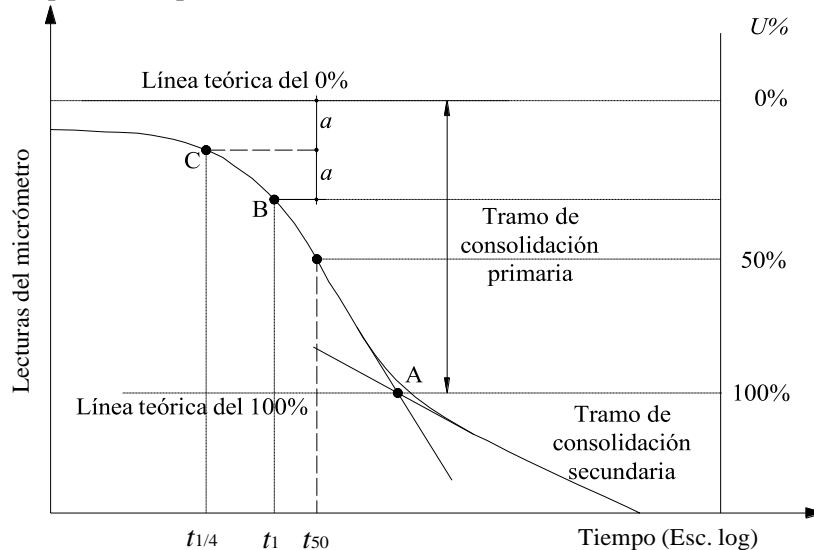


Figura 2.10. Curva de consolidación (Juárez y Rico, 1976)

El análisis de las deformaciones volumétricas resultantes y los asentamientos verticales que las acompañan, se simplifican si se asume que tales deformaciones ocurren solo en sentido vertical. Dicha

suposición es razonable cuando la geometría y las condiciones de frontera en campo son tales que dominan las deformaciones verticales. Esto ocurre probablemente, cuando las dimensiones del área cargada son muy grandes en comparación con el espesor del estrato compresible y/o cuando el estrato compresible se encuentra entre dos estratos rígidos, cuya presencia tiende a reducir la magnitud de las deformaciones horizontales (Winterkorn y Fang, 1975).

3.3.4.1 Curva de Compresibilidad

Con base en los resultados de las curvas deformación-tiempo (curvas de consolidación), se obtiene la relación entre relación de vacíos y esfuerzo efectivo, denominada curva de compresibilidad (figura 2.11). Esta curva permite asociar la variación de la relación de vacíos con el esfuerzo vertical efectivo, σ'_v , aplicado.

La curva de compresibilidad, se puede dibujar en escala aritmética o en escala logarítmica como se ilustra en la figura 2.11, en esta gráfica (figura 2.11b) se aprecian dos tipos de comportamiento, el lado izquierdo con una pequeña pendiente (A) (denominada rama preconsolidada, OC, o rama estructurada), el lado derecho caracterizado por una línea recta de gran pendiente (B) (denominada rama normalmente consolidada, NC, o rama desestructurada). En esta rama (NC), la pendiente de la línea recta se denomina índice de compresión (C_c), y está definido mediante la relación:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \quad (2.33)$$

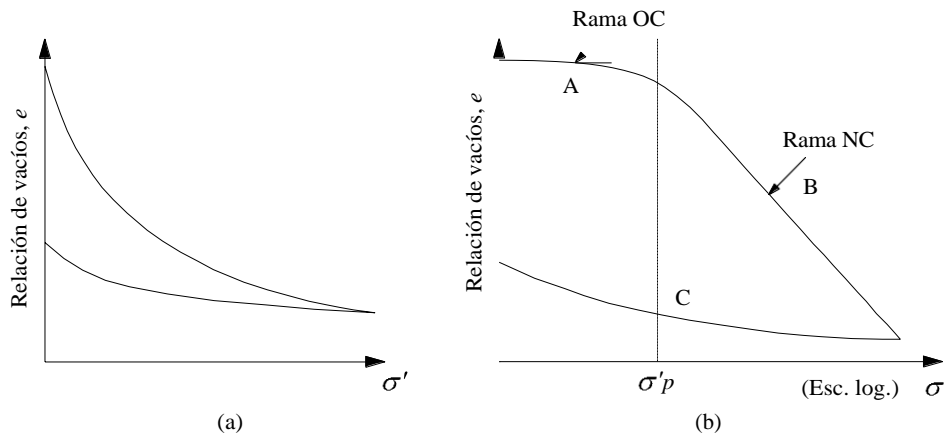


Figura 2.11. Curva de preconsolidación a) escala aritmética, b) escala logarítmica (Juárez y Rico, 1976)

La curva que une la rama OC con la rama NC representa la transición entre la condición estructurada y la desestructurada, por tanto, se define un concepto denominado *esfuerzo de preconsolidación*, σ'_p , que representa el máximo esfuerzo que ha soportado el suelo en estudio, en toda su historia geológica (Casagrande, 1936 citado por Díaz, 2011). Se dice que un suelo está normalmente consolidado, NC, cuando $\sigma'_v = \sigma'_p$, es decir, nunca ha sufrido esfuerzos efectivos superiores a los que tiene en el momento del estudio. En caso contrario, $\sigma'_v < \sigma'_p$, se dice que éste está sobreconsolidado o preconsolidado, OC. Se denomina **relación de preconsolidación, OCR**, a la relación que existe entre el esfuerzo de preconsolidación, σ'_p y el esfuerzo efectivo actual, σ'_v , esta relación se expresa:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \quad (2.34)$$

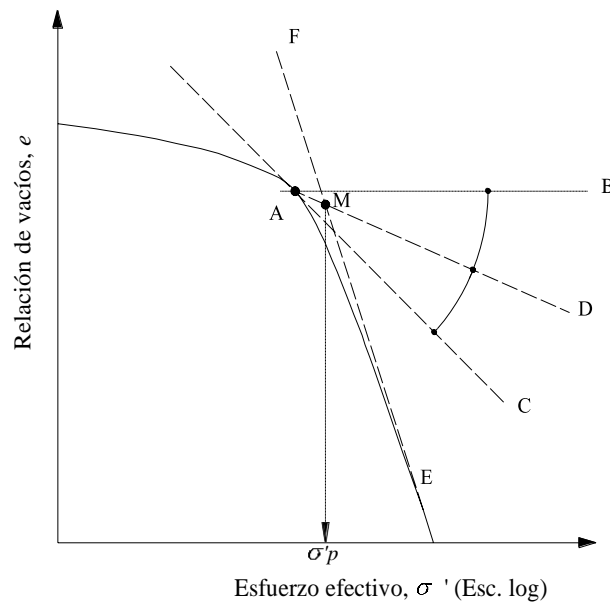


Figura 2.12. Determinación del esfuerzo de preconsolidación σ'_p (Tomada de Díaz, 2011)

A continuación se detalla el procedimiento para estimar el esfuerzo de preconsolidación σ'_p , con base en la curva de compresibilidad de la figura 2.12 (Casagrande, 1936 citado por Díaz, 2011):

1. Escoja un punto de mínima curvatura (punto A)
2. Trace una línea horizontal AB a partir del punto A
3. Trace una línea tangente AC a partir del punto A
4. Trace la bisectriz AD del ángulo formado por las líneas AB y AC
5. Prolongue la línea EF de la rama NC
6. El esfuerzo de preconsolidación, σ'_p , está localizado en la intersección M, entre las líneas EF y AD

La preconsolidación de una masa de suelo puede deberse a:

- Procesos de erosión
- Fluctuaciones del nivel freático
- Procesos de desecación y humedecimiento
- Zonas que han sufrido avance y retroceso de glaciaciones
- Procesos de carga y descarga del suelo (debidos a la acción del hombre)

El aumento de la resistencia entre partículas y por lo tanto de la presión de preconsolidación también se desarrolla cuando una arcilla blanda o limo experimenta consolidación secundaria.

3.3.4.2 Características de las Arcillas Preconsolidadas

Es importante en este punto mencionar dos características importantes de las arcillas preconsolidadas; en primer lugar su estructura dispersa y, por otro lado su grado de sensibilidad; a continuación se explicarán con cierto detalle ambas características.

3.3.4.2.1 Estructura o “Fabric”

El término estructura del suelo, hace referencia a la orientación de las partículas en una masa de suelo y las fuerzas entre partículas del suelo adyacente. Los dos casos límite de arcillas que se forman por sedimentación en cuerpos de agua, se pueden dividir en (Lambe y Whitman, 1969):

- a) Por un lado se encuentran aquellas que se depositan en agua salada. Estas arcillas presentan una estructura floculenta y en ellas las partículas de suelo presentan contactos borde-cara, atrayéndose mutuamente. Las *arcillas sensitivas* presentan este tipo de estructura, y
- b) En contraparte se encuentran aquellas que se depositan en agua dulce. Estas arcillas presentan una estructura dispersa y poseen partículas en disposición paralela que tienden a repelerse mutuamente. Las *arcillas preconsolidadas* presentan este tipo de estructura, y son conocidas también como *arcillas no sensitivas*.

En la figura 2.13 se presenta un esquema de una estructura floculenta y una dispersa.

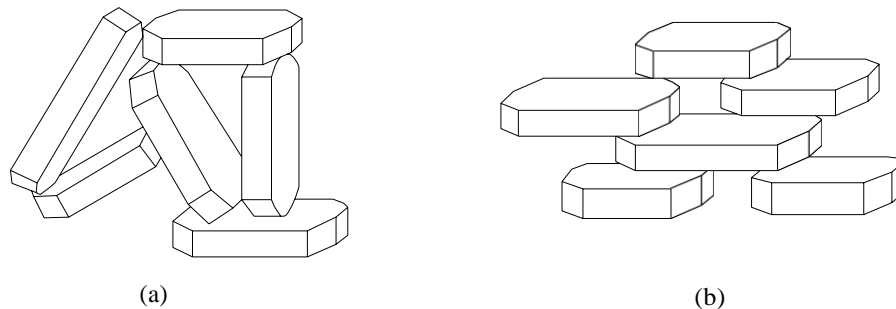


Figura 2.13. Tipos de estructuras de un suelo. a) Floculada. b) Dispersa (Lambe y Whitman, 1969)

El comportamiento mecánico de un elemento de suelo dependerá en gran parte de la estructura que posea. En general, un suelo con estructura dispersa posee menor resistencia, mayor compresibilidad y menor permeabilidad que el mismo suelo con la misma relación de vacíos pero en estado floculado (Lambe y Whitman, 1969).

3.3.4.2.2 Sensibilidad

Las arcillas comparten con muchas otras sustancias coloidales la propiedad de que al amasarlas o trabajarlas sin alterar el contenido de agua, se obtiene como resultado un material más blando. El proceso de amasado se conoce comúnmente como *remoldeo*, y las arcillas que han sido sometidas a dicho proceso se denominan *arcillas remoldeadas* (Jiménez y De Justo, 1975).

El término *sensibilidad o sensibilidad* indica el efecto del remoldeo en la consistencia de una arcilla, independientemente de la naturaleza física de las causas del cambio. El grado de sensibilidad es diferente para diferentes arcillas, y también puede ser diferente para la misma arcilla con diferentes contenidos de agua (Jiménez y De Justo, 1975).

Terzaghi definió el grado de sensibilidad S , de una arcilla, como el cociente entre la resistencia al corte sin drenaje de dicha arcilla en su estado natural y de la misma después de ser remoldeada a contenido de agua constante (Jiménez y De Justo, 1975). Esto es,

$$S = \frac{c_u \text{ de una muestra inalterada}}{c_u \text{ de una muestra remoldeada}} \quad (2.35)$$

Según los valores de sensibilidad, Skempton y Northey (1952, citado por Jiménez y De Justo, 1975) clasifican las arcillas como se muestra en la tabla 2.2.

Tabla 2.2. Valores de la sensibilidad de las arcillas (Tomada de Jiménez y De Justo, 1975)

Sensibilidad	Tipo de arcilla
$S_t \approx 1$	No sensitivas
$1 < S_t < 2$	De baja sensibilidad
$2 < S_t < 4$	De sensibilidad media
$4 < S_t < 8$	Sensitivas
$8 < S_t < 16$	Muy sensitivas
$16 < S_t$	Rápidas ("quick clays")

Una vez que se han detallado algunos aspectos importantes, como lo es el proceso de consolidación, así como la compresibilidad de las arcillas, procederemos a exponer las expresiones que se aplican comúnmente para el cálculo de los asentamientos diferidos, es decir, aquellos debidos a consolidación primaria. Como se indicó al inicio de este trabajo, no se ha incluido el efecto de la consolidación secundaria en el cálculo de los asentamientos diferidos.

3.3.4.3 Deformación de un Elemento de Suelo de Espesor z_0

Consideremos un estrato de arcilla de espesor inicial z_0 . Al cual, al ser sometido a un incremento de carga, sufre una deformación vertical Δz (figura 2.14), quedando con un espesor final z_f .

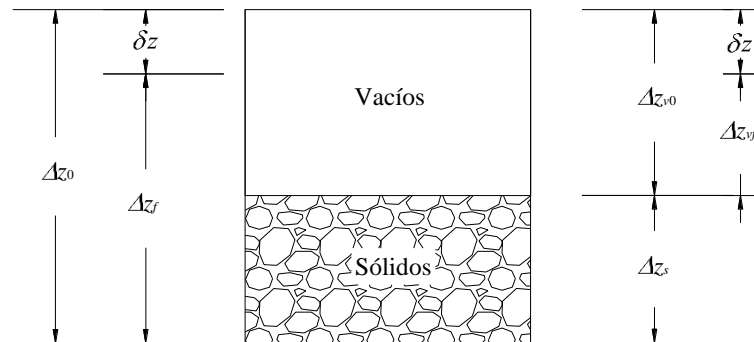


Figura 2.14. Deformación de un elemento de suelo (Deméneghi, 2011)

Con relación a la figura 2.14 podemos apreciar que el asentamiento (Deméneghi, 2011):

$$\delta_z = \Delta z_0 - \Delta z_f \quad (2.36)$$

Sus relaciones de vacíos, inicial y final son (figura 2.14)

$$e_0 = \frac{\Delta z_{v0}}{\Delta z_s} \quad (2.37)$$

$$e_f = \frac{\Delta z_{vf}}{\Delta z_s} \quad (2.38)$$

Suponiendo que la compresión vertical se debe únicamente a una reducción de los vacíos del suelo. Entonces,

$$\Delta z_0 = \Delta z_{v0} + \Delta z_s \quad (2.39)$$

$$\Delta z_f = \Delta z_{vf} + \Delta z_s \quad (2.40)$$

Reemplazando las ecuaciones 2.39 y 2.40 en la ecuación 2.36:

$$\delta_z = \Delta z_{v0} - \Delta z_{vf} \quad (2.41)$$

Sustituyendo las ecuaciones 2.37 y 2.38 en la ecuación 2.41:

$$\delta_z = e_0 \Delta z_s - e_f \Delta z_s = \Delta z_s (e_0 - e_f)$$

Ahora dividimos ambos miembros entre Δz_0 :

$$\frac{\delta_z}{\Delta z_0} = \frac{\Delta z_s}{\Delta z_0} (e_0 - e_f)$$

Tomando en cuenta las ecuaciones 2.39 y 2.37:

$$\begin{aligned} \frac{\delta_z}{\Delta z_0} &= \left[\frac{\Delta z_s}{\Delta z_{v0} + \Delta z_s} \right] (e_0 - e_f) \\ \frac{\delta_z}{\Delta z_0} &= \left[\frac{\Delta z_s}{e_0 \Delta z_s + \Delta z_s} \right] (e_0 - e_f) = \left[\frac{1}{1+e_0} \right] (e_0 - e_f) \\ \delta_z &= \left[\frac{e_0 - e_f}{1+e_0} \right] \Delta z_0 \end{aligned} \quad (2.42)$$

Hagamos $\Delta e = e_0 - e_f$

$$\delta_z = \left[\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \Delta z_0 \quad (2.43)$$

La ecuación 2.43 permite calcular la deformación vertical de un estrato de suelo de espesor inicial Δz_0 , en función de su decremento de relación de vacíos y de su relación de vacíos inicial.

Con los resultados de una prueba de consolidación se puede calcular el decremento de la relación de vacíos. De la ecuación 2.42 tenemos que:

$$e_f = e_0 - \left(\frac{\delta_z}{\Delta z_0} \right) (1 + e_0) = e_0 \left(1 - \frac{\delta_z}{\Delta z_0} \right) - \frac{\delta_z}{\Delta z_0} \quad (2.44)$$

siendo δ_z la deformación al final del incremento de carga (después de que se disipó la presión de poro) y Δz_0 el espesor del espécimen de suelo en el momento de aplicar la carga. Usando la ecuación 2.44 se calcula la relación de vacíos al final de cada incremento de carga, con lo que se obtiene una curva de compresibilidad (figura 2.15).

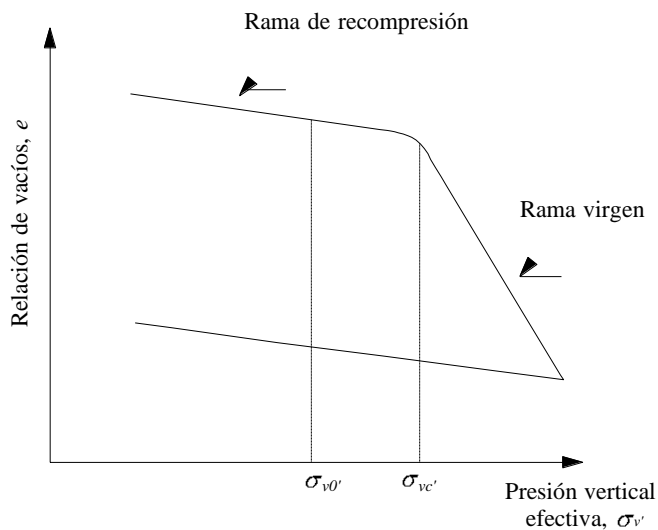


Figura 2.15. Curva de compresibilidad (Deméneghi, 2011)

Tomemos dos puntos de la curva de compresibilidad de la figura 2.15. Se define el coeficiente de compresibilidad a_v :

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p_v'} \quad (2.45)$$

Mientras que el coeficiente de compresibilidad volumétrica m_v es:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad (2.46)$$

Para obtener una ecuación más explícita se multiplica y divide la ecuación 2.43 por $\Delta\sigma$:

$$\delta_z = \Delta z_0 \frac{\Delta e \div \Delta\sigma}{1 + e_0} \Delta\sigma = \Delta z_0 \frac{a_v}{1 + e_0} \Delta\sigma$$

Y tomando en cuenta 2.45 y 2.46:

$$\delta_z = \Delta z_0 m_v \Delta\sigma \quad (2.47)$$

La expresión 2.47 permite calcular el asentamiento debido a consolidación para un tiempo $t = \infty$. En donde:

- m_v = Coeficiente de compresibilidad volumétrica
- Δz_0 = Espesor del estrato sujeto a consolidación
- $\Delta\sigma$ = Incremento de esfuerzo debido a la aplicación de cargas

3.3.4.4 Cálculo del Asentamiento por Consolidación Primaria en Suelos Preconsolidados

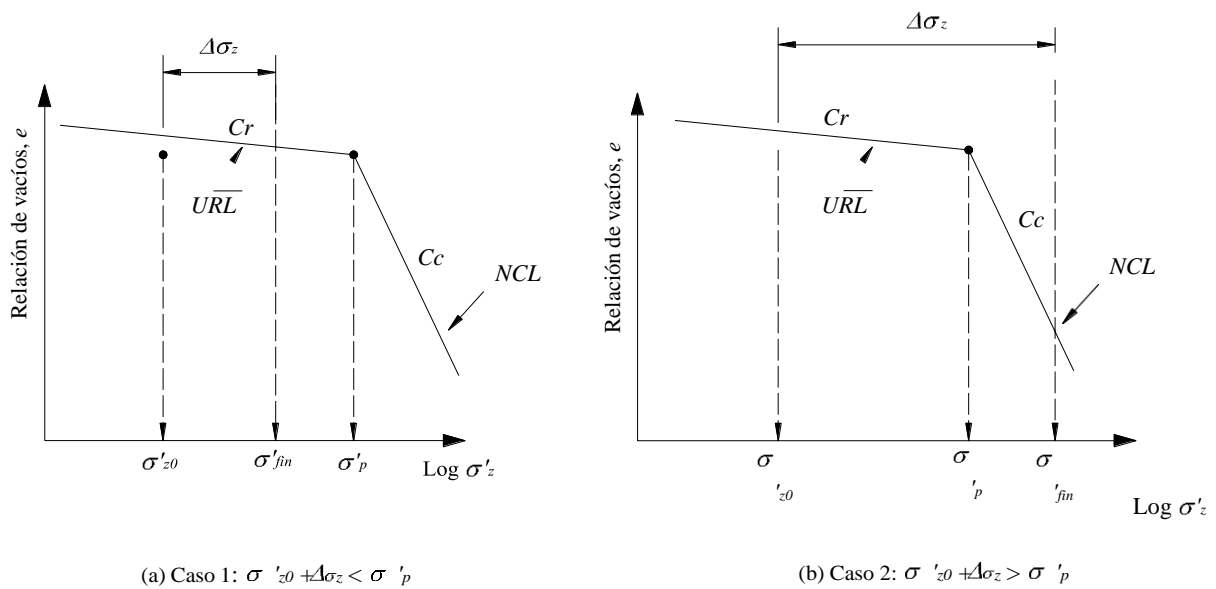


Figura 2.16. Dos casos a considerar para el cálculo de asentamientos en suelos preconsolidados (Budhu, 2000)

Si el suelo está preconsolidado, tenemos que considerar dos casos dependiendo de la magnitud de $\Delta\sigma_z$ (Budhu, 2000). Aproximaremos la curva $\log \sigma'_z$ vs e , a dos líneas rectas como se aprecia en la figura 2.16a. En el primer caso el incremento en $\Delta\sigma_z$ es tal que $\sigma'_{fin} = \sigma'_{z0} + \Delta\sigma_z$ es menor que σ'_p . En este caso, la consolidación ocurre a lo largo de URL (línea de recompresión) y,

$$\delta_p = \frac{H_0}{1 + e_0} C_r \log \frac{\sigma'_{fin}}{\sigma'_{z0}}; \sigma'_{fin} < \sigma'_p \quad (2.48)$$

Para el segundo caso el incremento en $\Delta\sigma_z$ es tal que $\sigma'_{fin} = \sigma'_{z0} + \Delta\sigma_z$ es mayor que σ'_p . (Figura

2.16b). En este caso, tenemos que considerar dos componentes del asentamiento, una a lo largo de *URL* y otra a lo largo de *NCL* (línea normalmente consolidada). La ecuación que utilizamos en este caso es:

3.3.4.5 Cálculo de Asentamientos por Consolidación Primaria Utilizando Ley de Hooke

El asentamiento por consolidación primaria utilizando la ley de Hooke está dado por la siguiente expresión (Deméneghi, 2011):

$$\delta_p = \mu \left(\frac{1}{E_s'} \right) \sigma_z \Delta z_0 \quad (2.51)$$

donde:

- δ
- μ^p = Asentamiento por consolidación primaria
- = Factor de corrección en arcillas preconsolidadas
- E_s' = Módulo de elasticidad
- σ_z = Esfuerzo normal vertical
- Δz_0 = Espesor del estrato en estudio

De acuerdo con estudios realizados por Skempton y Bjerrum (1957), la deformación de una arcilla preconsolidada depende del nivel de esfuerzo desviador, debido a que al perturbarse la estructura del suelo, éste sufre cierta expansión al liberar parte de la energía que acumuló al preconsolidarse. Como consecuencia de este fenómeno, la compresión del suelo sufre una reducción. El coeficiente μ mide la relación que hay entre el asentamiento registrado en campo y la deformación medida en la prueba de consolidación, es decir:

$$\mu = \frac{\delta_z}{\delta_{oed}} \quad (2.52)$$

Esta relación de deformaciones se puede poner también en función de la relación de los incrementos de presión de poro en el campo y en el odómetro, es decir,

$$\mu = \frac{\Delta u_{campo}}{\Delta u_{unidimensional}} \leq 1 \quad (2.53)$$

Podemos considerar,

$$\Delta u_{campo} = A_{ske} (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y) \quad (2.54)$$

Donde:

A_{ske} es el coeficiente de presión de poro de Skempton (1954), en condiciones de trabajo (tabla 2.3).

$$\Delta u_{unidimensional} = \sigma_z$$

Reemplazando en la ecuación 2.54:

$$= \frac{A_{ske} (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)}{\sigma_z} \leq$$

Tabla 2.3. Valores del coeficiente A_{ske} en condiciones de esfuerzo de trabajo (Skempton y Bjerrum, 1957)

Tipo de arcilla	A_{ske}
Arcillas blandas sensitivas	>1
Arcillas normalmente consolidadas	½ - 1
Arcillas preconsolidadas	¼ - ½
Arenas arcillosas fuertemente preconsolidadas	0-¼

$$E_s' \cong A_s' \left(p_{v0} + \frac{\sigma_z}{2} \right) \quad (2.56)$$

El coeficiente A_s' , mide la rigidez del suelo y se determina tomando dos puntos en la rama de recompresión de la curva de compresibilidad (figura 2.17) mediante la siguiente expresión (Deméneghi, 2011):

$$A_s' = \frac{\ln\left(\frac{p_{v2}'}{p_{v1}'}\right)}{\ln\left(\frac{1+e_2}{1+e_1}\right)} \quad (2.57)$$

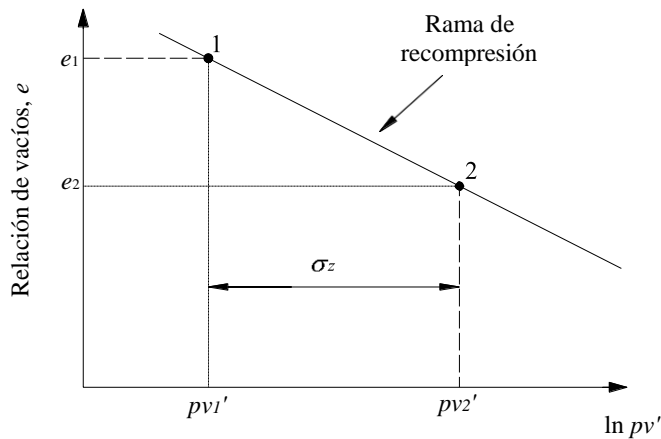


Figura 2.17 Determinación del módulo A_s' (Deméneghi 2011)

Para el cálculo de los incrementos de esfuerzo es necesario tomar en cuenta la variación de la relación de Poisson:

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (2.58)$$

Sustituyendo valores en la expresión 2.51 encontramos el asentamiento al centro de la zapata y a la mitad de cada estrato debido a la consolidación primaria. Si se tiene un suelo con dos estratos o más, se debe repetir el proceso anterior, siendo el asentamiento δ_p total, la suma de los asentamientos de cada estrato.

CAPÍTULO 4

INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA

Uno de los objetivos en la determinación de las propiedades de esfuerzo-deformación de los suelos es el uso de las propiedades mecánicas, para estimar desplazamientos verticales y horizontales en la masa de suelo cuando éste es sometido a un incremento de esfuerzos. En la interfase de la estructura de cimentación y el suelo se originan desplazamientos, producto de las cargas que transmite la cimentación dando lugar a desplazamientos totales y diferenciales.

Los desplazamientos diferenciales de la estructura deberán ser iguales a los originados en la superficie de apoyo de la cimentación. De esta forma, la estructura de la cimentación junto con las cargas que obran sobre ella y las reacciones que se provocan en el suelo, se sujetará a una determinada configuración, igual a la que el suelo adoptará debido a las reacciones que éste aporta a la estructura de cimentación para su equilibrio. La configuración de esfuerzos y deformaciones en la superficie de contacto dependerá de la rigidez de la estructura de la cimentación, de la deformabilidad del suelo y de la distribución de cargas que se apliquen sobre la estructura de la cimentación (Zeevaert, 1980).

4.1. DEFINICIÓN DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Se conoce como interacción suelo-estructura a aquella parte de la ingeniería que estudia las deformaciones del terreno de cimentación cuando éstas se ven afectadas por la presencia y rigidez de la propia estructura (Deméneghi et al, 2003). Existen dos casos dentro de la interacción suelo-estructura que son:

- La interacción estática suelo-estructura, y
- La interacción dinámica suelo-estructura

La interacción estática entre la estructura de cimentación y el suelo consistirá en encontrar un sistema de reacciones que aplicadas simultáneamente a la estructura de cimentación y a la masa de suelo produzcan la misma configuración de desplazamientos estáticos diferenciales entre los dos elementos. Para lograr lo anterior, será necesario basarse en las leyes físicas que rigen el comportamiento en la determinación de fuerzas y deformaciones, tomando en cuenta las propiedades mecánicas del material del cual será construida la estructura de cimentación.

De acuerdo con Zeevaert (1980), para obtener buenos resultados en el cálculo de las deformaciones será necesario tratar la masa de suelo como un medio continuo en donde la acción en un punto i de la masa ejerce su influencia en otro punto j de la misma. Por lo que, para el cálculo de esfuerzos en la masa del suelo se utilizará la Teoría de la Elasticidad, o bien alguna de sus modificaciones; aun cuando se sabe que el suelo no es elástico sino más bien es elástico-plástico y viscoso.

4.1.1. Métodos de Interacción Suelo-Estructura

La mayoría de los métodos de interacción estática suelo-estructura están basados en el principio de que, en el contacto cimiento-terreno los desplazamientos tanto de la subestructura como los del terreno son iguales, es decir, existe compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo. A continuación, se mencionarán brevemente algunos métodos como un pequeño antecedente al método que será descrito más adelante.

En 1956, Samuel Chamecki, trata el caso de una viga con tres apoyos, desplantada sobre arcillas compresibles; Chamecki resuelve el problema al utilizar lo que llamó coeficientes de transferencia de carga (equivalentes a la matriz de rigideces de la estructura), además de considerar una arcilla normalmente consolidada de la cual se conoce su índice de compresibilidad. Estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre viga y suelo, resuelve el problema en forma explícita (Deméneghi, 1991).

Posteriormente trata el caso de marcos estructurales, y debido a que las relaciones esfuerzo- deformación unitarias en los suelos son no-lineales, propone un procedimiento iterativo para la solución del problema, en el cual utiliza los coeficientes de transferencia en la estructura y calcula los hundimientos del suelo mediante procedimientos usuales.

Los valores de los asentamientos resultantes de 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, es decir, se calculan las cargas en la primera columna del marco 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 citado por Deméneghi, 1991).

Por su parte, Esteva et al (1977) proponen dos procedimientos para la solución de la interacción suelo-estructura. El primero se basa en las 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 los desplazamientos del suelo y de las deformaciones de la estructura, empleando las matrices secantes de rigideces de la estructura y de flexibilidades del suelo. El proceso se repite hasta que los valores sean lo más parecidos posible 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 de las aproximaciones sucesivas ya comentado; el resultado de dicha iteración 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 de deformaciones entre estructura y suelo; en el segundo se alcanza dicha compatibilidad, pero a costa de un desequilibrio, por lo que es necesario hacer una corrección en el ciclo siguiente.

El Dr. Leonardo Zeevaert (1973, 1980 y 1983) desarrolló un método de interacción suelo-estructura, el cual consiste en formar una ecuación matricial de asentamientos (*EMA*) que relaciona los asentamientos del suelo en función de las cargas aplicadas en la superficie:

$$\underline{\delta} = \underline{D} \underline{q} \quad (4.1)$$

donde:

- $\underline{\delta}$ = Vector de asentamientos en el contacto cimiento 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, el cual es aquel esfuerzo ocasionado por una presión unitaria actuando 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 transmite el suelo:

$$\underline{S} \underline{x} = \underline{A} \quad (4.2)$$

donde :

- \underline{S} = Matriz de flexibilidades del suelo
- \underline{x} = Vector de cargas del suelo sobre la estructura
- \underline{A} = Vector de deformaciones de la estructura

La interacción suelo-estructura depende del valor del 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 ésta produce. Nótese en la ecuación *EMI* que los valores del vector de deformaciones de la estructura \underline{A} son función del módulo K por área tributaria.

La interacción correcta entre la estructura de cimentación y la masa de suelo se obtiene al reemplazar las reacciones x_i obtenidas por *EMI*, en la ecuación *EMA*; de esta forma se obtienen los desplazamientos verticales δ_i que proporcionan valores del módulo de cimentación iguales a los usados en la ecuación *EMI*, $K_i = x_i/d_i$. Si los valores resultantes no concuerdan con los utilizados inicialmente, la interacción es incorrecta, ya que los módulos de cimentación no fueron correctamente elegidos, por lo cual es necesario utilizar la ecuación *EMA* para resolver esta situación.

De tal forma se deduce que las ecuaciones *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 reacciones del suelo sobre la estructura de cimentación, rigidez de ésta y de la posición de las cargas que actúan sobre ella.

En el desarrollo de este trabajo se utilizará un método directo para la solución del problema de interacción suelo-estructura, debido al Maestro Agustín Deméneghi Colina (1996), el cual será descrito de forma detallada en las páginas siguientes.

La interacción suelo-estructura distingue dos casos (Deméneghi et al, 2003):

1. Cuando los cimientos están suficientemente separados, de tal forma que la carga sobre un apoyo no ejerce influencia sobre los desplazamientos de los apoyos vecinos (este fenómeno se presenta usualmente en zapatas aisladas), y
2. Cuando se trata de un cimiento continuo donde el desplazamiento de un punto de dicho cimiento está afectado por la carga repartida en toda la subestructura (es el caso de zapatas corridas o losas de cimentación).

4.2. RIGIDEZ RELATIVA SUELO-ESTRUCTURA

La rigidez de la estructura de cimentación y la contribución que ésta le pueda aportar a la superestructura es muy importante. Tal situación implica tener que conocer de antemano la geometría y las propiedades de los elementos que la conforman. La incertidumbre que existe cuando las estructuras de cimentación se construyen de concreto armado es conocer su módulo de deformación unitaria, el cual es bien sabido aumenta con el tiempo, (Zeevaert, 1973). Así pues, podría aseverarse que la interacción suelo-estructura de una estructura recién construida es diferente a medida que pasa el tiempo y, no es sino hasta que ha transcurrido un tiempo suficiente, para el cual ya no aumentan las

deformaciones plasto-viscosas del concreto cuando la configuración alcanzará una posición estable (Zeevaert, 1980).

La transmisión de las cargas del edificio al terreno de cimentación plantea un problema complejo entre los tres elementos implicados: estructura, cimentación y suelo. Los principales factores a considerar en dicho proceso de interacción serán el tipo y características del terreno, la forma y dimensiones de la cimentación y, la rigidez relativa suelo-estructura y suelo-cimentación (Muelas, 2008).

Además de la rigidez de la cimentación, la rigidez de la estructura a cimentar inducirá también restricciones al movimiento y a la respuesta asociada del terreno. En el caso más general, cuando el terreno tienda a asentarse a causa de las presiones aplicadas, la estructura, en función de su rigidez, redistribuirá los esfuerzos modificando con ello las solicitaciones sobre los cimientos y el suelo. El equilibrio final dependerá por lo tanto de la rigidez relativa del conjunto suelo-cimiento-estructura.

La figura 4.1a presenta una cimentación infinitamente flexible, sobre la cual se aplica una carga uniforme; dicho cimiento se encuentra apoyado directamente sobre un suelo cohesivo totalmente saturado. Como consecuencia de la aplicación de esta carga, tanto el suelo como la cimentación experimentarán un asentamiento que se extenderá más allá del área cargada hacia ambos lados de la misma hasta una cierta distancia; en este caso la reacción es uniforme, es decir, el diagrama de reacción del terreno será igual al de la carga (Sowers, 1962 citado por Deméneghi et al, 2003).

Si ahora el mismo cimiento se apoya sobre un suelo friccionante, el asentamiento se distribuye como se indica en la figura 4.1b (Sowers, 1962 citado por Deméneghi et al, 2003); como la cimentación es infinitamente flexible, la reacción del suelo es también uniforme y de la misma forma, el diagrama de reacción del terreno es igual al de la carga.

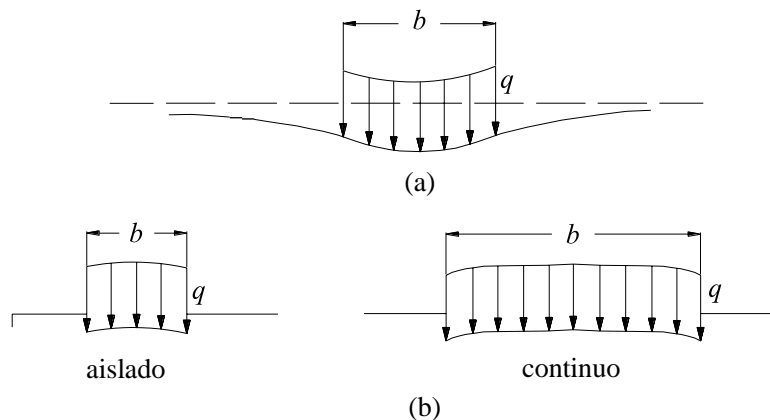


Figura 4.1. Asentamiento debido a una carga uniforme sobre el suelo. a) En suelos cohesivos, b) en suelos friccionantes (Sowers, 1962 citado por Deméneghi, 2003)

Ahora, si por el contrario, la zapata fuera infinitamente rígida, igualmente apoyada sobre una arcilla totalmente saturada (figura 4.2a), el asentamiento sería uniforme, pero el diagrama de reacción del suelo a largo plazo toma la forma indicada en la figura 4.2a (Sowers, 1962 citado por Deméneghi et al, 2003). Si el mismo cimiento se apoya sobre un suelo friccionante, el diagrama de reacción del suelo tendrá la forma de la figura 4.2b (Sowers, 1962 citado por Deméneghi et al, 2003).

De los párrafos anteriores se concluye que los diagramas de asentamientos y de reacciones del terreno dependen de la clase de suelo y de la rigidez de la estructura. Una cimentación real puede quedar entre los dos casos extremos señalados, pues su rigidez no necesariamente es nula o infinita.

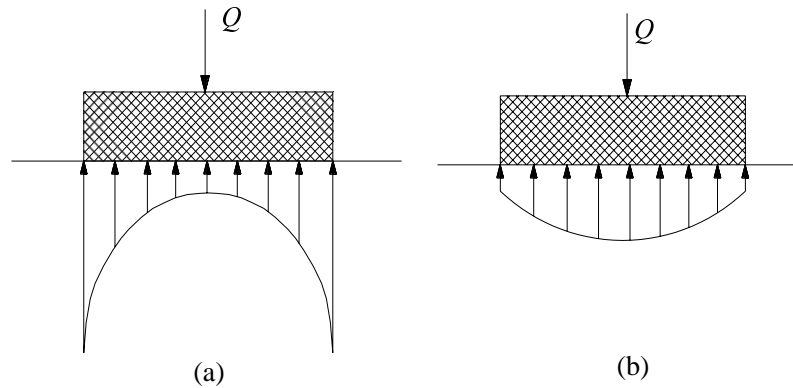


Figura 4.2. Presión de contacto en la base de una cimentación totalmente rígida en la superficie de una masa de suelo (Sowers, 1962 citado por Deméneghi, 2003)

4.2.1. Módulo de Rigidez del Suelo

Al aplicar una carga o esfuerzo sobre un material éste sufre una deformación proporcional a dicho esfuerzo, ésta constante de proporcionalidad se conoce como “constante del resorte”.

En mecánica de suelos esta “constante del resorte” se conoce como módulo de reacción o módulo de rigidez del suelo, y se representa con la letra K seguida de un sufijo dependiendo del sentido de ésta como veremos a continuación.

El módulo de reacción o de rigidez lineal vertical de un cimiento se define de la siguiente forma (Deméneghi et al, 2003):

$$K_v = \frac{Q_v}{\delta_v} \quad (4.3)$$

donde Q_v es la fuerza vertical aplicada al cimiento y δ_v es el asentamiento vertical ocasionado por Q_v .

El módulo de rigidez lineal horizontal de un cimiento se expresa mediante la siguiente expresión:

$$K_h = \frac{Q_h}{\delta_h} \quad (4.4)$$

donde Q_h es la fuerza horizontal aplicada al cimiento y δ_h es el desplazamiento horizontal producido por Q_h .

Se define la rigidez a la rotación de un cimiento

$$K_r = \frac{M}{\theta} \quad (4.5)$$

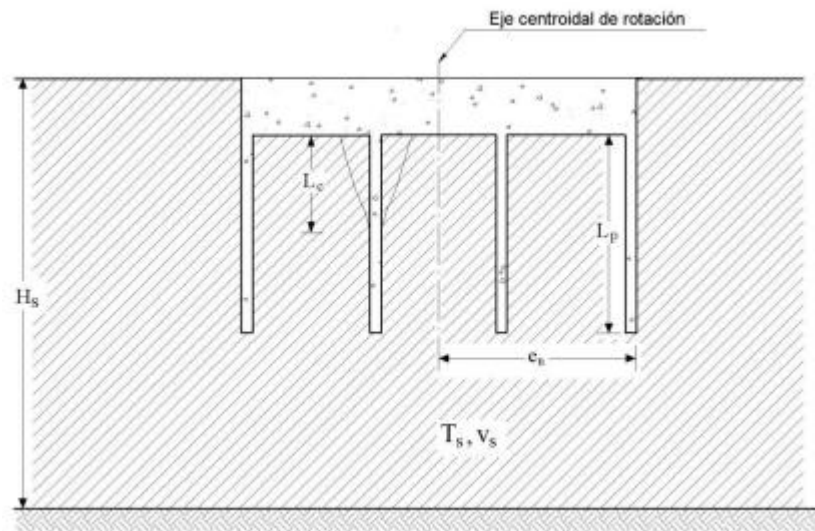
Donde M es el momento aplicado al cimiento y ϕ el ángulo en radianes producto de dicho momento.

4.3. MÓDULO DE RIGIDEZ ESTÁTICA DE UN PILOTE DE FRICCIÓN

Para estructuras cimentadas con pilotes o pilas se dispone de pocas soluciones confiables que permitan evaluar sencilla y racionalmente los incrementos en las rigideces y los amortiguamientos de la cimentación. En el caso de pilotes de fricción (figura 3.5), las rigideces estáticas del conjunto se determinan utilizando las ecuaciones obtenidas una vez despreciadas las rigideces en rotación de los pilotes. El subíndice n denota valores correspondientes al n -ésimo pilote; e_{np} es la distancia entre el centroide del pilote y el eje centroidal de rotación del área de cimentación y, K_{hn}^0 y K_{vn}^0 son las rigideces estáticas horizontal y vertical de un pilote, respectivamente.

$$K_h^0 = \sum_n K_{hn}^0$$

$$K_r^0 = \sum_n e_{np}^2 K_{hn}^0$$



Modelo de cimentación con pilotes

Las rigideces estáticas, así como los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para los modos de traslación horizontal y vertical de un pilote flexible desplazado sobre un estrato elástico con base rígida se pueden obtener de la tabla 2.2. Estas funciones de impedancia son aplicables solamente cuando se cumple la condición

$$L_p > L_c$$

donde

L_p es la longitud del pilote

L_c es la longitud activa del pilote, es decir, la longitud del pilote que transmite la carga al suelo, calculada de la siguiente manera

$$L_c = 2d_p \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.25}$$

donde

E_p es el módulo de elasticidad del pilote

E_s es el módulo de elasticidad del depósito del suelo

d_p es el diámetro del pilote

	CIMENTACIONES CON PILOTES		Parámetros de frecuencia:
	$K_m = K_m^0 k_m$ y $C_m = \frac{2K_m^0 c_m}{\omega^2 c_0}$ $m = h, v$ $\omega =$ frecuencia de interés		$\eta = \frac{\omega c_0 d_p}{v_s}$ $\eta_s = \frac{\pi d_p}{2H_s}$ $\eta_p = \frac{3.4 \eta_s}{\pi(1-\nu_s)}$
Modo de Vibración	Rigidez Estática	Coefficiente de Rigidez	Coefficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^0 = d_p E_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}$	$k_h = 1$	$c_h = \begin{cases} 0.8 \zeta_s & \text{si } \eta \leq \eta_s \\ 0.8 \zeta_s + 0.175 \eta \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.17} & \text{si } \eta > \eta_s \end{cases}$
Vertical	$K_v^0 = 1.9 d_p E_s \left(\frac{L_p}{d_p} \right)^{0.67}$	$k_v = 1$; si $L_p/d_p < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}$; si $L_p/d_p \geq 50$ Interpolación linealmente para $15 \leq L_p/d_p < 50$	$c_v = \begin{cases} \zeta_s & \text{si } \eta \leq \eta_p \\ \left[\frac{0.413}{1+\nu_s} \left(\frac{L_p}{d_p} \right)^{0.33} \left[1 - e^{-\left(\frac{E_p}{E_s} \right) \left(\frac{L_p}{d_p} \right)^{-2}} \right] \right] \eta^{0.58} & \text{si } \eta > 1.5 \eta_p \end{cases}$ Interpolación linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5 \eta_p$

Tabla 2.2 Rigideces y amortiguamientos de cimentaciones con pilotes

CAPÍTULO 5

INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA

5.1 DEFINICIÓN DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

La interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la deformabilidad de este ante excitación sísmica. La interacción modifica las propiedades dinámicas relevantes que tendría la estructura supuesta con base indeformable, así como las características del movimiento del suelo en la vecindad de la cimentación. Debido a la excepcional deformabilidad de las arcillas de la ciudad de México, los efectos de sitio e interacción suelo-estructura que se presentan durante temblores intensos alcanzan niveles muy superiores a los usuales en otras ciudades asentadas sobre depósitos de suelo blando (Reséndiz y Roesset, 1986). Pese a que ambos fenómenos se relacionan entre sí, para propósitos de diseño es conveniente tenerlos en cuenta por separado. En particular, las amplificaciones dinámicas del subsuelo adquieren valores extraordinariamente altos cuando los periodos predominantes de la excitación y el suelo son similares. De igual forma, la interacción puede ocasionar considerables incrementos o reducciones de la respuesta estructural, dependiendo de la relación entre los periodos fundamentales de la estructura y el sitio. Específicamente, cuando el periodo efectivo del sistema suelo-estructura se acerca a la dominante del suelo tiene lugar el fenómeno de resonancia, haciendo que la respuesta estructural sea excepcionalmente elevada

Si se considera que la excitación sísmica en la base de la estructura es igual al movimiento de campo libre, es decir el movimiento que se tendría en el suelo en ausencia de la estructura, el efecto de interacción proviene entonces de la inercia y flexibilidad del sistema. Este efecto se conoce como interacción inercial y está controlado por el contraste de rigidez entre la estructura y el suelo. El análisis completo de interacción requiere, sin embargo, introducir un efecto adicional debido a la diferencia entre el movimiento de campo libre y la excitación efectiva de la base, el cual puede ser importante para cimentaciones enterradas. Este efecto se origina porque la rigidez de la cimentación le impide ajustarse a las deformaciones del suelo causadas por el movimiento de campo libre, generándose un fenómeno de difracción de ondas que modifica el movimiento del suelo en la proximidad del cimiento. La superposición de las ondas incidentes y reflejadas por la superficie del terreno con las ondas difractadas por el cimiento provoca un movimiento de entrada para la cimentación diferente del movimiento de campo libre. Este efecto se conoce como interacción cinemática y depende de la geometría de la cimentación, la estratigrafía del subsuelo y la naturaleza de la excitación sísmica.

Para fines prácticos es recomendable que los efectos de interacción inercial y cinemática se traten de forma independiente. El alargamiento del periodo fundamental, la modificación del amortiguamiento asociado y la reducción de la ductilidad, respecto a los valores de base rígida, son producto de la interacción inercial (Avilés y Pérez-Rocha, 2003). Si el cimiento es suficientemente rígido, la interacción cinemática se manifiesta en una reducción de los movimientos de traslación de la cimentación (filtrado de los componentes de alta frecuencia de la excitación sísmica), así como en la generación de cabeceo y torsión de la cimentación (Luco y Wong, 1987). Se ha observado (Avilés y Pérez-Rocha, 2003) que para la ciudad de México es conservador efectuar sólo el análisis de interacción inercial, siempre que los efectos de sitio sean considerados en la determinación del movimiento de campo libre empleado como movimiento de entrada para la cimentación. Aunque esta excitación no tiene componentes de rotación, generalmente es más desfavorable que la excitación efectiva de la base obtenida de un análisis de interacción cinemática.

El apéndice de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTCDS-RCDF, 2003) se ha confinado a considerar los efectos de

interacción inercial en sistemas simétricos. Asimismo, los efectos de interacción cinemática han sido despreciados porque son relativamente menos importantes. No obstante, la influencia del ángulo de incidencia y el tipo de ondas sísmicas puede estimarse de forma práctica como se propone en Avilés et al (2002). Aunque seguramente habrá situaciones en que los efectos de interacción en la respuesta torsional sean dignos de considerarse, aquí no se han tomado en cuenta. Esto obedece a que todavía no se dispone de criterios fidedignos para cuantificarlos en estructuras diseñadas conforme a reglamento. Lo mismo sucede con los efectos de interacción entre estructuras adyacentes, así como con la influencia de la flexibilidad de la cimentación. Actualmente se encuentran en proceso algunas investigaciones tendientes a dilucidar estos efectos, a fin de que puedan incluirse explícitamente en futuras revisiones de las normas.

5.1.1 métodos de interacción Dinámica Suelo Estructura

Se tomarán en cuenta 2 métodos principales de interacción dinámica:

1.- Método del FEMA-ASCE. Donde se busca reducir o modificar el espectro de diseño mediante factores de ajustes de ordenadas, que considera dos fenómenos en su evaluación: longitud promedio de la losa y empotramiento de la cimentación. El procedimiento simplificado por FEMA (adaptado de Kim y Steward, 2003) relaciona los efectos de interacción suelo estructura en función del periodo del modelo estructural.

MODIFICACIÓN EN EL PERIODO Y AMORTIGUAMIENTO

El alargamiento del periodo es producto de la deformabilidad del medio de soporte. En tanto que la modificación del amortiguamiento resulta de la capacidad del suelo para disipar energía no sólo por comportamiento histerético (amortiguamiento material) y radiación de ondas (amortiguamiento geométrico), sino también por la difracción de las ondas incidentes por la cimentación. En vista de que el cabeceo de la cimentación puede incrementar la respuesta relativa del edificio y por consiguiente reducir el amortiguamiento, es factible que el amortiguamiento del conjunto suelo y estructura llegue a ser menor que el amortiguamiento de la estructura sola, a menos que la reducción del amortiguamiento estructural ocasionada por la excitación adicional de cabeceo sea compensada con la contribución del amortiguamiento del suelo. Este efecto suele ocurrir en estructuras esbeltas que son las más sensibles al cabeceo de la cimentación (ver fig. 6 para $H_e R = 5$ y $0.2 < H_e T_s H_s T_e < 1.8$). Los criterios de interacción de las normas consideran tanto el alargamiento del periodo debido a la deformabilidad del suelo como la modificación del amortiguamiento producto del comportamiento histerético y la radiación de ondas en el suelo. De esta forma se tiene en cuenta la interacción inercial solamente; la interacción cinemática es reconocida implícitamente restringiendo la posible reducción del amortiguamiento al valor nominal de 5% considerado en los espectros de diseño reglamentarios. Las modificaciones del periodo y amortiguamiento pueden calcularse usando una analogía con un oscilador de reemplazo, cuya respuesta resonante sea igual a la de la estructura con base flexible, para la misma excitación armónica de la base. Como la masa del oscilador se toma igual a la de la estructura, esta equivalencia se logra igualando la pseudoaceleración máxima y el periodo resonante del sistema acoplado con los valores correspondientes del oscilador de reemplazo. La ventaja práctica de este enfoque reside en que la máxima respuesta estructural puede estimarse por medio de espectros de respuesta estándar de campo libre, usando el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema.

Evaluación rigurosa

Si procedemos a analizar rigurosamente el sistema acoplado de la fig. 4, considerando excitación armónica de la base, habremos de calcular su función de transferencia $S(\omega) = \omega_e^2 X_e / \ddot{X}_g$ que relaciona la pseudoaceleración estructural entre la aceleración de campo libre en la superficie del terreno, siendo $\omega_e = 2\pi / T_e$ la frecuencia fundamental de base rígida. Así, el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema, \tilde{T}_e y $\tilde{\zeta}_e$ se determinan usando las siguientes expresiones (Avilés y Pérez-Rocha, 1996):

$$\tilde{T}_e = \sqrt{1 - 2\tilde{\zeta}_e^2} T_{res}$$

$$\tilde{\zeta}_e = \frac{1}{\sqrt{2}} \left(1 - \sqrt{\frac{S_{res}^2 - 1}{S_{res}^2}} \right)^{1/2}$$

donde es el periodo resonante y la respuesta máxima medidos en la función de transferencia del sistema acoplado. El uso de estas expresiones en lugar de $\tilde{T}_e = T_{res}$ y $\tilde{\zeta}_e = 1/2 S_{res}$ obedece a que los valores del amortiguamiento efectivo pueden exceder considerablemente al amortiguamiento estructural que comúnmente es muy bajo, por lo que los términos de amortiguamiento de segundo orden no pueden despreciarse.

Con esta analogía se logra, en general, una excelente coincidencia entre las respuestas armónicas de la estructura real y el oscilador de reemplazo. La concordancia entre las respuestas máximas ante excitación transitoria también es satisfactoria, como habrá de mostrarse posteriormente. No obstante, como la función de transferencia del sistema acoplado no es exactamente la de un oscilador elemental, el concepto de periodo y amortiguamiento efectivos está restringido en algunos casos. Esta limitación se ha observado para estructuras bajas con cimentación enterrada en estratos someros, como se ilustra en la fig. 5 para cierta combinación de los parámetros del sistema. Se aprecia que la forma de la función de transferencia del sistema acoplado no puede ser ajustada por medio de la función de transferencia de un oscilador elemental cuando el contraste de rigidez entre la estructura y el suelo es considerable, $H_e T_s H_s T_e \geq 1.5$. Esto es debido al ensanchamiento que sufre la función de transferencia en sistemas altamente amortiguados. Se espera, sin embargo, que esta condición aparezca sólo en casos excepcionales.

Evaluación aproximada En aplicaciones de ingeniería es aceptable determinar el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema en forma aproximada. Si se desprecian la masa de la cimentación y su momento de inercia J_c , parámetros que tienen poca influencia en el alargamiento del periodo y la modificación del amortiguamiento, las ecuaciones de movimiento del sistema se simplifican notablemente. Con base en los resultados derivados de esta simplificación (Avilés y Pérez-Rocha, 1996) y haciendo algunas consideraciones de naturaleza empírica, se ha estipulado en las normas que el periodo efectivo del sistema se calcule como

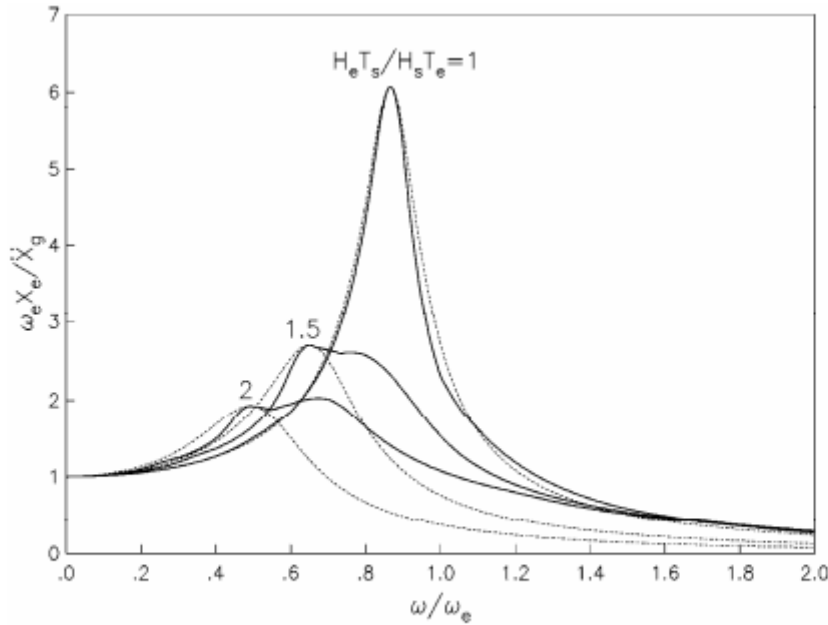
$$\tilde{T}_e = (T_e^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2}$$

donde:

$$T_x = 2\pi \left(\frac{M_e}{K_x} \right)^{1/2}$$

$$T_r = 2\pi \left(\frac{M_e (H_e + D)^2}{K_r} \right)^{1/2}$$

son los periodos naturales que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo se pudiera trasladar o balancear, respectivamente.



5. Funciones de transferencia para el sistema acoplado (línea continua) y el oscilador de reemplazo (discontinua); $H_e/R = 1$, $D/R = 1$ y $H_s/R = 2$.

Los parámetros K_x y K_r representan las rigideces de la cimentación en la dirección que se analiza la estructura: K_x es la rigidez de traslación, definida como la fuerza horizontal necesaria para producir un desplazamiento armónico unitario del cimient, mientras que K_r es la rigidez de rotación, definida como el momento necesario para producir una rotación armónica unitaria del cimient. K_r Por su parte, el amortiguamiento efectivo del sistema ha de calcularse, según las normas, como

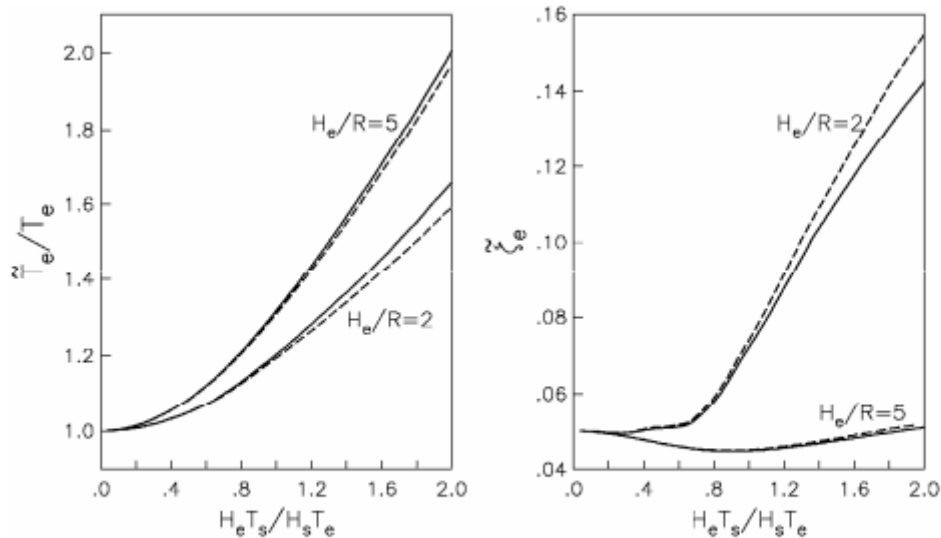
$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_x}{1 + 2\zeta_x^2} \left(\frac{T_x}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2$$

donde:

$$\zeta_x = \frac{\pi C_x}{\tilde{T}_e K_x}$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r}$$

son los coeficientes de amortiguamiento del suelo en los modos de traslación y rotación, respectivamente. Los parámetros C_x y C_r representan los amortiguamientos de la cimentación en la dirección que se analiza la estructura; se definen como la fuerza y el momento requeridos para producir una velocidad armónica unitaria del cimient en traslación horizontal y en rotación, respectivamente.



Comparación entre las soluciones rigurosa (línea continua) y aproximada (discontinua) para el periodo y amortiguamiento efectivos de sistemas con $D/R = 0.5$ y $H_s/R = 6$.

Con rigor, el periodo efectivo del sistema debería calcularse mediante iteraciones porque los resortes y tienen que ser evaluados para una excitación armónica de frecuencia ω , siendo $K_x K_r \omega = \omega_e \sim e T_e \sim 2 \sim \omega = \pi$ la frecuencia efectiva del sistema. No obstante, una aproximación razonable se obtiene usando los valores correspondientes a la frecuencia fundamental de base rígida. El amortiguamiento efectivo del sistema se determina directamente una vez conocido su periodo efectivo. La capacidad de predicción de las ecs. 7 y 10 se ilustra en la fig. 6 mediante la comparación entre las soluciones rigurosa y aproximada de $T_e \sim$ y $\zeta \sim$ para una combinación dada de los parámetros del sistema. El grado de acuerdo tanto en el periodo como en el amortiguamiento es satisfactorio para fines de ingeniería. Una calibración con soluciones aproximadas desarrolladas por otros autores ha sido documentada en Avilés y Pérez-Rocha (1996). La verificación con respecto a valores observados en estructuras instrumentadas también ha sido documentada, ver por ejemplo Murià y Treviño (1993). Todo ello justifica el uso de estas fórmulas en edificios diseñados conforme a reglamento. Si bien la importancia de la interacción depende de las características tanto del sistema acoplado como de la excitación sísmica, Avilés y Pérez-Rocha (1996) han mostrado que su influencia en el periodo y amortiguamiento resulta ser despreciable para $H_e T_s / H_s T_e < 0.4$. En este caso es posible analizar la estructura como si estuviera apoyada rígidamente, pues los mayores cambios por interacción son apenas del orden de 10%, sin implicaciones prácticas significativas. De ahí que en las normas se haya estipulado que el análisis de interacción pueda omitirse cuando se cumpla la condición

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5$$

donde puede tomarse directamente del no actualizado mapa de isoprofundidades contenido en las normas, o bien estimarse a partir de la siguiente correlación empírica recientemente propuesta en Aguilar et al (2003):

$$H_s = 31(T_s - 0.5)^{1/2}$$

En esta expresión, el periodo dominante del suelo está en segundos y el espesor de los depósitos compresibles en metros.

2.- Método de infraestructura (uso de funciones de impedancia)

Este método tiene como principal objetivo la interacción cinemática usando funciones de rigidez dinámicas. La interacción cinemática es un problema de difracción de onda producida por el contraste de rigideces, debido a la presencia de la cimentación, que es un elemento de mayor rigidez que el suelo, es claro que el campo de desplazamientos impuesto en el terreno libre, en ausencia de ésta se verá modificado por la presencia de la misma. Esto produce una reducción en las amplitudes de los movimientos de alta frecuencia, e introduce una excitación rotacional. El objetivo del análisis de interacción cinemática consiste en determinar la excitación efectiva de la cimentación que se origina por el movimiento sísmico. La excitación está representada por el movimiento de entrada que se genera mediante la superposición de las ondas incidentes y reflejadas por la superficie del terreno, con las ondas difractadas por la cimentación al ignorar la presencia de la estructura. La interacción cinemática depende de la geometría de la cimentación, de las características del subsuelo, así como del ángulo y del tipo de ondas sísmicas que inciden. Sus efectos modifican el movimiento de campo libre dando lugar a una excitación efectiva de la cimentación compuesta tanto de traslaciones como de rotaciones. Si el cimiento es suficientemente rígido las traslaciones sufren reducciones debido a que se promedia la variación del movimiento del terreno alrededor de la cimentación. Las rotaciones aparecen debido a que la cimentación tiende a girar al no poder deformarse para seguir los desplazamientos diferenciales en la región de enterramiento.

5.2. RIGIDEZ DINÁMICA SUELO ESTRUCTURA

En la analogía de Lysmer se establece que el comportamiento dinámico de una cimentación cargada verticalmente sobre un semiespacio puede determinarse empleando un oscilador de un grado de libertad con coeficientes de rigidez y de amortiguamiento dependientes de la frecuencia de excitación. Estos coeficientes representan la rigidez dinámica que controla el comportamiento de la cimentación. El éxito de la analogía de Lysmer se debe a la congruencia de los resultados comparados con estudios experimentales, por ello, se ha considerado adecuado emplear este enfoque en el estudio de la respuesta dinámica de sistemas suelo–cimentación. Con este antecedente se establece que el comportamiento de una cimentación, en el problema de interacción suelo–estructura, está controlado por las rigideces dinámicas. Conceptualmente, las rigideces dinámicas o funciones de impedancia del conjunto suelo–cimentación se definen como la relación, en estado estacionario, entre la fuerza (momento) excitadora y el desplazamiento (rotación) resultante en la dirección de la fuerza para una cimentación rígida carente de masa y excitada armónicamente.

La representación matemática de la rigidez dinámica es una función compleja dependiente de la frecuencia de excitación. La parte real representa la rigidez e inercia del suelo, idealizados como resortes. La parte imaginaria se refiere al amortiguamiento material y al geométrico, e indica los amortiguadores idealizados del suelo. La función de impedancia del oscilador se acostumbra expresar en términos de la rigidez estática y coeficientes de impedancia, dependientes de la frecuencia de excitación ω , de la forma

$$\tilde{K}(\omega) = K(k + i\omega c) \quad (1)$$

donde $k = 1 - \omega^2/\omega_0^2$ y $c = 2\zeta_0/\omega_0$, siendo ω_0 la frecuencia natural y ζ_0 el amortiguamiento del oscilador.

Este último representa el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico. Los parámetros k y c se conocen como coeficientes de rigidez y amortiguamiento, respectivamente. La ecuación anterior implica que la rigidez dinámica \tilde{K} se puede expresar como el producto de la rigidez estática K por un factor dinámico complejo $(k + i\omega c)$ que considera las características de inercia y amortiguamiento del sistema.

Si K_m representa el resorte y C_m el amortiguador equivalentes del suelo (Figura 1), la función de impedancia del conjunto suelo–cimentación se define alternativamente mediante la expresión compleja

$$\tilde{K}(\omega) = K_m(\omega) + i\omega C_m(\omega) \quad (2)$$

donde los parámetros K_m y C_m para el modo de vibración m (horizontal, vertical, cabeceo o acoplado) se definen a partir del tipo de cimentación empleado.



Figura 1. Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo

5.2.1 Rigidez dinámica de un pilote

En cimentaciones con pilotes de fricción las funciones de impedancia para un pilote aislado en los distintos modos de vibración se determinan a partir del resorte y amortiguador en sustitución del suelo mediante

$$K_m = K_m^0 k_m \quad \text{y} \quad C_m = \frac{2K_m^0 c_m}{\omega} \quad (3)$$

En este tipo de cimentaciones la respuesta dinámica de pilotes ante fuerzas laterales, verticales y momentos flexionantes, actuando en sus cabezas, es independiente de la longitud de estos elementos. Por ello, solamente a lo largo de una porción superior del pilote, conocida como longitud activa, las cargas impuestas son transmitidas al suelo circundante.

Las rigideces dinámicas que aquí se presentan sólo son aplicables a pilotes que cumplen con la condición

$$L_p > L_c \quad (4)$$

donde

$$L_c = 2d \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.25} \quad (5)$$

siendo L_p y L_c las longitudes totales y activa del pilote, respectivamente; d es el diámetro, E_p el módulo de elasticidad del pilote y E_s el módulo de Young del suelo. La gran mayoría de pilotes caen en esta categoría, incluso algunos de gran diámetro en suelos muy blandos.

Para un pilote flotante enterrado en un estrato viscoelástico con base rígida y módulo de elasticidad constante, las rigideces estáticas (K_m^0) y los coeficientes de rigidez (k_m) y de amortiguamiento (cm) necesarios para construir las rigideces dinámicas (ecs. (2) y (3)) para los modos en vibración horizontal, vertical, cabeceo y acoplado se pueden aproximar mediante las expresiones mostradas en la Tabla I. Estas ecuaciones se han manipulado a partir de las propuestas por Gazetas.

Modo de vibración	Rigidez estática	Coefficiente de rigidez	Coefficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^0 = dE_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,21}$	$k_h = 1$	$c_h = \begin{cases} 0,8\zeta & \text{para } \eta \leq \eta_s \\ 0,8\zeta + 0,175 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,17} \eta & \text{para } \eta > \eta_s \end{cases}$
Vertical	$K_v^0 = 1,9dE_s \left(\frac{L_p}{d}\right)^{0,67}$	$k_v = \begin{cases} 1 & \text{para } \frac{L_p}{d} < 15 \\ \frac{1}{1 + \sqrt{\eta}} & \text{para } \frac{L_p}{d} \geq 50 \end{cases}$	$c_v = \begin{cases} 0 & \text{para } \eta \leq \frac{3,4}{\pi(1-\nu)}\eta_s \\ \frac{0,413}{(1+\nu)} \left(\frac{L_p}{d}\right)^{0,33} \Psi \eta^{0,8} & \text{para } \eta > \frac{5,1}{\pi(1-\nu)}\eta_s \end{cases}$ donde $\Psi = \left(1 - e^{-(E_p/E_s)(L_p/d)^{-2}}\right)$
Cabeceo	$K_r^0 = 0,15d^3E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,75}$	$k_r = 1$	$c_r = \begin{cases} 0,25\zeta & \text{para } \eta \leq \eta_s \\ 0,25\zeta + 0,056 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,2} \eta & \text{para } \eta > \eta_s \end{cases}$
Acoplado	$K_{hr}^0 = -0,22d^2E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,5}$	$k_{hr} = 1$	$c_{hr} = \begin{cases} 0,5\zeta & \text{para } \eta \leq \eta_s \\ 0,5\zeta + 0,135 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,18} \eta & \text{para } \eta > \eta_s \end{cases}$

Tabla I. Rigideces dinámicas para pilotes de fricción

En la Tabla I $\eta = \omega d/\beta_s$ representa la frecuencia normalizada; en tanto que $\eta_s = \pi d/2H_s$ y $\eta_p = \pi d\alpha_s/2H_s\beta_s$ representan las frecuencias fundamentales adimensionales del estrato de suelo bajo la vibración de ondas transversales (β_s) y verticales (α_s), respectivamente. Los parámetros geométricos que aparecen en las expresiones de la Tabla I se ilustran en la Figura 2, mientras que los parámetros materiales como el amortiguamiento y la relación de Poisson se identifican por ζ y ν , respectivamente.

Se destaca que en la obtención de los coeficientes de rigidez y de amortiguamiento para el modo vertical, indicados en la Tabla I, es necesario realizar una interpolación lineal en los intervalos $15 L_p/d < 50$ y $\eta_p < \eta$, $5\eta_p$.

Mediante un análisis de los parámetros materiales y geométricos que controlan tanto a las rigideces estáticas, como a los coeficientes de rigidez y amortiguamiento en la construcción de

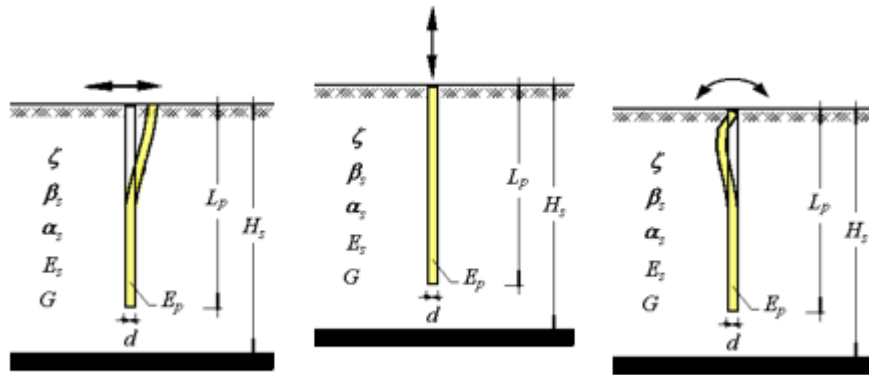


Figura 2. Modos de vibración para un pilote

las funciones de impedancia, se han obtenido curvas que permiten cuantificar directamente estos términos a partir de las expresiones expuestas en la Tabla I. De ellas se derivan las rigideces dinámicas para el sistema suelo–cimentación.

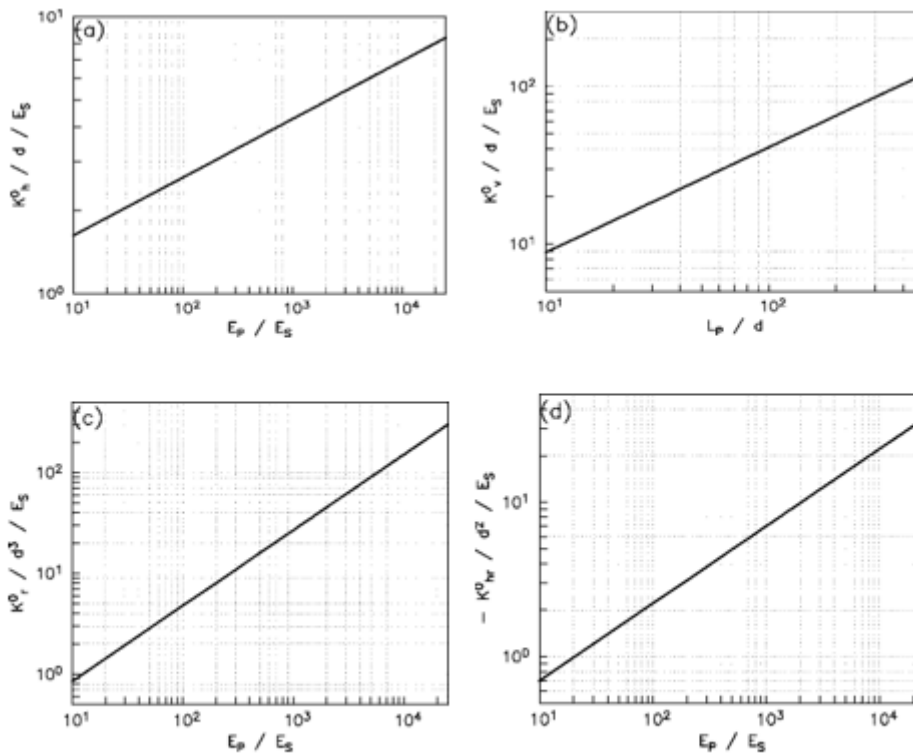


Figura 3. Rigideces estáticas en pilotes para los modos de vibración horizontal (a), vertical (b), cabeceo (c) y acoplado (d)

En las Figuras 3a–3d se muestran las curvas necesarias para determinar las rigideces estáticas ante los modos de vibración horizontal, vertical, cabeceo y acoplado, respectivamente. Como se observa, las rigideces estáticas están gobernadas por los parámetros geométricos: diámetro y longitud del pilote y los parámetros materiales: módulos de elasticidad del suelo y del pilote. En especial las rigideces asociadas a los modos de vibración horizontal, cabeceo y acoplado están controladas por la relación entre módulos de pilote y suelo, mientras que la rigidez vertical está dominada por la relación

entre longitud y diámetro del pilote.

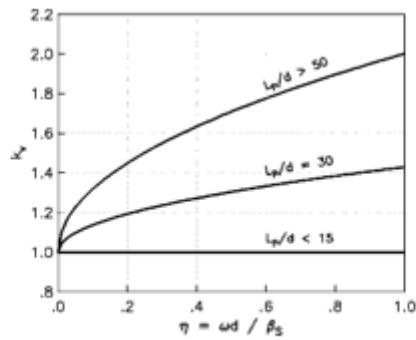


Figura 4. Coeficientes de rigidez para pilotes en vibración vertical

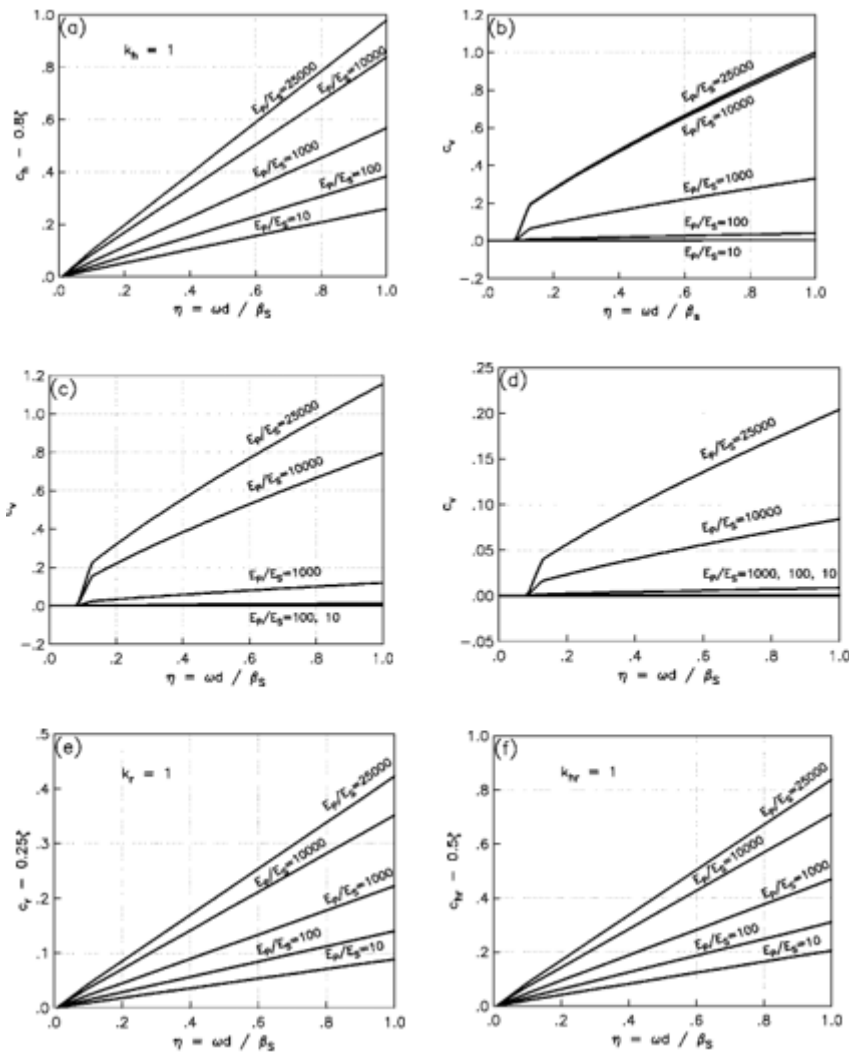


Figura 5. Coeficientes de amortiguamiento en pilotes para los modos en vibración horizontal (a); vertical con $\nu = 1/2$ y $L_w/d = 50$ (b); $L_w/d = 100$ (c) y $L_w/d = 500$ (d); cabeceo (e) y acoplado (f)

Como se indica en las expresiones de la Tabla I, los coeficientes de rigidez se suponen unitarios para cualquier frecuencia, salvo el caso de los coeficientes de rigidez en vibración vertical, los que son

dependientes de la relación de esbeltez del pilote, como se observa en la Figura 4. En esta figura se presentan curvas para los casos $L_p/d \leq 15$, $L_p/d = 30$ y $L_p/d > 50$. De estas curvas se interpolarán los valores correspondientes a relaciones de esbeltez distintas.

Los coeficientes de amortiguamiento en los modos horizontal, cabeceo y acoplado, además de estar controlados por la frecuencia adimensional, son función de la relación entre módulos de elasticidad del pilote y del suelo, así como del amortiguamiento material. La configuración de los coeficientes de amortiguamiento en función de estos parámetros se indica en las Figuras 5a, 5e y 5f. En ellas se han estudiado las relaciones $E_p/E_s = 10, 100, 1000, 10\ 000$ y $25\ 000$. Para el caso de los coeficientes de amortiguamiento en el modo vertical, además de la relación entre módulos elásticos, intervienen el módulo de Poisson y la relación de esbeltez del pilote. Por tanto, los escenarios geométricos y materiales se multiplican. En las Figuras 5b, 5c y 5d se muestra el comportamiento del coeficiente de amortiguamiento vertical para la relación entre los módulos suelo–pilotes indicados y además para $\nu = 1/2$ y $L_p/d = 50, 100$ y 500 , respectivamente.

5.2.2 Rigidez dinámica de un grupo de pilotes

Para el estudio de la respuesta dinámica de un grupo de pilotes es válido aplicar el procedimiento de superposición propuesto por Poulos, donde se considera el efecto que produce un pilote sobre otro. Roesset y otros han demostrado que los resultados obtenidos al aplicar la superposición de Poulos a problemas dinámicos son una buena aproximación de las soluciones rigurosas. Por ello, la respuesta de un grupo de pilotes puede determinarse con buena aproximación al emplear “factores de interacción” obtenidos del efecto entre dos pilotes.

Para calcular la influencia que produce un pilote p (activo) en un pilote q (pasivo), es válido remplazar al pilote q por su eje, despreciando sus dimensiones. En esta consideración se toma en cuenta que las deformaciones en el contorno del pilote q , provocadas por las ondas generadas del pilote p , se encuentran prácticamente en fase. Con objeto de incluir el efecto de grupo en un arreglo de pilotes, Dobry y Gazetas proponen un método simple, pero eficiente, para el cálculo de rigideces y amortiguamientos dinámicos para pilotes de fricción aplicando factores de interacción. Los resultados de este método práctico, para cada modo de vibración, se han aplicado a este trabajo bajo el esquema que se describe enseguida.

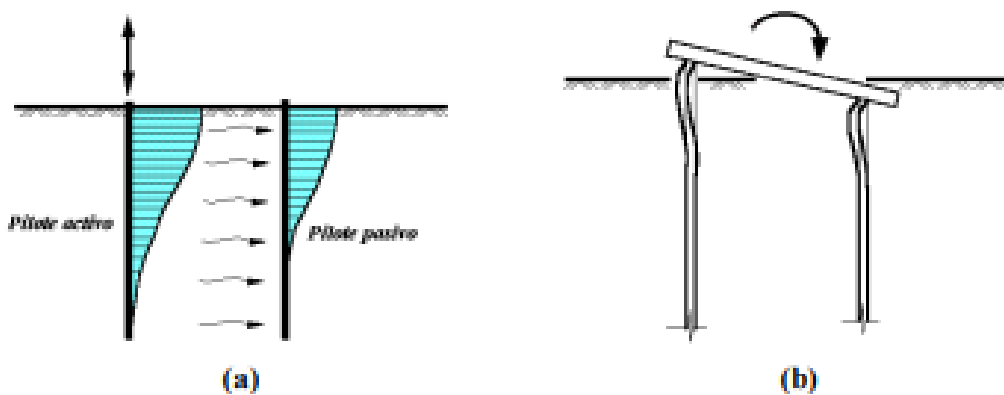


Figura 6. Distribución de amplitudes de desplazamiento a lo largo del fuste de un pilote activo oscilando verticalmente y de un pilote vecino pasivo (a); deformaciones en pilotes producidas por cabeceo (b)

El factor de interacción empleado para el caso de un pilote con diámetro $d = 2r_0$ oscilando verticalmente a una distancia S con respecto a un pilote vecino (Figura 6a), se define como

$$\alpha_{\nu} \approx \left(\frac{S}{r_0} \right) e^{-\zeta\omega S/\beta} e^{-i\omega S/\beta} \quad (6)$$

Para un arreglo con n número de pilotes es necesario construir un sistema matricial, que incluye una matriz de factores de interacción, para determinar la función de impedancia del grupo de pilotes. Para ello, se considera que el desplazamiento $X_i e^{i\omega t}$ para un pilote i incluyendo la acción del resto de los pilotes se determina mediante

$$\bar{X}_i = X_{ii}(1 + \Sigma\alpha_{ij}) \quad \text{para } j = 1, n \quad (7)$$

o bien

$$\bar{X}_i = \frac{P_i}{\bar{K}_\nu}(1 + \Sigma\alpha_{ij}) \quad \text{para } j = 1, n \quad (8)$$

de donde se deriva el sistema matricial que involucra a todos los pilotes del arreglo, dado por

$$\frac{1}{\bar{K}_\nu} \begin{bmatrix} 1 & \alpha_{12} & \alpha_{13} & \cdot & \cdot & \cdot & \alpha_{1n} \\ \alpha_{21} & 1 & \alpha_{23} & \cdot & \cdot & \cdot & \alpha_{2n} \\ \alpha_{31} & \alpha_{32} & 1 & \cdot & \cdot & \cdot & \alpha_{3n} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \alpha_{n1} & \alpha_{n2} & \alpha_{n3} & \cdot & \cdot & \cdot & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ P_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (9)$$

Al resolver el sistema, la rigidez dinámica vertical para el grupo de pilotes \bar{K}_ν^G será igual a la relación que existe entre la sumatoria de fuerzas verticales actuando sobre cada pilote y el desplazamiento generado, esto es

$$\bar{K}_\nu^G = \frac{\Sigma P_i}{X_G} \quad (10)$$

donde, por definición de función de impedancia, se tiene que

$$X_G = X_1 = X_2 = X_3 = \dots = X_n = 1 \quad (11)$$

De forma similar se construyen sistemas matriciales para el resto de los modos de vibración con objeto de cuantificar la rigidez dinámica del grupo de pilotes. Para pilotes oscilando lateralmente, el factor de interacción α_n depende, además de la frecuencia ω y la distancia S , del ángulo θ que forma la línea virtual que los separa y la dirección de la fuerza horizontal aplicada. Los coeficientes de interacción para cualquier ángulo, incluidos en el sistema, pueden determinarse con suficiente aproximación a partir de los coeficientes de interacción horizontal para los ángulos $\theta = 0^\circ$ y $\theta = 90^\circ$ con las expresiones siguientes

$$\alpha_h(\theta^\circ) \approx \alpha_h(0^\circ) \cos^2 \theta + \alpha_h(90^\circ) \sin^2 \theta \quad (12)$$

$$\alpha_h(0^\circ) \approx \left(\frac{S}{r_0} \right)^{-0.5} e^{-\zeta \omega S / \beta_L} e^{-i \omega S / \beta_L}, \quad \alpha_h(90^\circ) \approx \alpha_\nu \quad (13)$$

donde $\beta_L = 3,4\beta/\pi/(1-\nu)$ es la velocidad análoga de Lysmer.

Por su parte, en el modo de cabeceo no existe interacción alguna entre pilotes debido a la deformación por rotación de cada uno. Tal deformación tiene efecto a pocos diámetros por debajo de la cabeza del pilote y produce una disminución del campo de esfuerzo alrededor del pilote (Figura 6b). Por ello, aún para la separación mínima, los pilotes vecinos se localizan fuera de la zona de influencia de este efecto. Bajo estas condiciones, las deformaciones axiales y rotacionales del pilote q se deben a los generados por su propia carga dinámica y se adicionan las deformaciones axiales generadas por el resto de los pilotes del arreglo. Por tanto, la rigidez dinámica por cabeceo para el grupo de pilotes \tilde{K}_r^G es función de las rigideces dinámicas por cabeceo \tilde{K}_r y vibración vertical \tilde{K}_ν de cada pilote, cuantificándose como:

$$\tilde{K}_r^G = \sum_{i=1}^n (\tilde{K}_r^i + \tilde{K}_\nu^i \varepsilon_i^2) \quad (14)$$

siendo ε la distancia que cada pilote, de los n del arreglo, guarda con respecto al eje principal de rotación de la cimentación en la dirección de análisis.

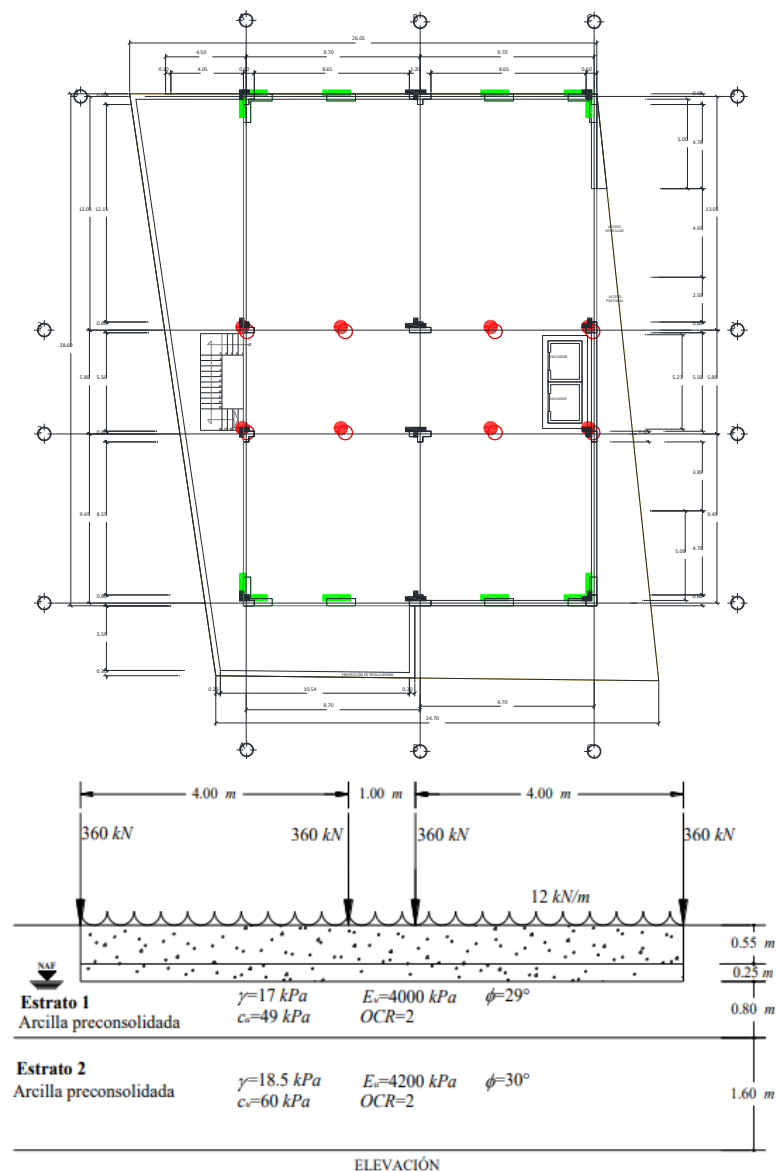
CAPÍTULO 6

EJEMPLO DE APLICACIÓN

6.1 DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA LOSA DE CIMENTACION.

En las siguientes páginas se presenta el diseño geotécnico de una losa de cimentación desplantada sobre arcillas consolidadas. En la figura 5.1 se muestran las dimensiones, así como las propiedades de la misma y de los estratos de suelo subyacente.

En este capítulo se lleva a cabo la revisión por capacidad de carga, cálculo de asentamientos 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 que permitan su diseño estructural.



6.2 ESTADOS LÍMITE DE FALLA Y DE SERVICIO

6.2.1 Revisión por Capacidad de Carga

Primeramente, es necesario revisar la capacidad de carga del suelo de cimentación, para ello se aplicarán las expresiones referentes a suelos cohesivos totalmente saturados, mencionadas en el capítulo 2. En la tabla 5.1 se muestran los datos del problema.

Se debe verificar que:

$$q_{ult} \leq q_R \quad (2.14)$$

Tabla 5.1. Datos del problema

Datos			
Datos del suelo			
Estrato 1		Estrato 2	
$h_1 =$	0.800 m	$h_2 =$	1.600 m
$\gamma_1 =$	17.00 KN/m ³	$\gamma_2 =$	18.50 KN/m ³
$c_{u1} =$	49.00 kPa	$c_{u2} =$	60.00 kPa
$A_{u1} =$	192.00	$A_{u2} =$	208.00
$As'_1 =$	78.00	$As'_2 =$	86.00
$A_{ske1} =$	0.3300	$A_{ske2} =$	0.3300
$C_{v1} =$	0.00082 cm ² /s	$C_{v2} =$	0.00078 cm ² /s
$F_{C1} =$	1.100	$F_{C2} =$	1.100
Prof. de empotramiento, $D =$		0.800 m	
Dimensiones de la zapata			
Losa de la zapata		Dado de la zapata	
$B =$	1.500 m	$b =$	0.300 m
$L =$	9.000 m	$l =$	9.000 m
$h =$	0.250 m	$h_d =$	0.550 m
$\gamma_c =$	24.000 KN/m ³	$\gamma_c =$	24.000 KN/m ³
$F_c =$	1.400	$F_c =$	1.400
Cargas			
$P_1 =$	360.00 KN	$P_{3,4} =$	360.00 KN
$P_2 =$	360.00 KN	$w_1 =$	12.00 KN/m

Para suelos cohesivos totalmente saturados la capacidad de carga última está dada por (ecuación 2.13):

$$q_{ult} = \frac{\Sigma Q F_c}{A}$$

Sustituyendo valores:

$$\begin{aligned} \Sigma Q &= \left[60.00 \times 4 \right] + \left[2.00 \times 9.00 \right] + \left[0.50 \times 0.25 \times 9.00 \times 24.00 \right] + \left[0.30 \times 0.55 \times 9.00 \times 24.00 \right] \\ &+ \left[0.50 - 0.30 \right] \times 0.55 \times 9.00 \times 17.00 = 1440.00 + 108.00 + 81.00 + 35.64 + 100.98 \\ \Sigma Q &= 1765.62 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q = 1765.62 \text{ kN}$$

Por lo que la presión media de contacto (q) será (ecuación 2.10):

$$q = \frac{\Sigma Q}{A} = \frac{1765.62 \text{ kN}}{(5.0 \text{ m} \times 9.00 \text{ m})} = 130.79 \text{ kPa}$$

Ahora, aplicando el factor de carga F_c , la sumatoria de cargas queda:

$$\Sigma Q F_c = (664 \times 1.4) + (100.98 \times 1.1) = 2441.57 \text{ kN}$$

Por lo tanto la capacidad de carga última será:

$$q_{ult} = \frac{2441.57 \text{ kN}}{1.50 \text{ m} \times 9.00 \text{ m}} = 180.86 \text{ kPa}$$

En suelos cohesivos la capacidad de carga resistente se determina como sigue (ecuación 2.17):

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_R + p_v$$

El suelo de cimentación está conformado por dos estratos, cuyas propiedades varían como se puede apreciar en la figura 5.1; por tal razón es necesario determinar un promedio ponderado de la cohesión (c_{um}) para el cálculo de la capacidad de carga resistente q_R .

Consideramos que la profundidad de influencia de la zapata es $I_z = 0.7 B = 0.7 (1.50) = 1.05 \text{ m}$, por lo que c_{um} queda:

$$c_{um} = \frac{(1 \times c_{u1}) + (z - h_1) \times c_{u2}}{I_z} = \frac{(0.80 \times 49) + (0.05 - 0.80) \times 0}{1.05} = 51.62 \text{ kPa}$$

Donde I_z es la profundidad de influencia de la zapata.

El factor de forma, tomando en cuenta la profundidad de empotramiento será (ecuación 2.18):

$$f_c = 1 = 0.25 \left(\frac{1.50}{9.00} \right) = 0.25 \left(\frac{0.80}{1.50} \right) = 1.175$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2.17. Para este caso el factor de reducción es $F_R = 0.55$.

$$q_R = 5.14 \times 51.62 \times 1.175 \times 0.55 + (0.80 \times 17.00) = 185.07 \text{ kPa}$$

Estableciendo la desigualdad 2.14:

$$\sigma_{ult} = 180.86 \text{ kPa} < \sigma_R = 185.07 \text{ kPa} \text{ Por lo tanto cumple}$$

6.2.2 Cálculo de Asentamientos

Para la revisión de los estados límite de servicio utilizaremos la Ley de Hooke, realizando un análisis tanto del asentamiento inmediato, así como del asentamiento diferido debido a consolidación primaria. De acuerdo con el RCDF (2017), el asentamiento permisible en la zona II del Distrito Federal es de 15 cm. (alegóricamente con el de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez a falta de un reglamento propio)

6.2.2.1 Asentamiento Inmediato.

Para el cálculo del asentamiento inmediato empleamos la Ley de Hooke (ecuación 2.20):

$$\delta_u = \left[\frac{\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)}{E_u} \right] z_0$$

Estrato 1

Para este ejemplo, se ha obtenido de una prueba triaxial UU, $E_u = 4000 \text{ kPa}$

Con base en la figura 5.2 se calculan los incrementos de esfuerzo normales, a la mitad del estrato 1, al centro de la zapata (ecuaciones 2.21, 2.22 y 2.23). En la tabla 5.2 se muestran las dimensiones del rectángulo cargado empleado para el cálculo de dichos esfuerzos normales. Para condiciones a corto plazo se toma $\nu = 0.50$, correspondiente a un medio incompresible.

Tabla 5.2. Dimensiones del rectángulo cargado para el cálculo de los incrementos de esfuerzos en el estrato 1

Datos	
$x = 4.50 \text{ m}$	$q = 130.79 \text{ kPa}$
$y = 0.75 \text{ m}$	$\nu = 0.50$
$z = 0.40 \text{ m}$	$A = 4.58 \text{ m}^2$

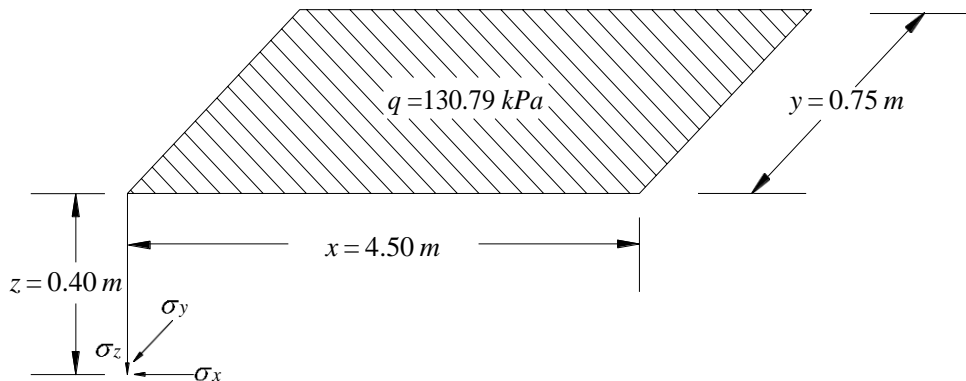


Figura 5.2. Cálculo de esfuerzos normales a la mitad del estrato 1

Se sustituyen valores, y los incrementos de esfuerzo normales quedan (ecuaciones 2.21, 2.22 y 2.23):

Se sustituyen valores, y los incrementos de esfuerzo normales quedan (ecuaciones 2.21, 2.22 y 2.23):

$$\sigma'_{z1} = \frac{130.79}{2\pi} \left\{ \left(\frac{1}{4.50^2 + 0.40^2} + \frac{1}{0.75^2 + 0.40^2} \right) \frac{0.50 \cdot 0.75 \cdot 0.40}{4.58} + \text{ang tan} \left(\frac{0.50 \cdot 0.75}{0.40 \cdot 0.58} \right) \right\}$$

$$\sigma'_{z1} = 31.14 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{z1} = 124.56 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{x1} = \frac{130.79}{2\pi} \left\{ \frac{\pi}{2} - \frac{0.50 \cdot 0.75 \cdot 0.40}{0.50^2 + 0.40^2 \cdot 0.58} - \text{ang tan} \frac{0.40 \cdot 0.58}{0.50 \cdot 0.75} + \right. \\ \left. + \left[-2 \cdot 0.50 \right] \left[\text{ang tan} \left(\frac{0.75}{4.50} \right) - \text{ang tan} \left(\frac{0.75 \cdot 0.58}{0.50 \cdot 0.40} \right) \right] \right\}$$

$$\sigma'_{x1} = 22.05 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{x1} = 88.18 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{y1} = \frac{130.79}{2\pi} \left\{ \frac{\pi}{2} - \frac{0.50 \cdot 0.75 \cdot 0.40}{0.75^2 + 0.40^2 \cdot 0.58} - \text{ang tan} \frac{0.40 \cdot 0.58}{0.50 \cdot 0.75} + \right. \\ \left. + \left[-2 \cdot 0.50 \right] \left[\text{ang tan} \left(\frac{4.50}{0.75} \right) - \text{ang tan} \left(\frac{0.50 \cdot 0.58}{0.75 \cdot 0.40} \right) \right] \right\}$$

$$\sigma'_{y1} = 13.85 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{y1} = 55.41 \text{ kPa}$$

Una vez obtenidos los valores de los incrementos de esfuerzo, sustituimos valores en la expresión (2.20) para calcular el asentamiento inmediato del estrato 1.

$$\delta_{u1} = \left[\frac{124.56 - 0.50(8.18 + 55.41)}{4000} \right] (0.80) = 0.01055 \text{ m}$$

$$\delta_{u1} = 1.055 \text{ cm}$$

Estrato 2

Se procede de manera similar para la obtención del asentamiento inmediato del estrato 2 (figura 5.3). Los incrementos de esfuerzo a la mitad del estrato 2, a una profundidad de 1.60 m se obtienen de acuerdo con la tabla 5.3.

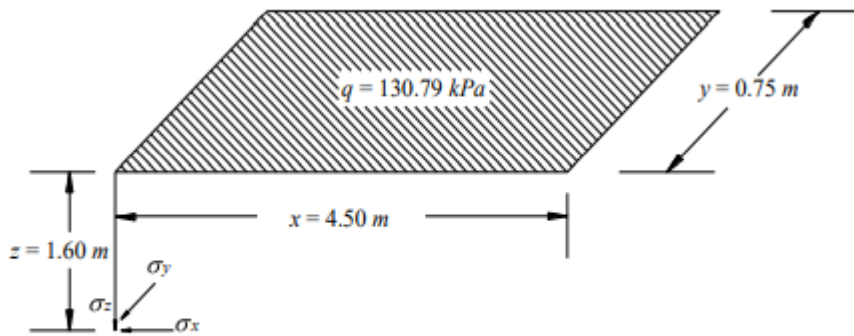


Figura 5.3. Cálculo de esfuerzos normales a la mitad del estrato 2

Tabla 5.3. Dimensiones del rectángulo cargado para el cálculo de los incrementos de esfuerzo en el estrato 2

Datos			
$x =$	4.50	m	$q = 130.79$
$y =$	0.75	m	$\nu = 0.50$
$z =$	1.60	m	$A = 4.83$
			m

Sustituyendo valores en las expresiones 2.21, 2.22 y 2.23, los incrementos de esfuerzo quedan:

$$\sigma'_{z2} = \frac{130.79}{2\pi} \left\{ \left(\frac{1}{4.50^2 + 1.60^2} + \frac{1}{0.75^2 + 1.60^2} \right) \frac{4.50 \cdot 0.75 \cdot 1.60}{4.83} + \text{ang tan} \left(\frac{4.50 \cdot 0.75}{1.60 \cdot 4.83} \right) \right\}$$

$$\sigma'_{z2} = 17.03 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{z2} = 68.12 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{x2} = \frac{130.79}{2\pi} \left\{ \frac{\pi}{2} \frac{4.50 \cdot 0.75 \cdot 1.60}{(4.50^2 + 1.60^2) \cdot 4.83} - \text{ang tan} \frac{1.60 \cdot 4.83}{4.50 \cdot 0.75} + \left[-2 \cdot 4.50 \left[\text{ang tan} \left(\frac{0.75}{4.50} \right) - \text{ang tan} \left(\frac{0.75 \cdot 4.83}{4.50 \cdot 1.60} \right) \right] \right] \right\}$$

$$\sigma'_{x2} = 7.54 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{x2} = 30.18 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{y2} = \frac{130.79}{2\pi} \left\{ \frac{\pi}{2} \frac{4.50 \cdot 0.75 \cdot 1.60}{(0.75^2 + 1.60^2) \cdot 4.83} - \text{ang tan} \frac{1.60 \cdot 4.83}{4.50 \cdot 0.75} + \left[-2 \cdot 4.50 \left[\text{ang tan} \left(\frac{4.50}{0.75} \right) - \text{ang tan} \left(\frac{4.50 \cdot 4.83}{0.75 \cdot 1.60} \right) \right] \right] \right\}$$

$$\sigma'_{y2} = 1.12 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{y2} = 4.47 \text{ kPa}$$

Una vez obtenidos los valores de los incrementos de esfuerzo, sustituimos valores en la expresión (2.20) para calcular el asentamiento inmediato del estrato 2. Para este ejemplo, se ha obtenido de una prueba triaxial UU, $E_u = 4200$ kPa

$$\delta_{u2} = \left[\frac{68.12 - 0.50(0.18 + 4.47)}{4200} \right] (60) = 0.01935 \text{ m}$$

$$\delta_{u2} = 1.935 \text{ cm}$$

6.2.2.2 Asentamiento Diferido

El cálculo del asentamiento diferido se lleva a cabo tomando en cuenta solamente el efecto de la consolidación primaria. De acuerdo con Skempton y Bjerrum, en arcillas preconsolidadas, se debe hacer una corrección en el cálculo de asentamientos a largo plazo, quedando la Ley de Hooke como sigue (ecuación 2.51):

$$\delta_p = \mu \left(\frac{1}{E_s'} \right) \sigma_z \Delta z_0$$

Estrato 1

Primeramente volvemos a calcular la relación de Poisson (ecuación 2.58) y por consecuente los nuevos incrementos de esfuerzo a la mitad del estrato 1, a 0.40 m de profundidad (figura 5.2):

$$\sigma = \frac{K_0}{1 + K_0} = \frac{0.7210}{1 + 0.7210} = 0.4189$$

Por lo que, los incrementos de esfuerzo normales (ecuaciones 2.21, 2.22 y 2.23) quedan:

$$\sigma_{z1} = 124.56 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{x1} = 75.72 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{y1} = 53.38 \text{ kPa}$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2.55:

$$\mu = \frac{0.33(24.56 + 75.72 + 53.38)}{124.56} = 0.6720 < 1$$

Ahora determinamos p_{ve0} (ecuación 2.32):

$$p_{ve0} = p_{cie} + p_{v0}'$$

Pero como $p_{cie} = 0$, entonces:

$$p_{ve0} = p_{v0}' = (0.80)(7.00) + (0.40)(7.00 - 9.81) = 16.476 \text{ kPa}$$

Sustituyendo valores en la expresión 2.56, el módulo E_s' queda:

$$E_s' = 78 \left(16.476 + \frac{124.56}{2} \right) = 6142.86 \text{ kPa}$$

Por lo que:

$$\delta_{p2} = 0.6720 \left(\frac{1}{6142.86} \right) (24.56 \cdot 0.80) = 0.01090 \text{ m}$$

A continuación se verifica si ya se ha completado la consolidación primaria (ecuación A.14):

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

Considerando una vida útil de $t = 50 \text{ años} = 50(365.25) (24) (60) (60) = 1577880000 \text{ s}$, sustituyendo valores:

$$T = \frac{0.00082 (1577880000)}{60^2} = 202.16 > 2$$

Por lo tanto ya se ha completado la consolidación primaria, y

$$\delta_{50 \text{ años}} = \delta_{p2} = 0.01090 \text{ m} = 1.09 \text{ cm}$$

Estrato 2

Para el cálculo del asentamiento diferido del estrato 2 se procede en forma similar, es decir:

Primeramente volvemos a calcular la relación de Poisson (ecuación 2.58) y por consiguiente los nuevos incrementos de esfuerzo a la mitad del estrato 2, a la profundidad de 1.60 m (ver figura 5.3):

$$\nu = \frac{0.7071}{1+0.7071} = 0.4142$$

Los incrementos de esfuerzo (ecuaciones 2.21, 2.22 y 2.23) quedan:

$$\sigma_{z2} = 68.12 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{x2} = 25.87 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{y2} = 2.899 \text{ kPa}$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2.55:

$$\mu = \frac{0.33 (68.12 + 25.87 + 2.899)}{68.12} = 0.4694 < 1$$

Ahora determinamos p_{veo} (ecuación 2.32):

$$p_{ve0} = p_{cie} + p_{v0}'$$

Pero como $p_{cie} = 0$, entonces:

$$p_{ve0} = p_{v0}' = \left(\frac{0.80}{17.00} + \frac{0.80}{17.00} - \frac{9.81}{17.00} \right) + \left(\frac{0.80}{18.50} + \frac{9.81}{18.50} - \frac{26.304}{18.50} \right) kPa$$

Sustituyendo valores en la expresión 2.56 el módulo E_s' queda:

$$E_s' = 86 \left(26.304 + \frac{68.12}{2} \right) = 5191.304 kPa$$

El asentamiento diferido del estrato 2 será:

$$\delta_{p2} = 0.4694 \left(\frac{1}{5191.304} \right) (68.12) (60) = 0.009855 m$$

A continuación se verifica si ya se ha completado la consolidación primaria (ecuación A.14):

$$T = \frac{0.00078 (577880000)}{(60)^2} = 48.08 > 2$$

Por lo tanto, ya se ha completado la consolidación primaria, y

$$\delta_{50 \text{ años}} = \delta_{p2} = 0.009855 m = 0.9855 cm$$

Por lo que el asentamiento total diferido a 50 años será:

$$\delta_{50 \text{ años T}} = 1.09 + 0.9855 = 2.076 cm$$

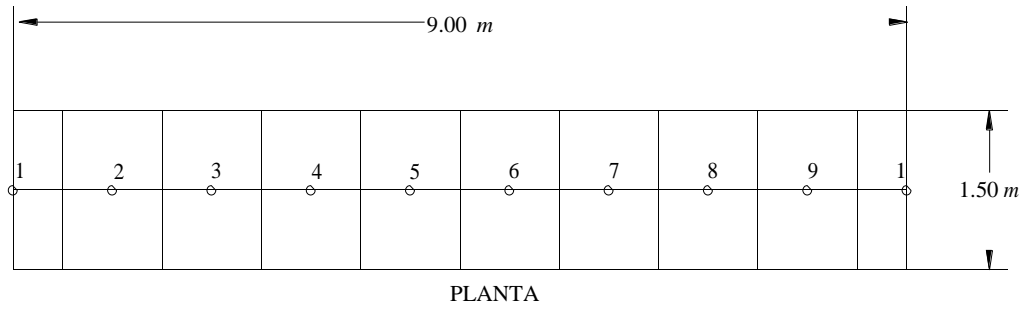
El asentamiento total es la suma del asentamiento inmediato más el diferido, es decir:

$$\delta_T = 2.99 + 2.076 = 5.066 cm < 15 cm \quad \text{Por lo tanto cumple.}$$

6.3 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Una vez que hemos revisado los estados límite de falla y de servicio procedemos al análisis de interacción suelo-estructura; dicho análisis se realizará con el método directo (Deméneghi, 1996) explicado en el capítulo 4.

La precisión en los cálculos dependerá de que tan minucioso se lleve a cabo el análisis, es por ello que, para este ejemplo se ha dividido la zapata corrida de 9 metros de longitud, en segmentos de 1 metro. A cada segmento se le llamará barra de cimentación y cada una estará constituida por dos nudos, uno en cada extremo, en los cuales se calcularán los desplazamientos tanto del suelo como de la estructura de cimentación. En la figura 5.4 se puede apreciar la división de la zapata en barras de cimentación, además se muestran los puntos en el suelo, tanto en el estrato 1 como en el 2, bajo los nudos, en donde serán calculados los asentamientos.



		ELEVACIÓN									
Estrato 1		$\delta_{(1,1)}$	$\delta_{(2,1)}$	$\delta_{(3,1)}$	$\delta_{(4,1)}$	$\delta_{(5,1)}$	$\delta_{(6,1)}$	$\delta_{(7,1)}$	$\delta_{(8,1)}$	$\delta_{(9,1)}$	$\delta_{(10,1)}$
Estrato 2		$\delta_{(1,2)}$	$\delta_{(2,2)}$	$\delta_{(3,2)}$	$\delta_{(4,2)}$	$\delta_{(5,2)}$	$\delta_{(6,2)}$	$\delta_{(7,2)}$	$\delta_{(8,2)}$	$\delta_{(9,2)}$	$\delta_{(10,2)}$

Figura 5.4. División de la zapata en barras de cimentación

6.3.1 Análisis de Interacción Suelo-Estructura a Corto Plazo

A continuación, procedemos con el análisis de interacción estática suelo-estructura a corto plazo. En la figura 5.5 y en la tabla 5.4 se exhiben los grados de libertad del problema.

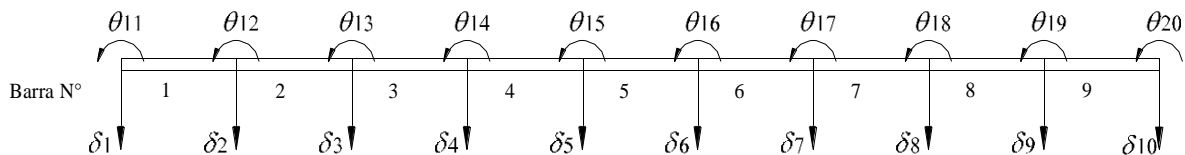


Figura 5.5. Grados de libertad de las barras de cimentación

Tabla 5.4. Grados de libertad de cada una de las barras de cimentación

Barra	θ_p	θ_q	δ_r	δ_s	α	β
1	θ_{11}	θ_{12}	δ_1	δ_2	0	0
2	θ_{12}	θ_{13}	δ_2	δ_3	0	0
3	θ_{13}	θ_{14}	δ_3	δ_4	0	0
4	θ_{14}	θ_{15}	δ_4	δ_5	0	0
5	θ_{15}	θ_{16}	δ_5	δ_6	0	0
6	θ_{16}	θ_{17}	δ_6	δ_7	0	0
7	θ_{17}	θ_{18}	δ_7	δ_8	0	0
8	θ_{18}	θ_{19}	δ_8	δ_9	0	0
9	θ_{19}	θ_{20}	δ_9	δ_{10}	0	0

En la figura 5.6 se muestra el sistema de cargas que actúan sobre la estructura de cimentación.

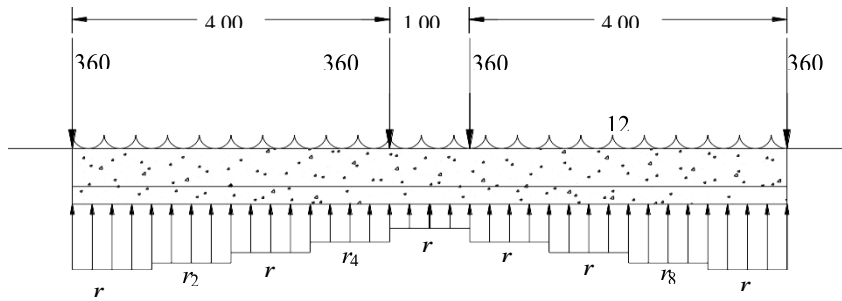


Figura 5.6. Sistema de cargas sobre la estructura de cimentación

Antes de proceder con el análisis de interacción, resulta necesario calcular algunos valores que se requieren para el análisis de interacción, como lo son: el momento de inercia de la sección de la zapata, además del módulo de elasticidad del concreto, y detallar como es que se obtiene la carga distribuida w , que se utilizará en el análisis.

En la figura 5.7 se muestra la sección de la zapata, así como sus dimensiones.

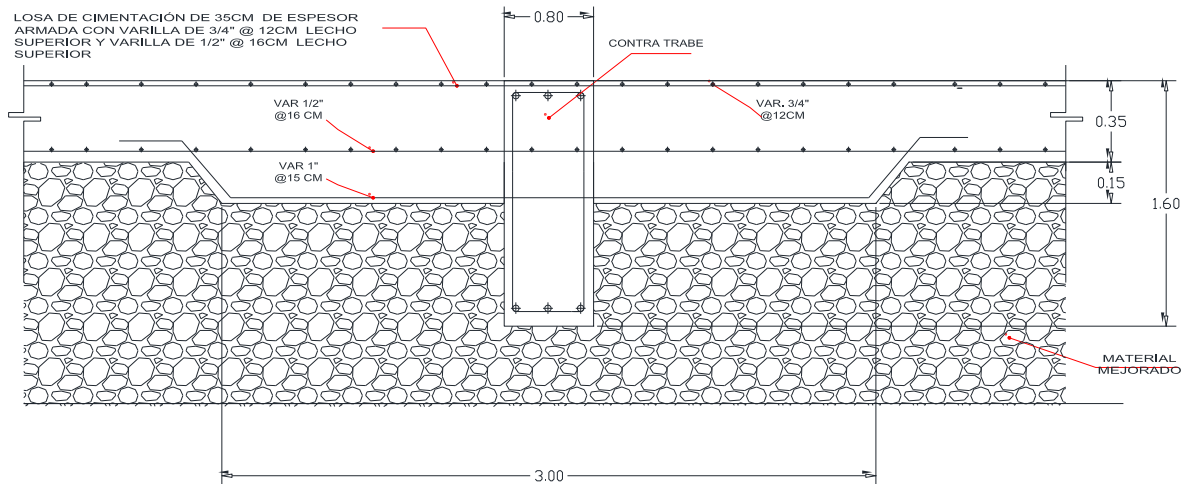


Figura 5.7. Sección de la losa para el cálculo del momento de inercia

Como la zapata (figura 5.7) es una sección compuesta por la trabe y la losa de la zapata, tenemos que descomponer dicha sección en formas geométricas simples, y obtener el momento de inercia (I) de cada sección por separado, el proceso a seguir es el siguiente:

Se escoge un eje de referencia, en este caso será el eje x , y se calcula el centroide x' de la sección compuesta con la siguiente expresión:

$$x' = \frac{\sum A x_c}{\sum A}$$

Donde A es el área de cada sección y x_c es la distancia que hay del eje de referencia (x) al centroide de dicha sección. Sustituyendo valores:

$$x' = \frac{0.25 \times 1.50 \left(\frac{0.25}{2}\right) + 0.55 \times 0.30 \left(0.25 + \frac{0.55}{2}\right)}{0.25 \times 1.50 + 0.55 \times 0.30} = 0.247 \text{ m}$$

Una vez calculado el centroide de la zapata, se aplica el teorema de los ejes paralelos a cada sección de la figura 5.7:

$$I_x = I + A d^2$$

Donde I es el momento de inercia y d es la distancia que hay del centroide de la sección compuesta (zapata), al centroide de cada sección simple. Sustituyendo valores:

$$I_{x1} = \frac{0.50 \times 0.25^3}{12} + 0.25 \times 1.50 \left[0.247 - \left(\frac{0.25}{2}\right)\right]^2 = 0.007555 \text{ m}^4$$

$$I_{x2} = \frac{0.30 \times 0.55^3}{12} + 0.55 \times 0.30 \left[\left(0.25 + \frac{0.55}{2}\right) - 0.247\right]^2 = 0.0168909 \text{ m}^4$$

El momento de inercia de la sección compuesta será la suma de los momentos de inercia de las dos secciones, es decir:

$$I = 0.00755 + 0.0168909 = 0.0244458 \text{ m}^4$$

Por otra parte el módulo de elasticidad del concreto se obtiene con la expresión 4.6:

$$E = 14000 \sqrt{250} = 221359.436 \text{ kg/cm}^2 = 22135943 \text{ kPa}$$

Por último, es necesario considerar dentro de la carga distribuida sobre la barra (WB) $w=12.00$ kN/m, el peso propio de la zapata, además del peso del relleno de suelo. Del análisis de capacidad de carga se tiene que:

$$W_{zapata} = 116.64 \text{ kN}$$

$$W_{relleno} = 100.98 \text{ kN}$$

Por lo que la carga distribuida w que se utilizará será:

$$w = 12.00 + \frac{116.64 + 100.98}{\text{longitud}} = 36.18 \text{ kN/m}$$

Una vez que se tienen claros los datos del suelo y las dimensiones y geometría de la estructura con que se va a trabajar se procede con el llenado del archivo de datos *.txt* conforme a lo señalado en el apartado 4.3.4.

Los datos que se requieren para el análisis de interacción estática suelo-estructura a corto plazo se muestran en la tabla 5.5. En el apartado *C.1* del anexo *C*, se muestra el archivo de datos de entrada con el formato del archivo *.txt*.

Tabla 5.5. Datos requeridos para el análisis de interacción a corto plazo

Columna 1	Columna 2	Columna 3
$N=$ 10	$KE(I)=$ 0	$EU(I, J)=$ 4000
$NG=$ 20	0	4000
$NGEM=$ 30	0	4000
$NBC=$ 9	0	4000
$NB=$ 9	0	4000
$NE=$ 2	0	4000
$NBLE=$ 1	0	4000
$NBI=$ 1	0	4000
$NGLI=$ 1	0	4000
$NXE=$ 9	0	4000
$EB=$ 22135943		
$GB=$ 0	0	4200
$IINB=$ 0.02445	0	4200
$ITBB=$ 0	0	4200
$WB=$ 36.18	0	4200
$LX=$ 9	0	4200
$BY=$ 1.5	0	4200
$P(I)=$ -360	0	4200
0	0	4200
0	0	4200
0	0	4200
-360	$NBL=$ 1	$N=$ 10
-360	$XPI=$ 0	$NE=$ 2
0	$XPF=$ 9	$NBC=$ 9
0	$BP=$ 1.5	$NG=$ 20
0	$ANX=$ 9	$N=$ 10
-360	$NP=$ 1	$NE=$ 2
	$N=$ 10	$N=$ 10
	$NE=$ 2	$NG=$ 20
	$H(J), NU(J)=$ 0.8	
	0.5	
	1.6	
	0.5	

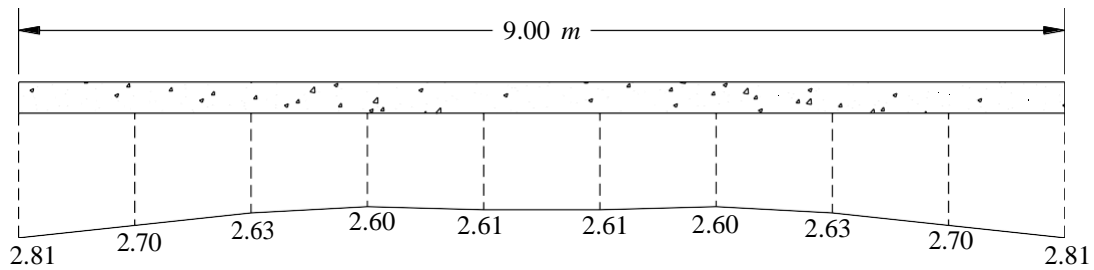
Por cuestión de presentación, la lista de datos a incluir en el archivo de datos de entrada se ha dividido en tres columnas como se muestra en la tabla 5.5. La lista de datos se compone de los datos de la columna 1, seguidos de los datos de la columna 2 y por último los datos de la columna 3. El formato correcto del archivo de datos se puede apreciar en el anexo *C*.

Una vez incluidos los datos guardamos el archivo con extensión *.txt* y ejecutamos el programa *Cciseblx0210.for*, el archivo de resultados del análisis de interacción a corto plazo se muestra en el anexo *C*.

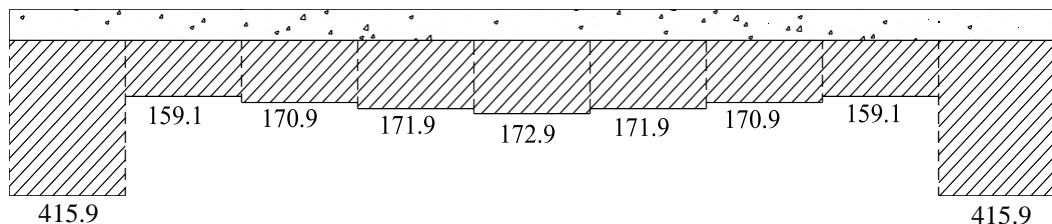
Los desplazamientos y reacciones del suelo en cada nudo, producto del análisis de interacción a corto plazo se muestran en la tabla 5.6 y en la figura 5.8.

Tabla 5.6. Desplazamientos y reacciones del suelo en cada nudo a corto plazo

Desplazamientos (m)		Giros (kN.m)		Reacciones (kN)	
$\delta_1 =$	0.028057	$\theta_{11} =$	0.0011221	$r_1 =$	415.8402
$\delta_2 =$	0.027017	$\theta_{12} =$	0.0008966	$r_2 =$	159.0869
$\delta_3 =$	0.026332	$\theta_{13} =$	0.0004608	$r_3 =$	170.9760
$\delta_4 =$	0.026083	$\theta_{14} =$	0.0000627	$r_4 =$	171.8750
$\delta_5 =$	0.026110	$\theta_{15} =$	-0.0000482	$r_5 =$	172.9228
$\delta_6 =$	0.026111	$\theta_{16} =$	0.0000472	$r_6 =$	172.9262
$\delta_7 =$	0.026085	$\theta_{17} =$	-0.0000637	$r_7 =$	171.8851
$\delta_8 =$	0.026334	$\theta_{18} =$	-0.0004618	$r_8 =$	170.9924
$\delta_9 =$	0.027021	$\theta_{19} =$	-0.0008976	$r_9 =$	159.1071
$\delta_{10} =$	0.028061	$\theta_{20} =$	-0.0011231	$r_{10} =$	415.9087



a) Asentamientos (cm)



b) Reacciones (kN/m)

Figura 5.8. Diagramas de asentamientos y reacciones, revisión a corto plazo

En la tabla 5.7 se muestran los elementos mecánicos obtenidos para cada uno de los nudos de la barra. Como el programa sólo calcula los elementos mecánicos en los nudos de cada barra de cimentación, para dibujar los diagramas resulta necesario calcular los elementos mecánicos con las expresiones 3.37, 3.38, 3.40 y 3.41 a lo largo de toda la barra. Ilustremos el proceso calculando la fuerza cortante y el momento flexionante en la barra 3, en la cual se presentan los momentos negativos más altos (figura 5.9).

Como se puede apreciar en la figura 5.9 la distancia x a la cual requerimos calcular los elementos mecánicos se encuentra entre 0 y $L/2$ por lo que, para el cálculo de V y M empleamos las fórmulas 3.37 y 3.38 respectivamente. Sustituyendo valores:

$$V = -\left(20.19\right) + \left(70.97 - 36.18\right) \cdot 0.30 = 60.63 \text{ kN}$$

$$M = -248.05 - \left(20.19 \cdot 0.30 + 170.97 \cdot 0.30 + 36.18 \left(\frac{0.30^2}{2} \right) \right) = -235.92 \text{ kN.m}$$

Procediendo en forma análoga se calculan los elementos mecánicos en cualquier punto de la barra. En la tabla 5.8 se muestran los elementos mecánicos a lo largo de la barra 3; dichos elementos se han calculado cada 5 cm con la finalidad de obtener diagramas más representativos.

Los elementos mecánicos correspondientes al resto de las barras de cimentación se calculan de forma similar a lo planteado anteriormente. En el anexo E se pueden apreciar las tablas con el cálculo de la fuerza cortante y momento flexionante de cada una de las 9 barras de cimentación.

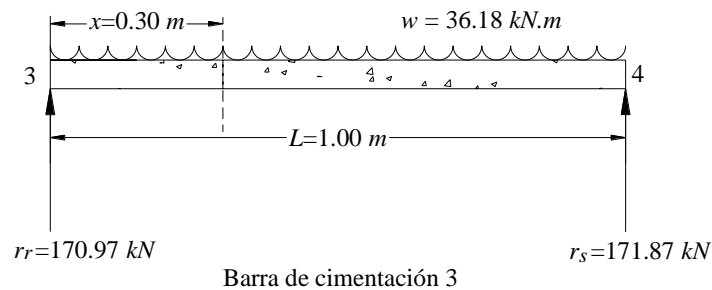


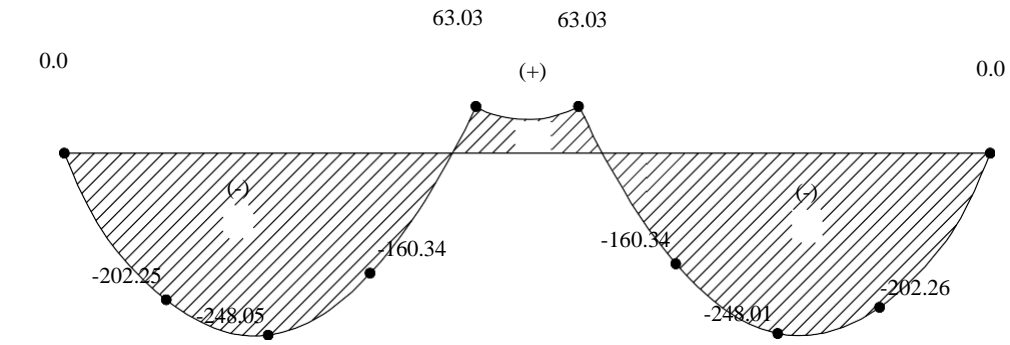
Figura 5.9. Dimensiones y fuerzas actuantes para el cálculo de V y M en la barra 3

Tabla 5.7. Elementos mecánicos en los nodos de cada una de las barras de cimentación

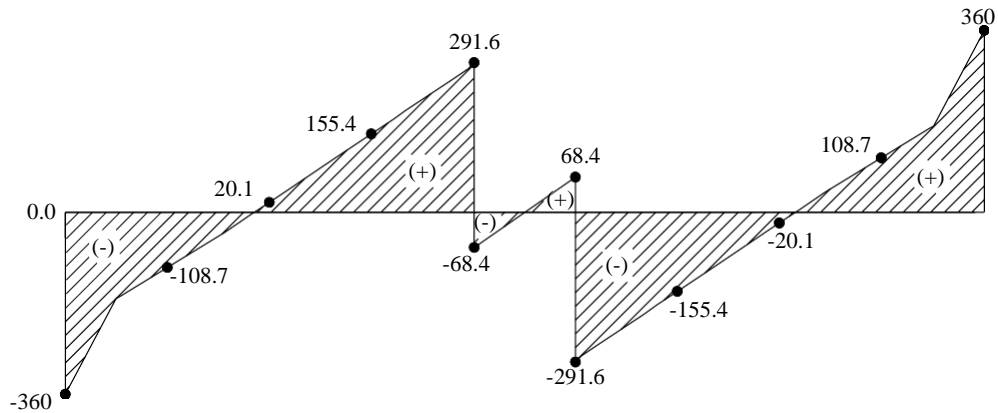
Barra N°	Elementos mecánicos			
	M_p (kN.m)	M_q (kN.m)	V_r (kN)	V_p (kN)
1	0.00	-202.26	360.00	-108.71
2	202.25	-248.04	108.73	20.12
3	248.05	-160.34	-20.19	155.44
4	160.37	63.03	-155.43	291.65
5	-63.03	63.02	68.39	68.36
6	-63.02	-160.35	291.62	-155.39
7	160.34	-248.01	155.41	-20.15
8	247.99	-202.26	20.18	108.68
9	202.24	0.00	-108.68	360.01

Tabla 5.8. Fuerza cortante y momento flexionante a lo largo de la barra 3

Barra 3		
Distancia x (m)	Fuerza cortante (kN)	Momento Flexionante (kN.m)
2.00	20.19	-248.05
2.05	26.93	-246.87
2.10	33.67	-245.35
2.15	40.41	-243.50
2.20	47.15	-241.31
2.25	53.89	-238.78
2.30	60.63	-235.92
2.35	67.37	-232.72
2.40	74.11	-229.18
2.45	80.85	-225.31
2.50	87.59	-221.10
2.55	94.38	-216.55
2.60	101.16	-211.66
2.65	107.95	-206.43
2.70	114.73	-200.87
2.75	121.52	-194.96
2.80	128.30	-188.71
2.85	135.09	-182.13
2.90	141.87	-175.21
2.95	148.66	-167.94
3.00	155.44	-160.34



a) Momento flexionante, $kN.m$



b) Fuerza cortante, kN

Figura 5.10. Diagramas de fuerza cortante y momento flexionante de toda la zapata

En la figura 5.10 se muestran los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante a lo largo de toda la zapata, calculados cada 5 cm.

El programa *Cciseblx0210.for* también calcula los módulos de rigidez del suelo o “constantes del resorte”. En la tabla 5.9 y en la figura 5.11 se aprecian dichas cantidades.

Tabla 5.9. Módulos de reacción del suelo

Nudo	K_v (kN/m)
1	7410.741
2	5888.333
3	6493.206
4	6589.464
5	6622.734
6	6622.728
7	6589.444
8	6493.171
9	5888.277
10	7410.723

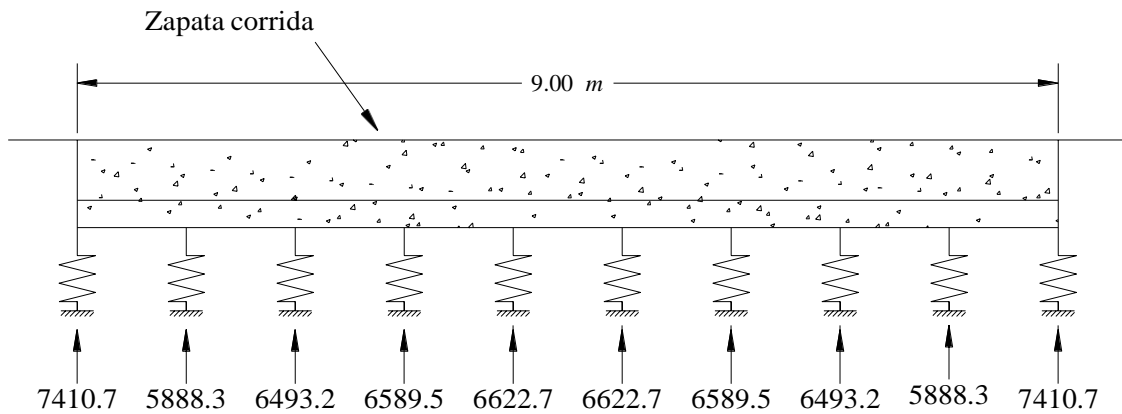


Figura 5.11. Módulos de rigidez del suelo o constante del resorte, en kN/m

Una vez que se ha concluido el cálculo de los elementos mecánicos a lo largo de la barra y se han dibujado los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante se da por concluido el diseño geotécnico de la zapata corrida, a corto plazo; restando el análisis a largo plazo que se desarrollará en el siguiente apartado.

6.3.2 Análisis de Interacción Suelo-Estructura a Largo Plazo

El procedimiento a seguir es similar al que se llevó a cabo para la revisión a corto plazo. Pero como bien se mencionó en el capítulo 4, la interacción suelo-estructura, no es la misma a largo que a corto plazo, por lo que a continuación se mencionan algunos aspectos relevantes a tomar en cuenta.

Para la revisión a largo plazo se debe tomar en cuenta el efecto del tiempo en la estructura, es decir, el módulo de elasticidad del concreto se ve disminuido, por lo que debemos afectar el módulo E como se

menciona en el inciso 4.3.1 de este trabajo, con lo que se obtiene un nuevo módulo de elasticidad del concreto E' , es decir:

$$E' = 0.7E = 0.7 (2135943) = 15495160.53 \text{ kPa}$$

El módulo de elasticidad del suelo E_s , también se verá afectado, por lo que resulta necesario calcular un nuevo módulo de elasticidad E_s para cada estrato del suelo, que tome en cuenta la deformación inmediata y diferida del suelo. De acuerdo con la expresión 4.15.

$$E_s = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z} = \frac{\sigma_z (\Delta z_0)}{\delta_z} \quad (4.15)$$

Del análisis de asentamientos tenemos que:

Para el estrato 1:

$$\sigma_{z1} = 124.56 \text{ kPa}$$

$$\delta_{z1} = 0.01055 + 0.01090 = 0.02145 \text{ m}$$

$$\Delta_{z1} = 0.80 \text{ m}$$

Sustituyendo valores en la ecuación 4.15:

$$E_{s1} = \frac{124.56 (0.80)}{0.02145} = 4644.72 \text{ kPa}$$

De manera análoga, para el estrato 2:

$$\sigma_{z2} = 68.12 \text{ kPa}$$

$$\delta_{z2} = 0.01935 + 0.009855 = 0.029205 \text{ m}$$

$$\Delta_{z2} = 1.60 \text{ m}$$

Sustituyendo valores en la ecuación 4.15:

$$E_{s2} = \frac{68.12 (1.60)}{0.029205} = 3731.9 \text{ kPa}$$

Nota: En este ejemplo solamente se ha considerado el efecto de la consolidación primaria. En caso de que se quisiera tomar en cuenta la consolidación secundaria, resultaría necesario calcular las deformaciones del suelo con la teoría de nuestra preferencia, por ejemplo la teoría de Zeevaert; y posteriormente tomar en cuenta dichas deformaciones en el cálculo de los módulos de elasticidad E_s de cada estrato.

La relación de Poisson se tomará = 0 en esta revisión a largo plazo. El resto de los valores, quedan igual que para la revisión a corto plazo.

Una vez aclarados las consideraciones para el análisis a largo plazo se procede con la revisión. En la tabla 5.10 se muestran los datos necesarios para realizar el análisis.

Tabla 5.10. Datos requeridos para el análisis de interacción a largo plazo

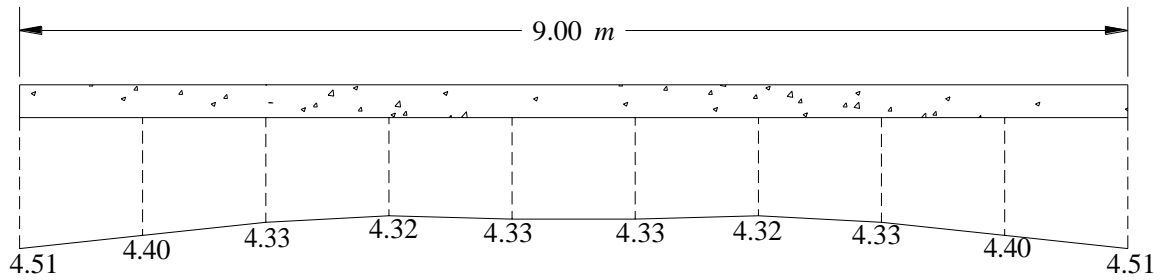
Columna 1	Columna 2	Columna 3
$N= 10$	$KE (I)= 0$	$ES (I, J)= 4644.72$
$NG= 20$	0	4644.72
$NGEM= 30$	0	4644.72
$NBC= 9$	0	4644.72
$NB= 9$	0	4644.72
$NE= 2$	0	4644.72
$NBLE= 1$	0	4644.72
$NBI= 1$	0	4644.72
$NGLI= 1$	0	4644.72
$NXE= 9$	0	4644.72
$EB= 15495160.53$		
$GB= 0$	0	3731.9
$IINB= 0.02445$	0	3731.9
$ITBB= 0$	0	3731.9
$WB= 36.18$	0	3731.9
$LX= 9$	0	3731.9
$BY= 1.5$	0	3731.9
$P (I)= -360$	0	3731.9
0	0	3731.9
0	0	3731.9
0	0	3731.9
-360	$NBL= 1$	$N= 10$
-360	$XPI= 0$	$NE= 2$
0	$XPF= 9$	$NBC= 9$
0	$BP= 1.5$	$NG= 20$
0	$ANX= 9$	$N= 10$
-360	$NP= 1$	$NE= 2$
	$N= 10$	$N= 10$
	$NE= 2$	$NG= 20$
	$H (J), NU(J)= 0.8$	
	0	
	1.6	
	0	

Una vez incluidos los datos guardamos el archivo con extensión *.txt* y, ejecutamos el programa *Cciseblx0210.for*, el archivo de resultados del análisis de interacción suelo-estructura a largo plazo se muestra en el anexo *D*.

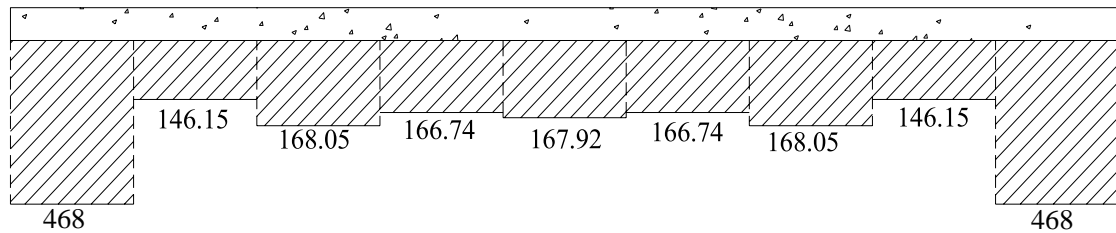
Los desplazamientos y reacciones del suelo en cada nudo, producto del análisis de interacción a largo plazo se muestran en la tabla 5.11 y en la figura 5.12. Como se puede apreciar, la magnitud de los asentamientos se ha incrementado prácticamente al doble de los obtenidos en el análisis a corto plazo.

Tabla 5.11. Desplazamientos y reacciones del suelo en cada nudo a largo plazo

Desplazamientos (m)		Giros (kN.m)		Reacciones (kN)	
$\delta_1 =$	0.045132	$\theta_{11} =$	0.0012348	$r_1 =$	468.0025
$\delta_2 =$	0.044010	$\theta_{12} =$	0.0009319	$r_2 =$	146.1516
$\delta_3 =$	0.043348	$\theta_{13} =$	0.0003774	$r_3 =$	168.0533
$\delta_4 =$	0.043227	$\theta_{14} =$	0.0000920	$r_4 =$	166.7431
$\delta_5 =$	0.043389	$\theta_{15} =$	-0.0001312	$r_5 =$	167.9187
$\delta_6 =$	0.043389	$\theta_{16} =$	0.0001309	$r_6 =$	167.9193
$\delta_7 =$	0.043228	$\theta_{17} =$	0.0000917	$r_7 =$	166.7449
$\delta_8 =$	0.043349	$\theta_{18} =$	-0.0003777	$r_8 =$	168.0562
$\delta_9 =$	0.044011	$\theta_{19} =$	-0.0009321	$r_9 =$	146.1546
$\delta_{10} =$	0.045133	$\theta_{20} =$	-0.0012350	$r_{10} =$	468.0145



a) Asentamientos (cm)



b) Reacciones (kN/m)

Figura 5.12. Diagramas de asentamientos y reacciones, revisión a largo plazo

En la tabla 5.12 se muestran los elementos mecánicos obtenidos para cada uno de los nudos de la barra. Como el programa sólo calcula los elementos mecánicos en los nudos de cada barra de cimentación, para dibujar los diagramas resulta necesario calcular los elementos mecánicos con las expresiones 3.37, 3.38, 3.40 y 3.41 a lo largo de toda la barra. Ilustremos el proceso calculando la fuerza cortante y el momento flexionante en la barra 5, donde se presentan los momentos positivos más altos, a 30 cm del nodo 5 (figura 5.13).

Como se puede apreciar en la figura 5.13, la distancia x a la cual requerimos calcular los elementos mecánicos se encuentra entre 0 y $L/2$, por lo que para el cálculo de V y M empleamos las fórmulas 3.37 y 3.38 respectivamente. Sustituyendo valores:

$$V = -65.81 + 67.92 - 36.18 \cdot 0.30 = -26.28 \text{ kN}$$

$$M = -110.25 - \left(65.81 \cdot 0.30 + 167.92 \cdot 0.30 + 36.18 \left(\frac{0.30^2}{2} \right) \right) = -167.92 \text{ kN.m}$$

Procediendo en forma análoga se calculan los elementos mecánicos en cualquier punto de la barra. En la tabla 5.13 se muestran los elementos mecánicos a lo largo de la barra 5; dichos elementos se han calculado cada 5 cm con la finalidad de obtener diagramas más representativos.

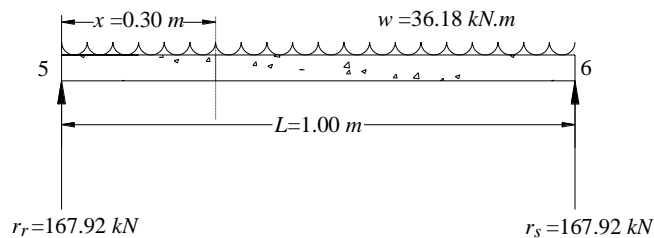


Figura 5.13. Dimensiones y fuerzas actuantes para el cálculo de V y M en la barra 1

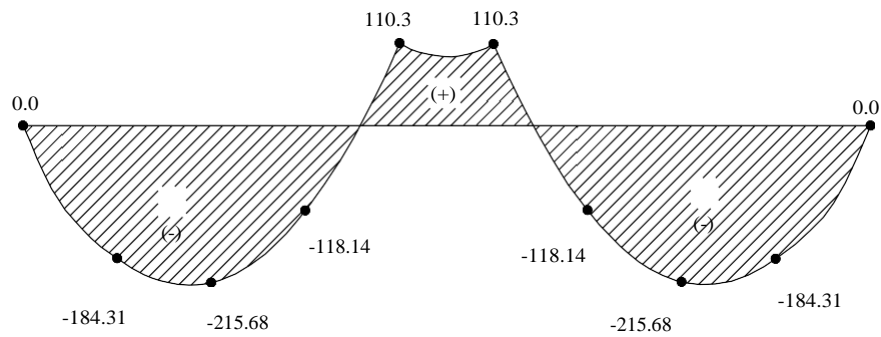
Los elementos mecánicos correspondientes al resto de las barras de cimentación se calculan de forma similar a lo planteado anteriormente. En el anexo E se pueden apreciar las tablas con el cálculo de la fuerza cortante y momento flexionante de cada una de las 9 barras de cimentación, resultantes del análisis a largo plazo.

Tabla 5.12. Elementos mecánicos en cada una de la barras de cimentación, largo plazo

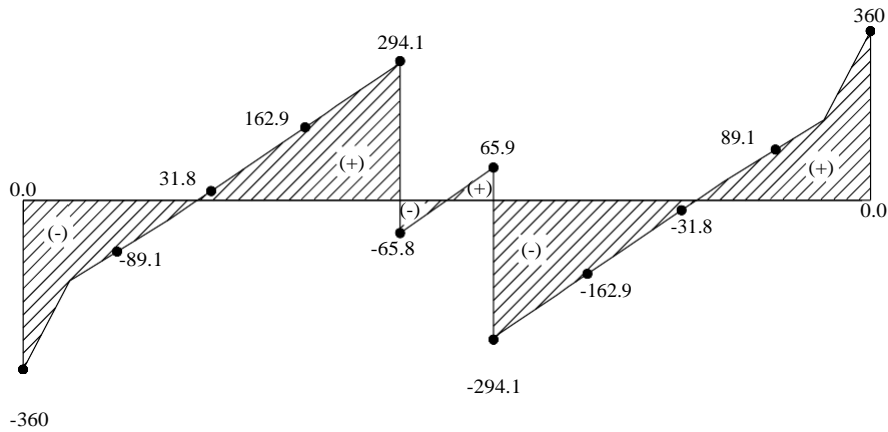
Barra N°	Elementos mecánicos			
	M_p (kN.m)	M_q (kN.m)	V_r kN	V_p kN
1	0.00	-184.31	359.99	-89.09
2	184.33	-215.68	89.08	31.85
3	215.69	-118.14	-31.77	162.99
4	118.11	110.27	-162.95	294.10
5	-110.25	110.31	65.81	65.93
6	-110.29	-118.12	294.14	-162.99
7	118.12	-215.67	162.99	-31.77
8	215.67	-184.31	31.85	89.08
9	184.30	-0.01	-89.08	359.98

Tabla 5.13. Fuerza cortante y momento flexionante a lo largo de la barra 5

Barra 5		
Distancia x (m)	Fuerza cortante (kN)	Momento Flexionante (kN.m)
4.00	-65.81	110.25
4.05	-59.23	107.13
4.10	-52.64	104.33
4.15	-46.05	101.86
4.20	-39.46	99.73
4.25	-32.88	97.92
4.30	-26.29	96.44
4.35	-19.70	95.29
4.40	-13.12	94.47
4.45	-6.53	93.98
4.50	0.06	93.82
4.55	6.64	93.98
4.60	13.23	94.48
4.65	19.82	95.31
4.70	26.40	96.46
4.75	32.99	97.95
4.80	39.58	99.76
4.85	46.17	101.90
4.90	52.75	104.38
4.95	59.34	107.18
5.00	65.93	110.31



a) Momento flexionante, kN.m



b) Fuerza cortante, kN

Figura 5.14. Diagramas de fuerza cortante y momento flexionante, largo plazo ⁷²

En la figura 5.14 se muestran los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante a lo largo de toda la zapata, calculados cada 5 cm.

El programa *Cciseblx0210.for* también calcula los módulos de rigidez del suelo o “constantes del resorte”. En la tabla 5.14 y en la figura 5.15 se aprecian dichas cantidades.

Tabla 5.14. Módulos de reacción del suelo

Nudo	K_v (kN/m)
1	5184.831
2	3320.857
3	3876.798
4	3857.362
5	3870.068
6	3870.068
7	3857.364
8	3876.801
9	3320.855
10	5184.836

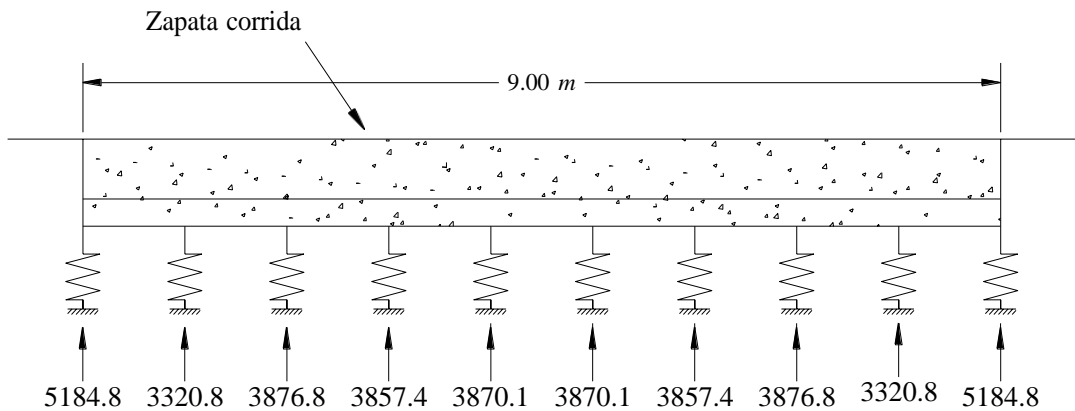


Figura 5.15. Módulo de rigidez del suelo o constante del resorte, en kN/m, revisión a largo plazo

Una vez que se ha concluido el cálculo de los elementos mecánicos a lo largo de la barra y se han dibujado los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante se da por concluido el análisis de interacción de la zapata corrida, a largo plazo.

De las figuras 5.10 y 5.14 se puede apreciar que los momentos flexionantes máximos positivos se producen en la revisión a largo plazo, mientras que los máximos negativos tienen lugar a corto plazo. Esta situación es importante, ya que para el diseño estructural es necesario conocer los elementos mecánicos máximos, por lo que dicho diseño se llevaría a cabo utilizando la envolvente de los elementos mecánicos.

Otro aspecto interesante que se puede apreciar al comparar las figuras 5.11 y 5.15 es que, la rigidez del suelo disminuye con el tiempo.

6.4 Interacción Dinámica Suelo Estructura

6.4.1 Análisis Dinámico (Cargas sísmicas con base rígida)

Se obtuvieron valores característicos de respuesta de ondas en el lugar mediante un estudio geofísico con aerograma, la técnica que se utilizó para estimar el efecto de sitio fue, el registro de microtemores para determinar la razón espectral dividiendo la componente horizontal y la vertical de un mismo registro (técnica de Nakamura 1989). Lermo y Chávez-García (1994) compararon la razón espectral obtenida del registro de microtemores contra la razón espectral estándar obtenida del registro de sismos, y concluyeron que existe una gran similitud del periodo dominante (T_0) para sedimentos sujetos a amplificación dinámica en un intervalo de frecuencias entre 0.3 y 10 Hz. En este trabajo se utilizaron métodos empíricos para evaluar el efecto de sitio mediante el registro de microtemores. El monitoreo sísmico se desarrolló con sismógrafos de banda ancha marca “Guralp Systems”, para garantizar el efecto de sitio en bajas y altas frecuencias. Es necesario comentar que, el criterio para establecer el tiempo mínimo de registro de los microtemores es un tema que aún falta por estudiar. Sin embargo, Sánchez-Sesma et al., (2011), analizaron registros de microtemores en el lago de Texcoco considerando tiempos de registro de 3 y 6 horas sin observar variación importante en sus resultados. Por lo anterior, en este trabajo se realizaron pruebas para determinar el tiempo mínimo de registro, efectuando el cálculo de las razones espectrales para 3 y 6 horas; se observó que, los resultados no presentaron variaciones importantes, por lo que se estableció como mínimo 3 horas de registro. El registro (P1) se realizó en el centro del predio. Cabe mencionar que, las direcciones de los sensores fueron orientadas hacia el norte geográfico.

Cocientes espectrales.

Como se mencionó anteriormente, la adquisición de los datos se realizó con sismómetros de banda ancha marca Guralp, las señales se digitaron con un intervalo de 0.01 s (cada muestra se grabó en 24 bits). La curva de magnificación de este sistema es plana entre 0.032 y 80 Hz; con este sistema se obtuvieron registros en los puntos estratégicos mencionados en el capítulo 2. En cada punto se registraron ventanas y los datos registrados se transfirieron a una computadora portátil para su análisis (ver figura 3.1). Para no afectar la estacionariedad de las señales, se visualizaron las trazas y se seleccionaron los segmentos de registro que no estén contaminados por transitorios de corta duración (vehículos y peatones en la proximidad del instrumento).

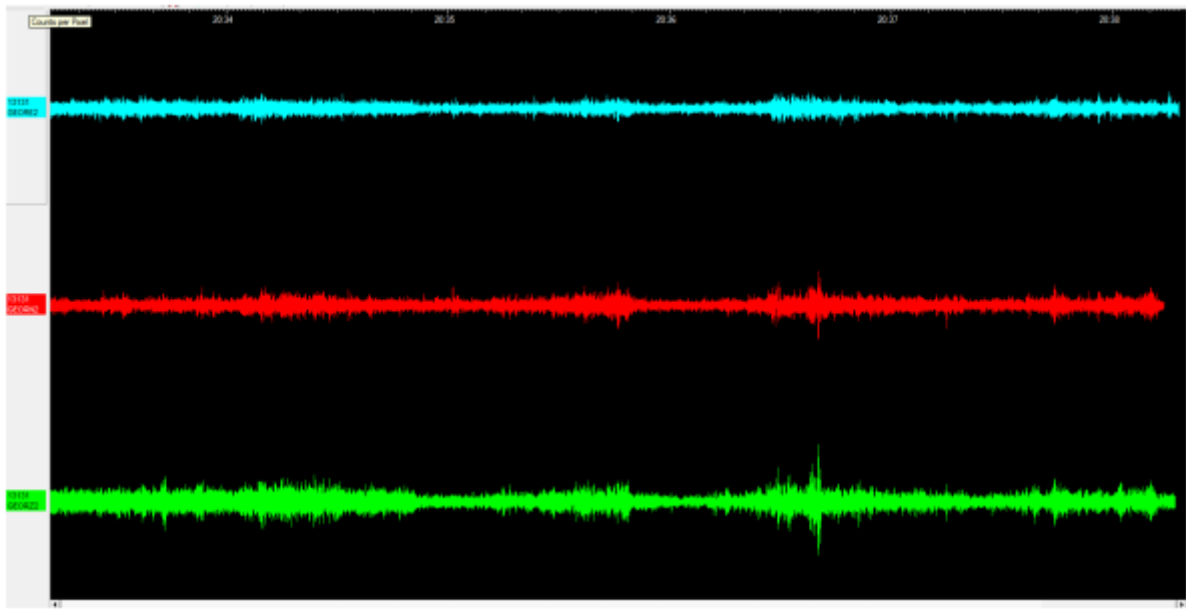
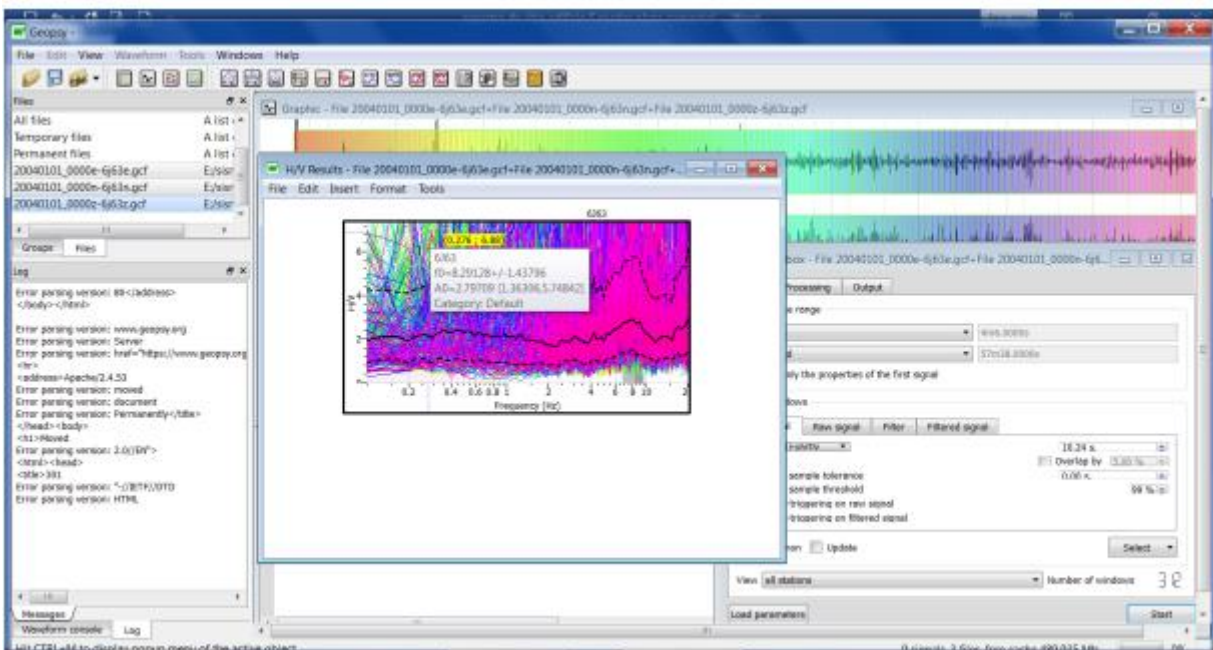


Figura 3.1. Componentes E, N y Z del registro de microtemores.

El proceso de las señales para estimar el cociente espectral HVNR se basó en filtrar la señal de 0.1 a 10 [Hz], utilizando el fitro Butterworth con cuatro polos, posteriormente el programa generó ventanas de 81.92 segundos a lo largo de la señal. Para cada una de estas ventanas se obtuvo el espectro de Fourier de las tres componentes de la señal y se realizó el cociente de los espectros de Fourier de las componentes horizontales con la vertical (no se consideró suavizado).

Por último, se obtuvo el promedio de todos los cocientes de ambas componentes y se generó la razón espectral, tal y como se observa en la figura 3.2, en la cual podemos observar con línea punteada los valores máximos y mínimos del procesamiento de las ventanas de tiempo, así como la línea continua de color azul que corresponde al promedio de estos.

La línea continua de color azul indica las razones espectrales obtenidas para una o varias ventanas en las dos componentes de movimiento (NS y EW). En la gráfica 3.2 se presentan las frecuencias dominantes y su amplificación relativa obtenida de las razones espectrales, estos valores muestran similitud en los periodos de vibrar de 0.13 s y una amplificación relativa máxima de 3 veces.



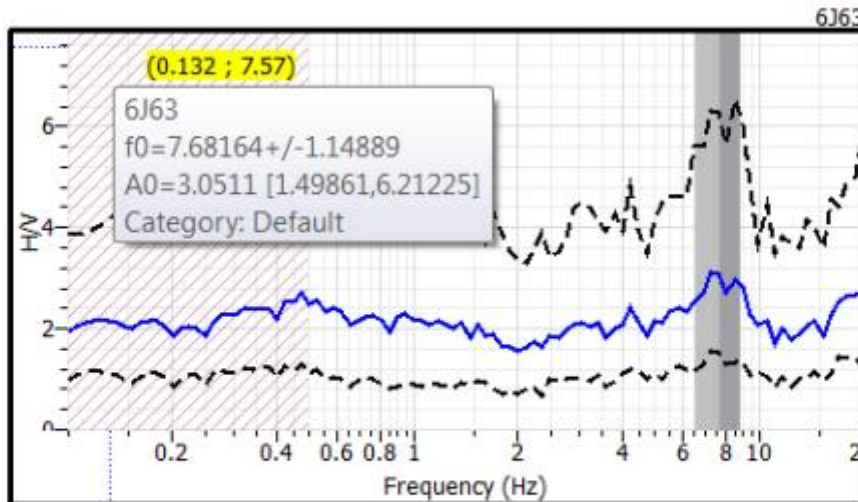


Figura 3.2. Razón espectral obtenida para las componentes horizontales de los sitios en que se registró ruido ambiental (P1).

En la tabla 3.1 se presentan la clave de registro de microtremores, periodo fundamental del suelo y la amplificación de las razones espectrales obtenidas.

Tabla 3.1. Registro de vibración ambiental

PUNTO	PERIODO	AMPLITUD
P1microtremores	0.13 s	3

Sismicidad y peligro sísmico.

Para la realización de los espectros de diseño se tomaron las siguientes consideraciones:

1. La construcción del espectro de diseño se inició con un parámetro relacionado con el peligro sísmico, que fue la aceleración máxima en terreno rocoso, y se continuó con factores que toman en cuenta las condiciones del terreno.
2. Las aceleraciones máximas en roca están asociadas a coeficientes de diseño que son óptimos para el estado límite de colapso de estructuras del Grupo B y corresponden a periodos de retorno que varían espacialmente en forma continua.

La construcción del espectro de diseño se realizó de la siguiente manera.

1. Se suministra el espectro de diseño para el estado límite de servicio, el cual no está afectado por la no linealidad del suelo.
2. Se proporcionan aceleraciones para nivel de importancia estructural convencional (B).
3. Se determinó la aceleración máxima en roca localizando el sitio en el programa de cómputo PRODISIS e indicando la importancia estructural (estructuras del grupo B).
4. Se caracterizó el terreno de cimentación mediante el periodo dominante del terreno y la velocidad de propagación de ondas de corte.
5. Se calculó la aceleración máxima en el suelo con la aceleración máxima en roca, el factor de sitio y el factor no lineal.

6. Se calculó el coeficiente sísmico con la aceleración máxima del suelo y el factor de respuesta.
7. Se determinaron los límites de la meseta espectral con el periodo dominante del terreno y el factor de velocidad.

Se realizaron cálculos de historias de aceleración en superficie, generando acelerogramas sintéticos (Figura 4.1), de los cuales se obtienen los espectros de Fourier y se determinan los espectros de respuesta.

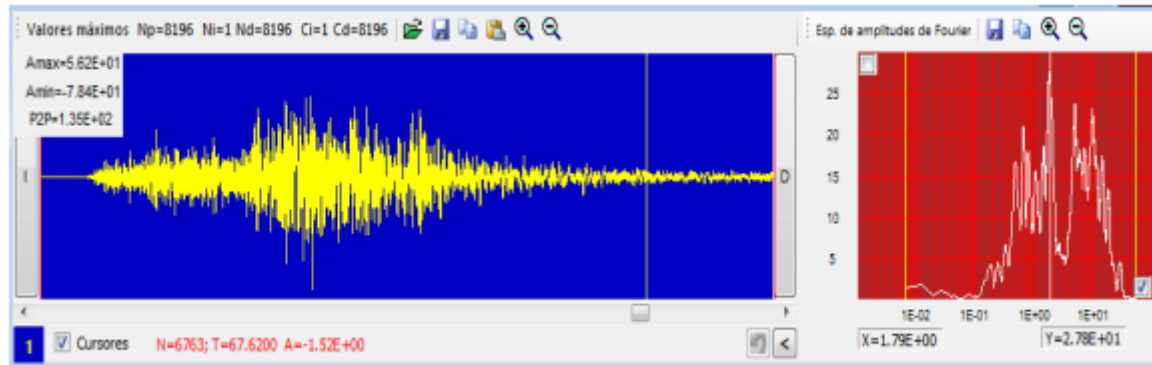


Fig. 4.1. Acelerograma sintético deconvolucionado y su respectivo espectro de amplitud de Fourier, de la componente horizontales (EW), del registro del sismo del 21 de octubre de 1995.

Con base en los acelerogramas obtenidos en el nivel de superficie, se estimaron los espectros de respuesta para cada uno de ellos, considerando un amortiguamiento estructural del 5 por ciento del crítico. En la Figura 4.2 a 4.5 se muestran los espectros de respuesta calculados y se comparan con los espectros del Manual de Diseño por Sismo, de la Comisión Federal de Electricidad (2015), RCFE.

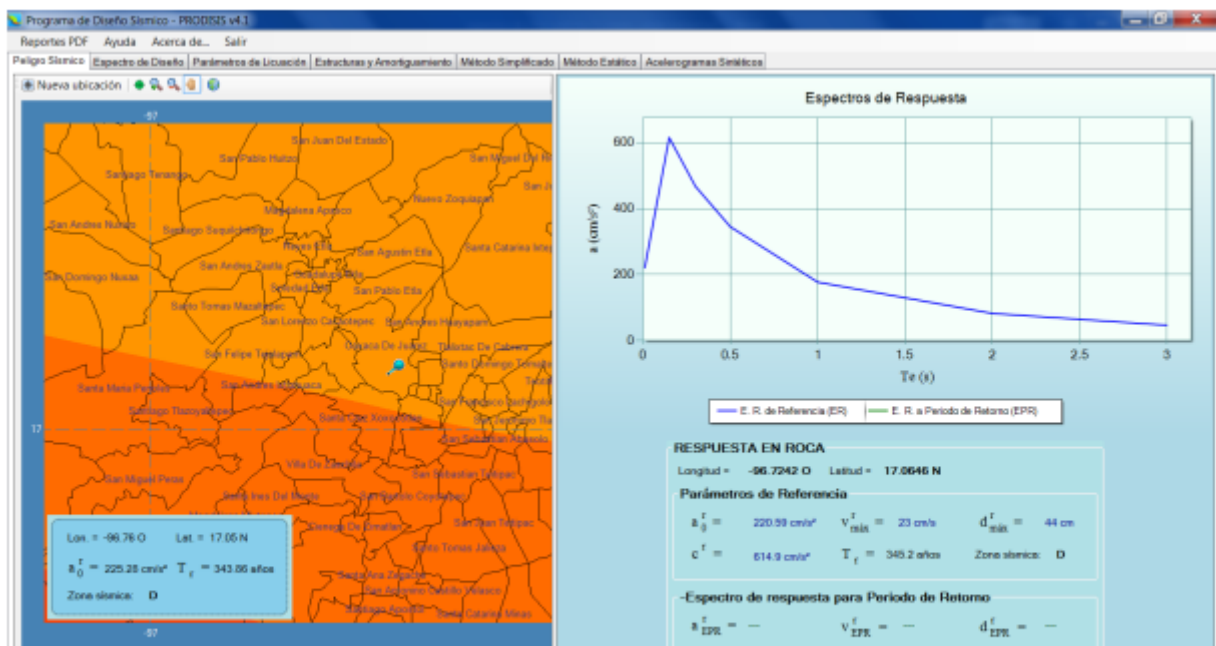


Figura 4.2.- Ubicación de la zona de estudio en el programa PRODISIS v4.1. SE muestra el espectro de respuesta en roca con **aceleraciones máximas de 615 cm/s²**

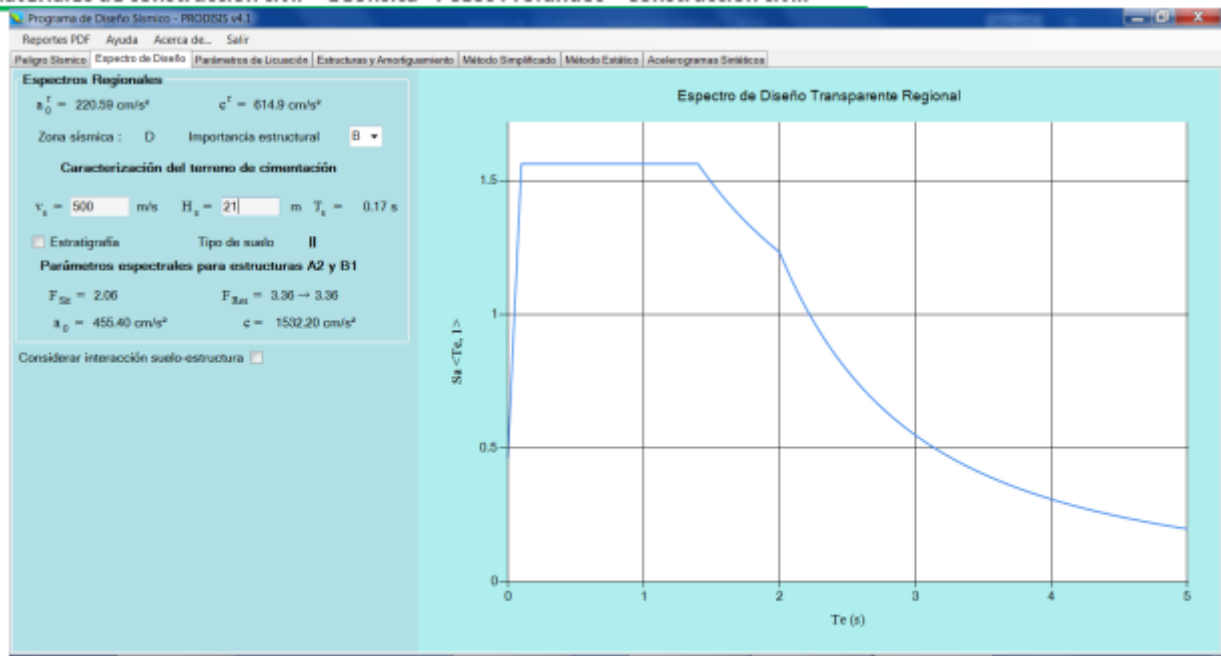


Figura 4.3.- Con los datos obtenidos de la prospección geofísica de este estudio y utilizando el programa PRODISIS v4.1, se determino el espectro de diseño transparente regional del que se muestra en esta figura.

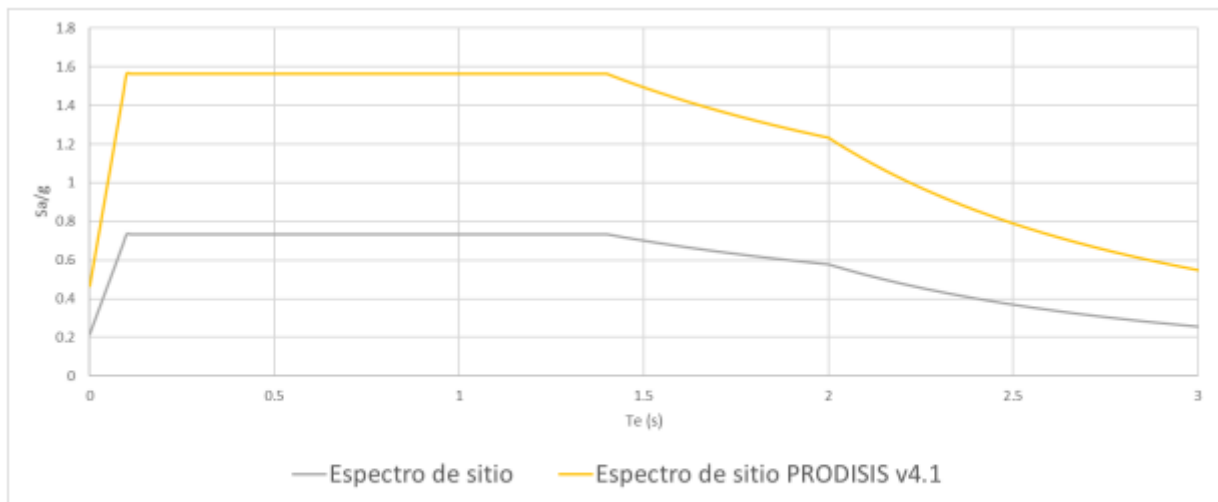


Figura. 4.4.- Comparación del espectro de diseño generado por el Programa PRODISIS v4.1 y el generado en este trabajo.

De color naranja se presenta el espectro de diseño regional del manual de construcción de CFE (PRODISIS V4.1). De color gris se presenta el espectro de sitio con amortiguamiento del 5% (estructural), este espectro integra las aceleraciones de la roca las cuales fueron tomadas de sismos históricos, como se comentó anteriormente. Los espectros de Fourier de estos sismos se convolucionaron con los valores obtenidos del ruido de microtemores y se generó el espectro de respuesta del sitio

Parámetros del espectro de sitio: Coeficiente sísmico $C = 0.73g$ Ordenada inicial $a_0 = 0.218g$ Ordenada espectral para $T_a = 0.1 \text{ seg}$ Ordenada espectral para $T_b = 1.4 \text{ seg}$ $K=1, r=0.67$

Construcción del espectro de respuesta:

aor=	220.6		
Fsit=	2.06448276	ao=	0.46424556
Fres=	3.36448276	c=	1.56194619
Ta=	0.1	Ro=	2
Tb=	1.4	Q=	2
Tc=	2	P=	1
k=	1	periodo del suelo=	0.4
r=	0.66666667	irregularidad=	1
ζ=	0.03	C. degradante=	NO

T	B	pb	pc	a	Q'	Q'(α)	R	a'	Accd	a'(Accd)
0.000	1.25843833	1	1	0.46424558	1	1	2.9999	0.154753684	0.94285715	0.14591062
0.01	1.25843833	1	1	0.6143823	1.00801287	1.00801287	2.68377223	0.227105141	0.97038955	0.22038045
0.02	1.25843833	1	1	0.76451904	1.01602573	1.01602573	2.5527864	0.294760388	1.00192026	0.29532641
0.03	1.25843833	1	1	0.91465578	1.0240386	1.0240386	2.45227744	0.364226677	1.03704959	0.37772113
0.04	1.25843833	1	1	1.06479252	1.03205147	1.03205147	2.36754447	0.43577819	1.07484609	0.46839448
0.05	1.25843833	1	1	1.21492926	1.04006433	1.04006433	2.29289322	0.509456323	1.11382164	0.56744348
0.06	1.25843833	1	1	1.365066	1.0480772	1.0480772	2.22540333	0.58526377	1.15206929	0.67426441
0.07	1.25843833	1	1	1.51520274	1.05609007	1.05609007	2.16333997	0.663200755	1.18757507	0.78760068
0.08	1.25843833	1	1	1.66533947	1.06410294	1.06410294	2.10557281	0.743273881	1.21862023	0.90576859
0.09	1.25843833	1	1	1.81547621	1.0721158	1.0721158	2.0513167	0.825498236	1.2441203	1.02701911
0.1	1.25843833	1	1	1.96561295	1.08012867	1.08012867	2	0.909897593	1.26376812	1.14989957
0.11	1.25843833	1	1	1.96561295	1.08814154	1.08814154	2	0.90319728	1.27795114	1.154242
0.12	1.25843833	1	1	1.96561295	1.0961544	1.0961544	2	0.896594926	1.2875195	1.15438345
0.13	1.25843833	1	1	1.96561295	1.10416727	1.10416727	2	0.890088397	1.29351985	1.15134701
0.14	1.25843833	1	1	1.96561295	1.11218014	1.11218014	2	0.883675623	1.29698084	1.14611035
0.15	1.25843833	1	1	1.96561295	1.120193	1.120193	2	0.877354592	1.29878227	1.13949259
0.16	1.25843833	1	1	1.96561295	1.12820587	1.12820587	2	0.871123348	1.29960032	1.13211218
0.17	1.25843833	1	1	1.96561295	1.13621874	1.13621874	2	0.864979993	1.2999051	1.1243919
0.18	1.25843833	1	1	1.96561295	1.14423161	1.14423161	2	0.858922679	1.2999875	1.11658875
0.19	1.25843833	1	1	1.96561295	1.15224447	1.15224447	2	0.852949613	1.29999961	1.10883416
0.2	1.25843833	1	1	1.96561295	1.16025734	1.16025734	2	0.847059047	1.3	1.10117676
0.21	1.25843833	1	1	1.96561295	1.16827021	1.16827021	2	0.841249285	1.29999961	1.09362374
0.22	1.25843833	1	1	1.96561295	1.17628307	1.17628307	2	0.835518676	1.2999875	1.08616384
0.23	1.25843833	1	1	1.96561295	1.18429594	1.18429594	2	0.829865613	1.2999051	1.07874654
0.24	1.25843833	1	1	1.96561295	1.19230881	1.19230881	2	0.824288532	1.29960032	1.07124564
0.25	1.25843833	1	1	1.96561295	1.20032167	1.20032167	2	0.818785912	1.29878227	1.06342462
0.26	1.25843833	1	1	1.96561295	1.20833454	1.20833454	2	0.813356271	1.29698084	1.0549075
0.27	1.25843833	1	1	1.96561295	1.21634741	1.21634741	2	0.807998167	1.29351985	1.04516167
0.28	1.25843833	1	1	1.96561295	1.22436028	1.22436028	2	0.802710196	1.2875195	1.03350503
0.29	1.25843833	1	1	1.96561295	1.23237314	1.23237314	2	0.797490989	1.27795114	1.01915452
0.3	1.25843833	1	1	1.96561295	1.24038601	1.24038601	2	0.792339215	1.26376812	1.00133304
0.31	1.25843833	1	1	1.96561295	1.24839888	1.24839888	2	0.787253573	1.2441203	0.97943815

0.32	1.25843833	1	1	1.96561295	1.25641174	1.25641174	2	0.7822328	1.21862023	0.95324471
0.33	1.25843833	1	1	1.96561295	1.26442461	1.26442461	2	0.777275662	1.18757507	0.9230732
0.34	1.25843833	1	1	1.96561295	1.27243748	1.27243748	2	0.772380957	1.15206929	0.88983638
0.35	1.25843833	1	1	1.96561295	1.28045034	1.28045034	2	0.767547512	1.11382164	0.85491103
0.36	1.25843833	1	1	1.96561295	1.28846321	1.28846321	2	0.762774186	1.07484609	0.81986485
0.37	1.25843833	1	1	1.96561295	1.29647608	1.29647608	2	0.758059862	1.03704959	0.78614567
0.38	1.25843833	1	1	1.96561295	1.30448895	1.30448895	2	0.753403454	1.00192026	0.75485019
0.39	1.25843833	1	1	1.96561295	1.31250181	1.31250181	2	0.748803901	0.97038955	0.72663148
0.4	1.25843833	1	1	1.96561295	1.32051468	1.32051468	2	0.744260168	0.94285714	0.70173102
0.41	1.25843833	1	1	1.96561295	1.32852755	1.32852755	2	0.739771245	0.9193117	0.68008036
0.42	1.25843833	1	1	1.96561295	1.33654041	1.33654041	2	0.735336146	0.89947725	0.66141813
0.43	1.25843833	1	1	1.96561295	1.34455328	1.34455328	2	0.730953909	0.88294084	0.64538906
0.44	1.25843833	1	1	1.96561295	1.35256615	1.35256615	2	0.726623595	0.86924441	0.63161349
0.45	1.25843833	1	1	1.96561295	1.36057901	1.36057901	2	0.722344286	0.85794149	0.61972914
0.46	1.25843833	1	1	1.96561295	1.36859188	1.36859188	2	0.718115086	0.84862713	0.60941195
0.47	1.25843833	1	1	1.96561295	1.37660475	1.37660475	2	0.71393512	0.84094976	0.60038357
0.48	1.25843833	1	1	1.96561295	1.38461761	1.38461761	2	0.709803534	0.83461262	0.59241098
0.49	1.25843833	1	1	1.96561295	1.39263048	1.39263048	2	0.705719492	0.82936972	0.58530238
0.5	1.25843833	1	1	1.96561295	1.40064335	1.40064335	2	0.701682179	0.82501955	0.57890151
0.51	1.25843833	1	1	1.96561295	1.40865622	1.40865622	2	0.697690796	0.82139813	0.57308192
0.52	1.25843833	1	1	1.96561295	1.41666908	1.41666908	2	0.693744565	0.81837263	0.56774156
0.53	1.25843833	1	1	1.96561295	1.42468195	1.42468195	2	0.689842724	0.81583555	0.56279822
0.54	1.25843833	1	1	1.96561295	1.43269482	1.43269482	2	0.685984527	0.81369997	0.55818559
0.55	1.25843833	1	1	1.96561295	1.44070768	1.44070768	2	0.682169248	0.8118955	0.55385014
0.56	1.25843833	1	1	1.96561295	1.44872055	1.44872055	2	0.678396172	0.81036501	0.54974852
0.57	1.25843833	1	1	1.96561295	1.45673342	1.45673342	2	0.674664605	0.80906208	0.54584555
0.58	1.25843833	1	1	1.96561295	1.46474628	1.46474628	2	0.670973865	0.80794881	0.54211254
0.59	1.25843833	1	1	1.96561295	1.47275915	1.47275915	2	0.667323286	0.80699421	0.53852603
0.6	1.25843833	1	1	1.96561295	1.48077202	1.48077202	2	0.663712215	0.80617284	0.53506676
0.61	1.25843833	1	1	1.96561295	1.48878489	1.48878489	2	0.660140015	0.80546373	0.53171884
0.62	1.25843833	1	1	1.96561295	1.49679775	1.49679775	2	0.656606061	0.80484954	0.52846909
0.63	1.25843833	1	1	1.96561295	1.50481062	1.50481062	2	0.653109743	0.80431591	0.52530656
0.64	1.25843833	1	1	1.96561295	1.51282349	1.51282349	2	0.649650462	0.80385087	0.52222209
0.65	1.25843833	1	1	1.96561295	1.52083635	1.52083635	2	0.646227633	0.80344441	0.51920798
0.66	1.25843833	1	1	1.96561295	1.52884922	1.52884922	2	0.642840683	0.80308816	0.51625774
0.67	1.25843833	1	1	1.96561295	1.53686209	1.53686209	2	0.63948905	0.80277507	0.51336587
0.68	1.25843833	1	1	1.96561295	1.54487495	1.54487495	2	0.636172186	0.80249918	0.51052766
0.69	1.25843833	1	1	1.96561295	1.55288782	1.55288782	2	0.632889551	0.80225546	0.5077391
0.7	1.25843833	1	1	1.96561295	1.56090069	1.56090069	2	0.62964062	0.80203965	0.50499674
0.71	1.25843833	1	1	1.96561295	1.56891356	1.56891356	2	0.626424874	0.80184808	0.50229758
0.72	1.25843833	1	1	1.96561295	1.57692642	1.57692642	2	0.623241809	0.80167766	0.49963903
0.73	1.25843833	1	1	1.96561295	1.58493929	1.58493929	2	0.620090929	0.80152571	0.49701883
0.74	1.25843833	1	1	1.96561295	1.59295216	1.59295216	2	0.616971748	0.80138996	0.49443496
0.75	1.25843833	1	1	1.96561295	1.60096502	1.60096502	2	0.61388379	0.80126842	0.4918857

0.76	1.25843833	1	1	1.96561295	1.60897789	1.60897789	2	0.610826589	0.8011594	0.48936946
0.77	1.25843833	1	1	1.96561295	1.61699076	1.61699076	2	0.607799687	0.80106141	0.48688487
0.78	1.25843833	1	1	1.96561295	1.62500362	1.62500362	2	0.604802637	0.80097318	0.48443069
0.79	1.25843833	1	1	1.96561295	1.63301649	1.63301649	2	0.601834998	0.8008936	0.4820058
0.8	1.25843833	1	1	1.96561295	1.64102936	1.64102936	2	0.59889634	0.80082169	0.47960918
0.81	1.25843833	1	1	1.96561295	1.64904223	1.64904223	2	0.595986241	0.80075661	0.47723992
0.82	1.25843833	1	1	1.96561295	1.65705509	1.65705509	2	0.593104286	0.80069761	0.47489719
0.83	1.25843833	1	1	1.96561295	1.66506796	1.66506796	2	0.590250068	0.80064405	0.4725802
0.84	1.25843833	1	1	1.96561295	1.67308083	1.67308083	2	0.58742319	0.80059534	0.47028827
0.85	1.25843833	1	1	1.96561295	1.68109369	1.68109369	2	0.584623261	0.80055098	0.46802072
0.86	1.25843833	1	1	1.96561295	1.68910656	1.68910656	2	0.581849896	0.80051052	0.46577697
0.87	1.25843833	1	1	1.96561295	1.69711943	1.69711943	2	0.57910272	0.80047358	0.46355643
0.88	1.25843833	1	1	1.96561295	1.70513229	1.70513229	2	0.576381363	0.8004398	0.46135858
0.89	1.25843833	1	1	1.96561295	1.71314516	1.71314516	2	0.573685464	0.80040886	0.45918293
0.9	1.25843833	1	1	1.96561295	1.72115803	1.72115803	2	0.571014666	0.8003805	0.45702901
0.91	1.25843833	1	1	1.96561295	1.72917089	1.72917089	2	0.568368621	0.80035447	0.45489637
0.92	1.25843833	1	1	1.96561295	1.73718376	1.73718376	2	0.565746985	0.80033054	0.45278459
0.93	1.25843833	1	1	1.96561295	1.74519663	1.74519663	2	0.563149424	0.80030853	0.45069329
0.94	1.25843833	1	1	1.96561295	1.7532095	1.7532095	2	0.560575607	0.80028825	0.44862207
0.95	1.25843833	1	1	1.96561295	1.76122236	1.76122236	2	0.558025209	0.80026955	0.44657058
0.96	1.25843833	1	1	1.96561295	1.76923523	1.76923523	2	0.555497912	0.80025229	0.44453847
0.97	1.25843833	1	1	1.96561295	1.7772481	1.7772481	2	0.552993405	0.80023633	0.44252541
0.98	1.25843833	1	1	1.96561295	1.78526096	1.78526096	2	0.55051138	0.80022157	0.44053108
0.99	1.25843833	1	1	1.96561295	1.79327383	1.79327383	2	0.548051536	0.8002079	0.43855517
1	1.25843833	1	1	1.96561295	1.8012867	1.8012867	2	0.545613576	0.80019524	0.43659738
1.01	1.25843833	1	1	1.96561295	1.80929956	1.80929956	2	0.543197211	0.80018348	0.43465744
1.02	1.25843833	1	1	1.96561295	1.81731243	1.81731243	2	0.540802153	0.80017257	0.43273505
1.03	1.25843833	1	1	1.96561295	1.8253253	1.8253253	2	0.538428124	0.80016242	0.43082995
1.04	1.25843833	1	1	1.96561295	1.83333817	1.83333817	2	0.536074847	0.80015299	0.42894189
1.05	1.25843833	1	1	1.96561295	1.84135103	1.84135103	2	0.533742051	0.8001442	0.42707061
1.06	1.25843833	1	1	1.96561295	1.8493639	1.8493639	2	0.53142947	0.80013601	0.42521586
1.07	1.25843833	1	1	1.96561295	1.85737677	1.85737677	2	0.529136842	0.80012837	0.4233774
1.08	1.25843833	1	1	1.96561295	1.86538963	1.86538963	2	0.52686391	0.80012124	0.42155501
1.09	1.25843833	1	1	1.96561295	1.8734025	1.8734025	2	0.524610422	0.80011459	0.41974845
1.1	1.25843833	1	1	1.96561295	1.88141537	1.88141537	2	0.522376129	0.80010836	0.41795751
1.11	1.25843833	1	1	1.96561295	1.88942823	1.88942823	2	0.520160787	0.80010254	0.41618197
1.12	1.25843833	1	1	1.96561295	1.8974411	1.8974411	2	0.517964155	0.80009709	0.41442161
1.13	1.25843833	1	1	1.96561295	1.90545397	1.90545397	2	0.515785998	0.80009198	0.41267624
1.14	1.25843833	1	1	1.96561295	1.91346684	1.91346684	2	0.513626083	0.80008719	0.41094565
1.15	1.25843833	1	1	1.96561295	1.9214797	1.9214797	2	0.511484183	0.8000827	0.40922964
1.16	1.25843833	1	1	1.96561295	1.92949257	1.92949257	2	0.509360073	0.80007848	0.40752803
1.17	1.25843833	1	1	1.96561295	1.93750544	1.93750544	2	0.507253532	0.80007452	0.40584062
1.18	1.25843833	1	1	1.96561295	1.9455183	1.9455183	2	0.505164344	0.80007079	0.40416724
1.19	1.25843833	1	1	1.96561295	1.95353117	1.95353117	2	0.503092293	0.80006729	0.40250769

1.2	1.25843833	1	1	1.96561295	1.96154404	1.96154404	2	0.501037172	0.80006399	0.4008618
1.21	1.25843833	1	1	1.96561295	1.9695569	1.9695569	2	0.498998772	0.80006089	0.3992294
1.22	1.25843833	1	1	1.96561295	1.97756977	1.97756977	2	0.496976891	0.80005796	0.39761032
1.23	1.25843833	1	1	1.96561295	1.98558264	1.98558264	2	0.494971329	0.8000552	0.39600439
1.24	1.25843833	1	1	1.96561295	1.99359551	1.99359551	2	0.492981888	0.8000526	0.39441144
1.25	1.25843833	1	1	1.96561295	2.00160837	2.00160837	2	0.491008376	0.80005014	0.39283132
1.26	1.25843833	1	1	1.96561295	2.00962124	2.00962124	2	0.489050602	0.80004782	0.39126387
1.27	1.25843833	1	1	1.96561295	2.01763411	2.01763411	2	0.487108378	0.80004563	0.38970893
1.28	1.25843833	1	1	1.96561295	2.02564697	2.02564697	2	0.48518152	0.80004355	0.38816635
1.29	1.25843833	1	1	1.96561295	2.03365984	2.03365984	2	0.483269845	0.80004159	0.38663598
1.3	1.25843833	1	1	1.96561295	2.04167271	2.04167271	2	0.481373177	0.80003974	0.38511767
1.31	1.25843833	1	1	1.96561295	2.04968557	2.04968557	2	0.479491337	0.80003798	0.38361128
1.32	1.25843833	1	1	1.96561295	2.05769844	2.05769844	2	0.477624154	0.80003631	0.38211667
1.33	1.25843833	1	1	1.96561295	2.06571131	2.06571131	2	0.475771456	0.80003473	0.38063369
1.34	1.25843833	1	1	1.96561295	2.07372417	2.07372417	2	0.473933076	0.80003324	0.37916221
1.35	1.25843833	1	1	1.96561295	2.08173704	2.08173704	2	0.472108848	0.80003182	0.3777021
1.36	1.25843833	1	1	1.96561295	2.08974991	2.08974991	2	0.47029861	0.80003047	0.37625322
1.37	1.25843833	1	1	1.96561295	2.09776278	2.09776278	2	0.4685022	0.80002919	0.37481544
1.38	1.25843833	1	1	1.96561295	2.10577564	2.10577564	2	0.466719463	0.80002797	0.37338863
1.39	1.25843833	1	1	1.96561295	2.11378851	2.11378851	2	0.464950241	0.80002682	0.37197266
1.4	1.25843833	1	1	1.96561295	2.12180138	2.12180138	2	0.463194382	0.80002572	0.37056742
1.41	1.25843833	1	1	1.95630825	2.12180138	2.12180138	2	0.46100174	0.80002467	0.36881277
1.42	1.25843833	1	1	1.94711289	2.12180138	2.12180138	2	0.458834865	0.80002368	0.36707876
1.43	1.25843833	1	1	1.93802483	2.12180138	2.12180138	2	0.456693273	0.80002273	0.365365
1.44	1.25843833	1	1	1.92904208	2.12180138	2.12180138	2	0.454576498	0.80002183	0.36367112
1.45	1.25843833	1	1	1.92016269	2.12180138	2.12180138	2	0.452484081	0.80002097	0.36199675
1.46	1.25843833	1	1	1.91138479	2.12180138	2.12180138	2	0.450415578	0.80002015	0.36034154
1.47	1.25843833	1	1	1.90270652	2.12180138	2.12180138	2	0.448370554	0.80001937	0.35870513
1.48	1.25843833	1	1	1.89412609	2.12180138	2.12180138	2	0.446348586	0.80001863	0.35708718
1.49	1.25843833	1	1	1.88564174	2.12180138	2.12180138	2	0.44434926	0.80001791	0.35548737
1.5	1.25843833	1	1	1.87725177	2.12180138	2.12180138	2	0.442372173	0.80001724	0.35390536
1.51	1.25843833	1	1	1.86895451	2.12180138	2.12180138	2	0.440416933	0.80001659	0.35234085
1.52	1.25843833	1	1	1.86074833	2.12180138	2.12180138	2	0.438483156	0.80001597	0.35079353
1.53	1.25843833	1	1	1.85263163	2.12180138	2.12180138	2	0.436570466	0.80001538	0.34926309
1.54	1.25843833	1	1	1.84460288	2.12180138	2.12180138	2	0.4346785	0.80001481	0.34774924
1.55	1.25843833	1	1	1.83666055	2.12180138	2.12180138	2	0.432806899	0.80001427	0.3462517
1.56	1.25843833	1	1	1.82880316	2.12180138	2.12180138	2	0.430955315	0.80001376	0.34477018
1.57	1.25843833	1	1	1.82102927	2.12180138	2.12180138	2	0.429123408	0.80001326	0.34330442
1.58	1.25843833	1	1	1.81333748	2.12180138	2.12180138	2	0.427310845	0.80001279	0.34185414
1.59	1.25843833	1	1	1.80572639	2.12180138	2.12180138	2	0.425517302	0.80001233	0.34041909
1.6	1.25843833	1	1	1.79819468	2.12180138	2.12180138	2	0.423742461	0.8000119	0.33899901
1.61	1.25843833	1	1	1.79074101	2.12180138	2.12180138	2	0.421986013	0.80001148	0.33759366
1.62	1.25843833	1	1	1.7833641	2.12180138	2.12180138	2	0.420247653	0.80001108	0.33620278
1.63	1.25843833	1	1	1.7760627	2.12180138	2.12180138	2	0.418527087	0.8000107	0.33482615

1.64	1.25843833	1	1	1.76883557	2.12180138	2.12180138	2	0.416824023	0.80001034	0.33346353
1.65	1.25843833	1	1	1.76168152	2.12180138	2.12180138	2	0.41513818	0.80000998	0.33211469
1.66	1.25843833	1	1	1.75459938	2.12180138	2.12180138	2	0.41346928	0.80000965	0.33077941
1.67	1.25843833	1	1	1.74758798	2.12180138	2.12180138	2	0.411817052	0.80000932	0.32945748
1.68	1.25843833	1	1	1.74064621	2.12180138	2.12180138	2	0.410181232	0.80000901	0.32814868
1.69	1.25843833	1	1	1.73377296	2.12180138	2.12180138	2	0.40856156	0.80000871	0.32685281
1.7	1.25843833	1	1	1.72696717	2.12180138	2.12180138	2	0.406957783	0.80000843	0.32556966
1.71	1.25843833	1	1	1.72022778	2.12180138	2.12180138	2	0.405369653	0.80000815	0.32429903
1.72	1.25843833	1	1	1.71355375	2.12180138	2.12180138	2	0.403796926	0.80000789	0.32304073
1.73	1.25843833	1	1	1.70694408	2.12180138	2.12180138	2	0.402239366	0.80000763	0.32179456
1.74	1.25843833	1	1	1.70039778	2.12180138	2.12180138	2	0.400696739	0.80000739	0.32056035
1.75	1.25843833	1	1	1.69391389	2.12180138	2.12180138	2	0.399168818	0.80000715	0.31933791
1.76	1.25843833	1	1	1.68749146	2.12180138	2.12180138	2	0.397655379	0.80000693	0.31812706
1.77	1.25843833	1	1	1.68112956	2.12180138	2.12180138	2	0.396156205	0.80000671	0.31692762
1.78	1.25843833	1	1	1.67482729	2.12180138	2.12180138	2	0.394671081	0.8000065	0.31573943
1.79	1.25843833	1	1	1.66858375	2.12180138	2.12180138	2	0.393199798	0.8000063	0.31456231
1.8	1.25843833	1	1	1.66239807	2.12180138	2.12180138	2	0.391742151	0.8000061	0.31339611
1.81	1.25843833	1	1	1.6562694	2.12180138	2.12180138	2	0.390297938	0.80000592	0.31224066
1.82	1.25843833	1	1	1.65019691	2.12180138	2.12180138	2	0.388866963	0.80000574	0.3110958
1.83	1.25843833	1	1	1.64417978	2.12180138	2.12180138	2	0.387449032	0.80000556	0.30996138
1.84	1.25843833	1	1	1.6382172	2.12180138	2.12180138	2	0.386043956	0.80000539	0.30883725
1.85	1.25843833	1	1	1.63230838	2.12180138	2.12180138	2	0.384651551	0.80000523	0.30772325
1.86	1.25843833	1	1	1.62645256	2.12180138	2.12180138	2	0.383271633	0.80000508	0.30661925
1.87	1.25843833	1	1	1.62064897	2.12180138	2.12180138	2	0.381904025	0.80000493	0.3055251
1.88	1.25843833	1	1	1.61489688	2.12180138	2.12180138	2	0.380548552	0.80000478	0.30444066
1.89	1.25843833	1	1	1.60919556	2.12180138	2.12180138	2	0.379205043	0.80000464	0.30336579
1.9	1.25843833	1	1	1.6035443	2.12180138	2.12180138	2	0.377873329	0.80000451	0.30230037
1.91	1.25843833	1	1	1.59794239	2.12180138	2.12180138	2	0.376553246	0.80000438	0.30124424
1.92	1.25843833	1	1	1.59238915	2.12180138	2.12180138	2	0.375244631	0.80000425	0.3001973
1.93	1.25843833	1	1	1.58688391	2.12180138	2.12180138	2	0.373947328	0.80000413	0.29915941
1.94	1.25843833	1	1	1.581426	2.12180138	2.12180138	2	0.372661179	0.80000401	0.29813044
1.95	1.25843833	1	1	1.57601479	2.12180138	2.12180138	2	0.371386032	0.8000039	0.29711027
1.96	1.25843833	1	1	1.57064962	2.12180138	2.12180138	2	0.370121738	0.80000379	0.29609879
1.97	1.25843833	1	1	1.56532989	2.12180138	2.12180138	2	0.368868149	0.80000368	0.29509588
1.98	1.25843833	1	1	1.56005497	2.12180138	2.12180138	2	0.36762512	0.80000358	0.29410141
1.99	1.25843833	1	1	1.55482427	2.12180138	2.12180138	2	0.366392512	0.80000348	0.29311529
2	1.25843833	1	1	1.5496372	2.12180138	2.12180138	2	0.365170183	0.80000339	0.29213738
2.01	1.25959035	1	1	1.5356608	2.12231473	2.12231473	2	0.361789129	0.80000329	0.2894325
2.02	1.26073654	1	1	1.52187746	2.12282525	2.12282525	2	0.358455663	0.8000032	0.28676568
2.03	1.26187691	1	1	1.50828358	2.12333295	2.12333295	2	0.355168883	0.80000312	0.28413621
2.04	1.26301151	1	1	1.49487562	2.12383785	2.12383785	2	0.351927908	0.80000303	0.28154339
2.05	1.26414037	1	1	1.48165013	2.12433997	2.12433997	2	0.348731878	0.80000295	0.27898653
2.06	1.26526353	1	1	1.46860376	2.12483933	2.12483933	2	0.345579954	0.80000287	0.27646496
2.07	1.26638102	1	1	1.4557332	2.12533596	2.12533596	2	0.342471315	0.8000028	0.27397801

2.08	1.26749287	1	1	1.44303526	2.12582986	2.12582986	2	0.339405163	0.80000273	0.27152506
2.09	1.26859913	1	1	1.43050679	2.12632106	2.12632106	2	0.336380713	0.80000265	0.26910546
2.1	1.26969982	1	1	1.41814473	2.12680958	2.12680958	2	0.333397203	0.80000258	0.26671862
2.11	1.27079498	1	1	1.40594608	2.12729543	2.12729543	2	0.330453886	0.80000252	0.26436394
2.12	1.27188464	1	1	1.39390793	2.12777863	2.12777863	2	0.327550034	0.80000245	0.26204083
2.13	1.27296884	1	1	1.3820274	2.12825921	2.12825921	2	0.324684933	0.80000239	0.25974872
2.14	1.27404761	1	1	1.3703017	2.12873718	2.12873718	2	0.321857888	0.80000233	0.25748706
2.15	1.27512099	1	1	1.35872811	2.12921255	2.12921255	2	0.319068218	0.80000227	0.2552553
2.16	1.276189	1	1	1.34730395	2.12968536	2.12968536	2	0.316315258	0.80000221	0.25305291
2.17	1.27725169	1	1	1.3360266	2.1301556	2.1301556	2	0.313598357	0.80000216	0.25087936
2.18	1.27830908	1	1	1.32489351	2.13062331	2.13062331	2	0.31091688	0.8000021	0.24873416
2.19	1.27936121	1	1	1.31390218	2.1310885	2.1310885	2	0.308270205	0.80000205	0.2466168
2.2	1.2804081	1	1	1.30305017	2.13155119	2.13155119	2	0.305657724	0.800002	0.24452679
2.21	1.28144981	1	1	1.2923351	2.1320114	2.1320114	2	0.303078843	0.80000195	0.24246367
2.22	1.28248635	1	1	1.28175461	2.13246914	2.13246914	2	0.30053298	0.8000019	0.24042696
2.23	1.28351776	1	1	1.27130642	2.13292443	2.13292443	2	0.298019566	0.80000186	0.23841621
2.24	1.28454407	1	1	1.2609883	2.13337728	2.13337728	2	0.295538044	0.80000181	0.23643097
2.25	1.28556531	1	1	1.25079805	2.13382772	2.13382772	2	0.29308787	0.80000177	0.23447081
2.26	1.28658152	1	1	1.24073352	2.13427577	2.13427577	2	0.290668512	0.80000173	0.23253531
2.27	1.28759273	1	1	1.23079263	2.13472143	2.13472143	2	0.288279447	0.80000168	0.23062404
2.28	1.28859896	1	1	1.22097331	2.13516473	2.13516473	2	0.285920166	0.80000164	0.2287366
2.29	1.28960026	1	1	1.21127355	2.13560568	2.13560568	2	0.283590168	0.8000016	0.22687259
2.3	1.29059665	1	1	1.20169138	2.1360443	2.1360443	2	0.281288965	0.80000157	0.22503161
2.31	1.29158816	1	1	1.19222488	2.1364806	2.1364806	2	0.279016079	0.80000153	0.22321329
2.32	1.29257482	1	1	1.18287216	2.13691461	2.13691461	2	0.27677104	0.80000149	0.22141725
2.33	1.29355667	1	1	1.17363136	2.13734633	2.13734633	2	0.27455339	0.80000146	0.21964311
2.34	1.29453374	1	1	1.16450068	2.13777579	2.13777579	2	0.272362678	0.80000143	0.21789053
2.35	1.29550605	1	1	1.15547834	2.13820299	2.13820299	2	0.270198466	0.80000139	0.21615915
2.36	1.29647364	1	1	1.1465626	2.13862796	2.13862796	2	0.268060322	0.80000136	0.21444862
2.37	1.29743654	1	1	1.13775176	2.13905072	2.13905072	2	0.265947823	0.80000133	0.21275861
2.38	1.29839477	1	1	1.12904416	2.13947127	2.13947127	2	0.263860557	0.8000013	0.21108879
2.39	1.29934836	1	1	1.12043815	2.13988963	2.13988963	2	0.261798117	0.80000127	0.20943883
2.4	1.30029736	1	1	1.11193214	2.14030582	2.14030582	2	0.259760107	0.80000124	0.20780841
2.41	1.30124177	1	1	1.10352455	2.14071985	2.14071985	2	0.257746138	0.80000121	0.20619722
2.42	1.30218165	1	1	1.09521384	2.14113174	2.14113174	2	0.255755828	0.80000119	0.20460497
2.43	1.303117	1	1	1.08699851	2.1415415	2.1415415	2	0.253788804	0.80000116	0.20303134
2.44	1.30404787	1	1	1.07887708	2.14194915	2.14194915	2	0.251844699	0.80000113	0.20147604
2.45	1.30497427	1	1	1.07084809	2.14235471	2.14235471	2	0.249923155	0.80000111	0.1999388
2.46	1.30589625	1	1	1.06291013	2.14275818	2.14275818	2	0.248023819	0.80000109	0.19841932
2.47	1.30681382	1	1	1.0550618	2.14315958	2.14315958	2	0.246146346	0.80000106	0.19691734
2.48	1.30772702	1	1	1.04730173	2.14355893	2.14355893	2	0.244290399	0.80000104	0.19543257
2.49	1.30863587	1	1	1.03962859	2.14395624	2.14395624	2	0.242455646	0.80000102	0.19396476
2.5	1.30954041	1	1	1.03204105	2.14435152	2.14435152	2	0.24064176	0.80000099	0.19251365
2.51	1.31044065	1	1	1.02453783	2.1447448	2.1447448	2	0.238848424	0.80000097	0.19107897

2.52	1.31133662	1	1	1.01711766	2.14513607	2.14513607	2	0.237075324	0.80000095	0.18966049
2.53	1.31222836	1	1	1.0097793	2.14552537	2.14552537	2	0.235322154	0.80000093	0.18825794
2.54	1.3131159	1	1	1.00252154	2.14591269	2.14591269	2	0.233588613	0.80000091	0.1868711
2.55	1.31399924	1	1	0.99534317	2.14629806	2.14629806	2	0.231874404	0.80000089	0.18549973
2.56	1.31487843	1	1	0.98824302	2.14668149	2.14668149	2	0.23017924	0.80000087	0.18414359
2.57	1.31575349	1	1	0.98121995	2.14706299	2.14706299	2	0.228502834	0.80000086	0.18280246
2.58	1.31662445	1	1	0.97427283	2.14744257	2.14744257	2	0.226844909	0.80000084	0.18147612
2.59	1.31749133	1	1	0.96740054	2.14782025	2.14782025	2	0.22520519	0.80000082	0.18016434
2.6	1.31835416	1	1	0.96060199	2.14819605	2.14819605	2	0.22358341	0.8000008	0.17886691
2.61	1.31921296	1	1	0.95387613	2.14856996	2.14856996	2	0.221979304	0.80000079	0.17758362
2.62	1.32006776	1	1	0.9472219	2.14894202	2.14894202	2	0.220392614	0.80000077	0.17631426
2.63	1.32091859	1	1	0.94063826	2.14931222	2.14931222	2	0.218823085	0.80000076	0.17505863
2.64	1.32176546	1	1	0.93412422	2.14968059	2.14968059	2	0.217270469	0.80000074	0.17381654
2.65	1.32260842	1	1	0.92767878	2.15004714	2.15004714	2	0.21573452	0.80000073	0.17258777
2.66	1.32344747	1	1	0.92130095	2.15041187	2.15041187	2	0.214214999	0.80000071	0.17137215
2.67	1.32428265	1	1	0.9149898	2.1507748	2.1507748	2	0.212711669	0.8000007	0.17016948
2.68	1.32511397	1	1	0.90874437	2.15113595	2.15113595	2	0.211224299	0.80000068	0.16897958
2.69	1.32594147	1	1	0.90256374	2.15149532	2.15149532	2	0.209752661	0.80000067	0.16780227
2.7	1.32676517	1	1	0.896447	2.15185293	2.15185293	2	0.208296532	0.80000066	0.16663736
2.71	1.32758509	1	1	0.89039327	2.15220879	2.15220879	2	0.206855691	0.80000064	0.16548469
2.72	1.32840126	1	1	0.88440167	2.15256291	2.15256291	2	0.205429925	0.80000063	0.16434407
2.73	1.32921369	1	1	0.87847134	2.1529153	2.1529153	2	0.20401902	0.80000062	0.16321534
2.74	1.33002242	1	1	0.87260143	2.15326598	2.15326598	2	0.20262277	0.80000061	0.16209834
2.75	1.33082746	1	1	0.86679112	2.15361495	2.15361495	2	0.201240968	0.80000059	0.16099289
2.76	1.33162885	1	1	0.86103958	2.15396224	2.15396224	2	0.199873416	0.80000058	0.15989885
2.77	1.33242659	1	1	0.85534602	2.15430784	2.15430784	2	0.198519915	0.80000057	0.15881605
2.78	1.33322072	1	1	0.84970965	2.15465178	2.15465178	2	0.197180272	0.80000056	0.15774433
2.79	1.33401126	1	1	0.84412969	2.15499405	2.15499405	2	0.195854297	0.80000055	0.15668354
2.8	1.33479823	1	1	0.83860538	2.15533468	2.15533468	2	0.194541801	0.80000054	0.15563355
2.81	1.33558165	1	1	0.83313598	2.15567368	2.15567368	2	0.193242602	0.80000053	0.15459418
2.82	1.33636155	1	1	0.82772075	2.15601105	2.15601105	2	0.191956518	0.80000052	0.15356531
2.83	1.33713795	1	1	0.82235896	2.15634681	2.15634681	2	0.190683371	0.80000051	0.15254679
2.84	1.33791086	1	1	0.81704991	2.15668097	2.15668097	2	0.189422988	0.8000005	0.15153849
2.85	1.33868031	1	1	0.81179289	2.15701353	2.15701353	2	0.188175196	0.80000049	0.15054025
2.86	1.33944633	1	1	0.80658722	2.15734452	2.15734452	2	0.186939826	0.80000048	0.14955195
2.87	1.34020893	1	1	0.80143222	2.15767393	2.15767393	2	0.185716713	0.80000047	0.14857346
2.88	1.34096813	1	1	0.79632723	2.15800178	2.15800178	2	0.184505694	0.80000046	0.14760464
2.89	1.34172396	1	1	0.7912716	2.15832809	2.15832809	2	0.183306607	0.80000045	0.14664537
2.9	1.34247644	1	1	0.78626467	2.15865286	2.15865286	2	0.182119295	0.80000045	0.14569552
2.91	1.34322558	1	1	0.78130583	2.15897609	2.15897609	2	0.180943603	0.80000044	0.14475496
2.92	1.34397142	1	1	0.77639444	2.15929781	2.15929781	2	0.179779379	0.80000043	0.14382358
2.93	1.34471396	1	1	0.7715299	2.15961802	2.15961802	2	0.178626472	0.80000042	0.14290125
2.94	1.34545323	1	1	0.7667116	2.15993674	2.15993674	2	0.177484734	0.80000041	0.14198786
2.95	1.34618925	1	1	0.76193895	2.16025396	2.16025396	2	0.176354021	0.80000041	0.14108329

2.96	1.34692204	1	1	0.75721137	2.16056971	2.16056971	2	0.17523419	0.8000004	0.14018742
2.97	1.34765162	1	1	0.75252828	2.16088398	2.16088398	2	0.1741251	0.80000039	0.13930015
2.98	1.34837801	1	1	0.74788913	2.1611968	2.1611968	2	0.173026613	0.80000039	0.13842136
2.99	1.34910123	1	1	0.74329335	2.16150817	2.16150817	2	0.171938593	0.80000038	0.13755094
3	1.34982129	1	1	0.7387404	2.1618181	2.1618181	2	0.170860907	0.80000037	0.13668879

Respuesta de la base en contacto con la cimentación:

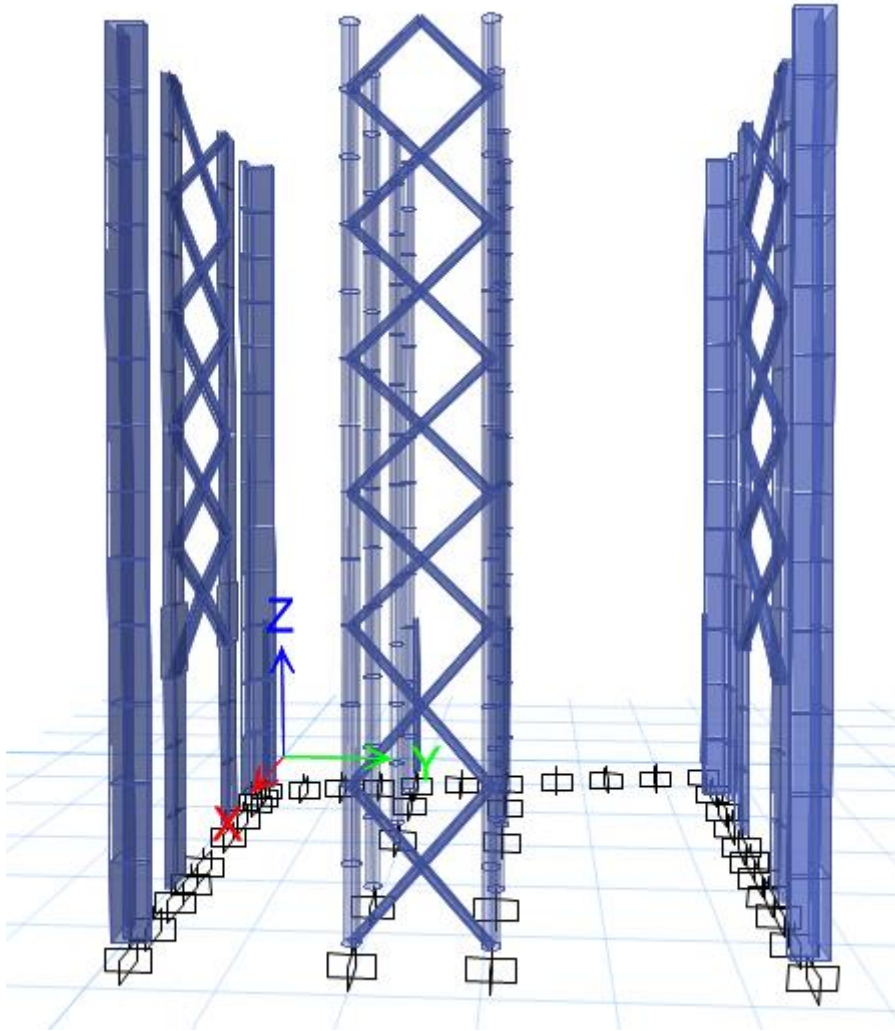


TABLE: Base Reactions								
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			kgf	kgf	kgf	kgf-cm	kgf-cm	kgf-cm
GRAVITACIONAL	Combination		0	0	12072050.79	17240633127	-18027114587	-0.001284
Comb1	Combination	Max	732540.67	205804.13	9213268.4	13611586041	-11720770249	1526800857
Comb1	Combination	Min	-732540.67	-205804.13	9213268.4	12673601159	-15767506075	-1526800857
Comb2	Combination	Max	257711.07	559517.79	9213268.4	14601406805	-13102775952	1341697827
Comb2	Combination	Min	-257711.07	-559517.79	9213268.4	11683780395	-14385500373	-1341697827
Comb3	Combination	Max	732540.67	205804.13	6833654.62	10205275125	-8159194132	1526800857
Comb3	Combination	Min	-732540.67	-205804.13	6833654.62	9267290244	-12205929958	-1526800857

Comb4	Combination	Max	257711.07	559517.79	6833654.62	11195095889	-9541199834	1341697827
Comb4	Combination	Min	-257711.07	-559517.79	6833654.62	8277469479	-10823924255	-1341697827

TABLE: Joint Reactions								
Story	Label	Output Case	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			kgf	kgf	kgf	kgf-cm	kgf-cm	kgf-cm
Base	34	GRAVITACIONAL	12653.39	-6197.72	82982.31	-308049.24	-288084.98	-694.49
Base	42	GRAVITACIONAL	-4336.95	-4428.08	193936.12	473273.06	-131960.05	0
Base	45	GRAVITACIONAL	25118.32	2554.66	97202.38	-261522.36	370816.48	140.45
Base	46	GRAVITACIONAL	-30791.78	6238.98	421738.48	2467649.37	-113787.66	-111.97
Base	47	GRAVITACIONAL	-3872.68	15458.02	423947.43	-1406766.08	603091.17	25.15
Base	48	GRAVITACIONAL	-4980.91	-9066.17	496938.59	3500832.71	490662.68	25.15
Base	49	GRAVITACIONAL	-35452.2	-12061.15	490158.05	-4795828.3	-161126.5	-111.97
Base	50	GRAVITACIONAL	17953.31	-18804.88	463499.35	-4280040.19	103182.92	35.31
Base	51	GRAVITACIONAL	4083.82	13209.93	636439.54	3205758.55	67230.14	25.15
Base	52	GRAVITACIONAL	4352.65	-3863.33	497664.46	-1464419.8	-142147.37	25.15
Base	53	GRAVITACIONAL	11894.69	7764.02	327429.73	2358141.37	-158207.41	35.31
Base	58	GRAVITACIONAL	2089.99	2883.71	102151.65	-43210.48	-435440.81	0.71
Base	59	GRAVITACIONAL	1439.09	1286.97	89231.7	32317.47	-285650.24	0.71
Base	60	GRAVITACIONAL	13196.36	9621.84	85161.7	201750.44	39508.4	936.84
Base	10	GRAVITACIONAL	-2747.66	-18900.43	431170.9	-3672520.99	-159929.88	17.99
Base	33	GRAVITACIONAL	-5345.53	-18868.85	453230.03	-3676599.85	-403882.42	17.99
Base	57	GRAVITACIONAL	6941.76	20803.41	1048453.34	2436045.89	-615769.03	25.15
Base	69	GRAVITACIONAL	-7972.88	20876.19	1025410.11	2428515.35	466768.56	25.15
Base	84	GRAVITACIONAL	5737.81	-8869.24	850782.08	-957167.07	-737682.61	25.15
Base	95	GRAVITACIONAL	-21610.9	10678.52	340530.99	1841533.18	-259150.65	-119.53
Base	113	GRAVITACIONAL	-6546.34	-8929.58	829949.09	-951205.85	611457.53	25.15
Base	114	GRAVITACIONAL	-9292.17	9517.45	400238.25	1960539.66	-500736.13	17.99
Base	132	GRAVITACIONAL	3464.73	944.61	86957.45	-92410.25	369609.63	0
Base	133	GRAVITACIONAL	847.5	2027.77	81247.71	-65648.73	116106.04	0
Base	134	GRAVITACIONAL	1363.71	-1547.07	76263.41	-10497.53	114131.45	0
Base	135	GRAVITACIONAL	18893.46	-1255.04	136939.8	132288.31	115723.35	0
Base	136	GRAVITACIONAL	4976.7	77.28	56456.21	-8377.77	68964.05	0
Base	137	GRAVITACIONAL	14688.58	2442.08	213153.31	-274374.72	139746.16	0
Base	139	GRAVITACIONAL	5472.46	-3982.44	231445.04	442580.46	4626.45	0
Base	140	GRAVITACIONAL	-6209.44	-4236.39	193843.89	485341.79	-173461.48	0
Base	141	GRAVITACIONAL	-1738.78	-4219.03	197940.97	483649.48	-84248.3	0
Base	142	GRAVITACIONAL	-8235.22	-3834.15	267585.78	426286.46	-216222.5	0
Base	143	GRAVITACIONAL	-4929.23	3108.49	182962.37	-367457.64	-137314.63	0
Base	144	GRAVITACIONAL	-8730.28	2164.01	234544.55	-240134.44	-217400.77	0
Base	145	GRAVITACIONAL	2628.89	-1746.18	76795.66	-34413.2	245780.76	0
Base	146	GRAVITACIONAL	2708.35	2344.41	90847.14	-107469.68	313563.46	0
Base	147	GRAVITACIONAL	1026.13	281.47	70395.01	-40281.13	109289.26	0
Base	148	GRAVITACIONAL	1261.28	-3474.09	86426.19	26138.53	79446.48	0

6.4.2 Análisis Dinámico de Interacción Suelo Estructura

Efecto de la interacción en el periodo y amortiguamiento estructurales:

A partir de la función de impedancia para una cimentación con pilotes y aplicando el método alternativo citado, se cuantificaron periodos y amortiguamientos efectivos para una familia de estructuras. Para ello se estudio un depósito de suelo blando de 56 m de espesor. Los valores medios de las propiedades asignadas a esta formación fueron $\beta_s = 67,7 \text{ ms}^{-1}$, $\nu = 0,45$, $\zeta = 5\%$ y $\gamma = 1,5 \text{ tm}^{-3}$. Este el último termino representa al peso volumétrico. Sobre el depósito se consideraron estructuras hipotéticas de igual masa, con periodos fundamentales de vibración ubicados entre 0,2 y 5 s, aproximadamente. A estas estructuras se les asigno 5 % de amortiguamiento material con respecto al crítico. La cimentación propuesta para las estructuras se compone de un cajón de cimentación de $20 \times 20 \text{ m}$ desplantado a 5 m de profundidad y con 64 pilotes de fricción de 40 cm de diámetro. Los pilotes presentan una longitud total de 40 m y se encuentran espaciados a cada 2,8 m en direcciones ortogonales. El sistema estudiado se ilustra en la Figura 8.

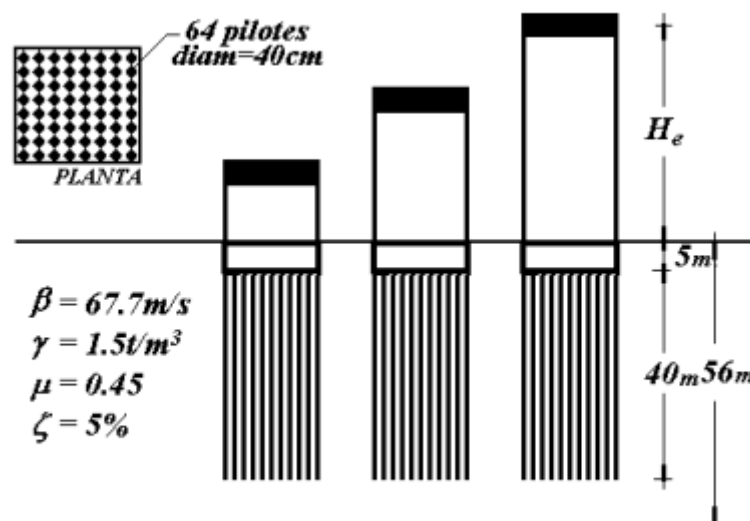


Figura 8. Sistema suelo-cimentación-estructura

Adicionando las funciones de impedancia del cajón de cimentación, a partir de las ecuaciones aproximadas propuestas por Kausel et al.5, a las funciones de impedancia para pilotes, incluyendo el efecto de grupo, se calcularon los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo para el sistema suelo-pilotes-cajón de cimentación. Para ello se amplió el principio de superposición a los resortes y amortiguadores con que contribuye cada elemento de la cimentación, a partir de las fuerzas requeridas para producir un desplazamiento unitario, o una velocidad unitaria, en un punto de referencia. Bajo este criterio, la rigidez dinámica total del sistema de cimentación $\tilde{K}_m^{\text{total}}$ se obtiene a partir de las rigideces dinámicas del grupo de pilotes $\tilde{K}_m^{\text{pilotes}}$ y la rigidez dinámica del cajón $\tilde{K}_m^{\text{cajon}}$ como

$$\tilde{K}_m^{\text{total}} = \tilde{K}_m^{\text{pilotes}} + \tilde{K}_m^{\text{cajon}}$$

Con las rigideces dinámicas del sistema suelo-cimentación se cuantificaron los periodos y amortiguamientos efectivos en función de los periodos y amortiguamientos con base rígida. Los resultados se muestran en las Figuras 9a y 9b. En ellas se indica el incremento de periodo por interacción con respecto al original y la variación del amortiguamiento efectivo, ambos en función del parámetro $4H_e/\beta_s T_e$. Este término mide la intensidad de la interacción dinámica, por lo que para $4H_e/\beta_s T_e = 0$ se tiene $T_e^*/T_e = 1$ y $\zeta_e = 5\%$, que corresponden a la condición de base rígida. De la Figura 9a se observa que la cimentación con cajón y pilotes ofrece mayor rigidez al sistema que la cimentación donde se deprecia el efecto de los pilotes. Ello provoca que el aumento del periodo estructural, para el primer caso, sea inferior que el obtenido para la cimentación con cajón. Como se ilustra en la Figura 9b, la disipación de energía es mayor para el sistema suelo-pilotes-

cajón, lo que se refleja con valores de amortiguamiento mayores que los determinados en el sistema suelo-cajón. Con objeto de identificar, cuantitativamente, las variaciones producidas en el periodo y amortiguamiento estructurales por efecto de la interacción dinámica en función del tipo de cimentación, se ha estudiado un caso en particular. Considérese una estructura con altura efectiva $H_e = 25$ m y periodo fundamental $T_e = 1$ s que, para las condiciones del depósito de suelo propuesto, corresponde una relación $4H_e/\beta_s T_e = 1, 5$. Analizando el caso del sistema de cimentación con cajón y pilotes en las curvas de las Figuras 9a y 9b, el periodo y el amortiguamiento modificados por interacción dinámica son $T_e^* = 1, 21$ s y $\tilde{\xi}_e = 10$ %, respectivamente. Si la estructura se apoya sólo en un cajón de cimentación, el periodo efectivo es $T_e^* = 1, 56$ s y el amortiguamiento asociado de $\tilde{\xi}_e = 7$ %.

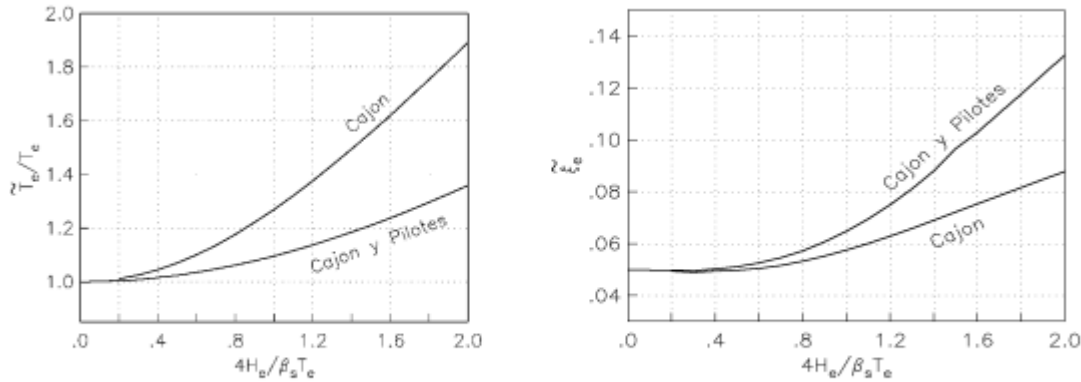


Figura 9. Variación de periodos y amortiguamientos efectivos

Aceleración espectral y cortante basal. Los efectos inerciales generados por la interacción dinámica producen una modificación en la respuesta estructural. Por una parte, al incrementarse la flexibilidad del sistema, el periodo fundamental de vibración de la estructura aumenta, produciendo que la ordenada espectral correspondiente se modifique. Adicionalmente, en la mayoría de los casos existe un incremento en el amortiguamiento estructural, lo que genera una disminución en las ordenadas espectrales originales. Por tanto, conociendo el periodo y amortiguamiento modificados por el efecto de interacción y el espectro de diseño sísmico, es posible determinar el cambio en la aceleración espectral. Para cuantificar el valor de la aceleración espectral a partir del periodo y amortiguamiento efectivos, se han propuesto las siguientes expresiones para el valle de México.

$$a = a_0 + \left(\frac{c\lambda}{Q} - a_0 \right) \frac{T}{T_a} \quad \text{para } T < T_a$$

$$a = \frac{c\lambda}{Q} \quad \text{para } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = \frac{c\lambda}{Q} \left(\frac{T_b}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_b$$

espectral para diseño sísmico y la aceleración del terreno, respectivamente; c y Q son el coeficiente y factor de comportamiento sísmicos; los parámetros T_a y T_b se relacionan con los periodos característicos que limitan a la meseta de máximas aceleraciones en el espectro de diseño y r es el exponente que define el decremento de la ordenada espectral para periodos largos. Los valores que corresponden a estos términos, en función de la ubicación de un sitio en particular, se consignan en las normas mexicanas para diseño sísmico (Manual de Diseño de Obras Civiles, MDOC7; Normas Técnicas Complementarias, NTC8). Para incluir el efecto de la

interacción dinámica, el periodo de interés T se considera como el periodo efectivo T^* . Por su parte, el valor del amortiguamiento efectivo se incluye al cuantificar el término λ con la ecuación

$$\lambda = \left(\frac{\xi_e}{\xi_e} \right)^\kappa$$

donde el exponente κ se considera igual a 0,6 para terrenos blandos y 0,5 para terrenos intermedios (MDOC7). Se destaca que las ecs. (22), (23) y (24) se aplican igualmente al caso de base rígida, es decir, sin el efecto de interacción dinámica. Bajo esta condición se considera $T = T_e$ y $\lambda = 1$. Conocida la aceleración espectral con los parámetros efectivos, el cortante basal con interacción \tilde{V} se define como

$$\tilde{V} = aW - (a - \tilde{a})W_e$$

siendo W el peso total de la estructura y W_e el peso efectivo de la misma; a y \tilde{a} son las ordenadas espectrales para la condición de base rígida y flexible, respectivamente. Se sugiere que el peso efectivo de la estructura no sea inferior al 80 % del peso total.

Soluciones Elásticas para las Rigideces Estáticas de Cimentaciones en la Superficie del Terreno.			
Ancho de la cimentación $B = 7 \text{ m}$	Modulo de Poisson $\nu = 0.35$	$V_s = 180 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	
Largo de cimentación $L = 8.5 \text{ m}$	$\gamma = 19.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$G_{MAX} = \frac{\gamma}{g} \cdot V_s^2 = 62.774 \text{ MPa}$	
$I_x = \frac{(2 \cdot L)^3 \cdot (2 \cdot B)}{12} = (5.732 \cdot 10^3) \text{ m}^4$	$I_y = \frac{(2 \cdot B)^3 \cdot (2 \cdot L)}{12} = (3.887 \cdot 10^3) \text{ m}^4$		
$J = I_y + I_x = (9.619 \cdot 10^3) \text{ m}^4$	$G = G_{MAX} \cdot 0.40 = 25.109 \text{ MPa}$		
Grado de Libertad	Pais y Kausel (1988)		Gazetas (1991); Mylonakis et al. (2006)
Traslación a lo largo del eje z	$K_{zmar} = \left(\frac{G \cdot B}{1 - \nu} \right) \cdot \left(3.1 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right) = (1.402 \cdot 10^9) \frac{\text{N}}{\text{m}}$	$K_{zmar.g} = \left(\frac{2 \cdot G \cdot L}{1 - \nu} \right) \cdot \left(0.73 + 1.54 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.75} \right) = (1.354 \cdot 10^9) \frac{\text{N}}{\text{m}}$	
Traslación a lo largo del eje y	$K_{ymar} = \left(\frac{G \cdot B}{2 - \nu} \right) \cdot \left(6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right) = (1.096 \cdot 10^9) \frac{\text{N}}{\text{m}}$	$K_{ymar.g} = \left(\frac{2 \cdot G \cdot L}{2 - \nu} \right) \cdot \left(2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right) = (1.066 \cdot 10^9) \frac{\text{N}}{\text{m}}$	
Traslación a lo largo del eje x	$K_{xmar} = \left(\frac{G \cdot B}{2 - \nu} \right) \cdot \left(6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right) = (1.077 \cdot 10^9) \frac{\text{N}}{\text{m}}$	$K_{xmar.g} = K_{ymar.g} - \frac{0.2}{0.75 - \nu} \cdot G \cdot L \cdot \left(1 - \frac{B}{L} \right) = (1.047 \cdot 10^9) \frac{\text{N}}{\text{m}}$	
Torsión en torno al eje z	$K_{zmar} = G \cdot B^3 \cdot \left(4.25 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right) = (9.387 \cdot 10^{10}) \frac{\text{N} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$	$K_{zmar.g} = G \cdot J^{0.75} \cdot \left(4 + 11 \left(1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right) = (9.756 \cdot 10^{10}) \frac{\text{N} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$	

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES

Es una realidad que un buen diseño geotécnico siempre reducirá costos en la construcción de cualquier obra de ingeniería. En la actualidad cada vez más ingenieros se están dando cuenta de ello, y por tal razón requieren de buenos ingenieros geotecnistas que realicen dichos estudios de la mejor manera.

En este trabajo se presentó el ejemplo del diseño geotécnico de una zapata corrida, que bien podría funcionar como un manual, cuando se requiera realizar un trabajo de este tipo. Dicho trabajo incluye un análisis de capacidad de carga, una minuciosa revisión de asentamientos y por último un análisis de interacción suelo-estructura. En una ciudad como el Distrito Federal, en donde las condiciones del suelo presentan propiedades tan variables, un buen diseño geotécnico resulta muy necesario.

Con respecto al análisis de capacidad de carga realizado, se puede decir que cumple satisfactoriamente, es decir, el suelo es capaz de resistir, las cargas que serán impuestas por la construcción. Los factores de carga (F_c) y los factores de reducción (F_R) están acordes con lo establecido por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2011).

Para el análisis de asentamientos se utilizó la Ley de Hooke. Como ya se dijo la Ley de Hooke aplica muy bien en suelos cohesivos, a pesar de que estos no tengan un comportamiento lineal definido. El asentamiento total obtenido con esta ley fue de $\delta = 5.1$ cm, lo cual es muy satisfactorio ya que no se superó el asentamiento permisible de 15 cm.

Como se puede apreciar en los resultados obtenidos, la magnitud del asentamiento diferido es muy cercana a la magnitud del asentamiento instantáneo, esto debido en gran medida a que se trata de un suelo preconsolidado.

Con respecto a los análisis de interacción suelo-estructura ejecutados, se pueden resaltar algunos puntos importantes.

Para la revisión de la interacción a corto plazo se obtuvo un módulo de elasticidad no drenado E_u , de una prueba triaxial UU , lo cual es aceptable ya que se logra representar satisfactoriamente la elasticidad del suelo en campo, siempre y cuando la muestra extraída, sea lo más inalterada posible.

Como se puede notar en los resultados obtenidos del análisis, el problema guarda una simetría, es decir, solo sería necesario analizar la mitad de la zapata, por lo que en caso de realizar la programación de las ecuaciones del método directo en una hoja de cálculo se invertiría un poco menos de tiempo que si se tomara toda la estructura completa, lo cual solo aplica a este caso en particular. A pesar de dicha simetría requiere de bastante tiempo programar las ecuaciones en una hoja de cálculo, tiempo que nos ahorramos al utilizar el programa *ETABS*.

El análisis de interacción nos proporciona los elementos mecánicos en los nodos de cada barra de cimentación, por lo que resulta necesario calcular el resto de los elementos a lo largo de la barra para dibujar diagramas lo bastante representativos que puedan ayudar al ingeniero estructurista a realizar un excelente diseño estructural.

El diseño estructural se rige por los máximos elementos mecánicos, por lo que para dicho diseño se emplearía la envolvente de los elementos mecánicos.

Es importante mencionar que el análisis de interacción suelo-estructura con el programa *ETABS*, también proporciona los módulos de rigidez del suelo K_v , que en ocasiones también son entregados al ingeniero estructurista, para el diseño estructural de la zapata y de la contra-trabe de cimentación.

La ventaja del método directo (Deméneghi, 1996) es que no se necesitan realizar iteraciones, los resultados que arrojan los análisis son bastante confiables y se pueden emplear satisfactoriamente en la práctica, para el diseño estructural

Si bien en este trabajo se ha trabajado con arcillas preconsolidadas, el análisis de interacción se puede llevar a cabo en otro tipo de suelos, tomando en cuenta correctamente las propiedades elásticas del suelo, como lo son el módulo de elasticidad y la relación de Poisson.

Se plantearon expresiones, de aplicación práctica, para el cálculo de funciones de impedancia aplicables a cimentaciones con pilotes de fricción, incluyendo un procedimiento para considerar el efecto de grupo. Con base en las funciones de impedancia se presentó un método simplificado para determinar el periodo y amortiguamiento estructurales, llamados efectivos, bajo la condición de interacción dinámica. A partir de un depósito de suelo propuesto y estructuras hipotéticas caracterizadas por su periodo fundamental de vibración y 5 % de amortiguamiento estructural, se estudió la variación del periodo y amortiguamiento efectivos en sistemas que presentan una cimentación con cajón y pilotes. Estos resultados se compararon con respecto a los obtenidos en sistemas en que los pilotes se desprecian. Para un periodo estructural se observó que, por su rigidez, el sistema de cimentación mixta genera periodos y amortiguamientos efectivos menores y mayores, respectivamente, que los determinados en sistemas en que los pilotes se desprecian. Se propusieron también expresiones para determinar el valor de la aceleración espectral con interacción dinámica para el diseño sísmico de estructuras, incluyendo directamente el amortiguamiento efectivo y el factor de comportamiento sísmico. Cuando se desprecia el efecto de interacción y el comportamiento inelástico de las estructuras, se construyen con estas expresiones los espectros de diseño elásticos establecidos en las normas mexicanas.

Para los sistemas con cajón de cimentación que incluyen y desprecian los pilotes, se calcularon relaciones de aceleración espectral y cortante basal con interacción con respecto a los originales calculados con base rígida. De este análisis, donde se incluyó un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ para las estructuras, se observó que las fuerzas sísmicas con interacción, en general, siempre fueron menores a las originales, presentando mayores reducciones aquellas con el sistema de cimentación que incluye pilotes.

BIBLIOGRAFÍA

Libros

- Arnal, L. y Betancourt, M. (2011), “*Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*”, Editorial trillas, 6a edición, México, D.F.
- Beaufait, F., Rowan, W., Hoadley, P. y Hackett, R. (1970), “*Computer method of structural*”, Prentice-Hall Inc, Estados Unidos de América.
- Budhu, M. (2000), “*Soil Mechanics & Foundations*”. John Wiley & Sons, Inc. Estados Unidos de América.
- Dashkó, R. E. y Kagán, A. A., (1980). “*Mecánica de Suelos en la Práctica de la Geología Aplicada a la Ingeniería*”, Capítulo 2, MIR, Moscú
- Deméneghi, A., Puebla, M. y Sanginés, H. (2003), “*Apuntes de análisis y diseño de cimentaciones. Tomo I*”, Facultad de Ingeniería. UNAM. México, D.F.
- Deméneghi, A. (2011), “*Apuntes del Curso de Cimentaciones.*” Facultad de Ingeniería. UNAM. México, D. F.
- Díaz, A. (2011), “*Apuntes del Curso de Propiedades de los Suelos*”, Facultad de Ingeniería. UNAM. México, D.F.
- García, J. y de Asís, F. (2004), “*Aprenda Fortran 8.0 como si estuviera en primero*”, Escuela Técnica superior de ingenieros industriales. Universidad Politécnica de Madrid, España.
- Jimenez, J.A. y De Justo, J.C. (1975), “*Geotecnia y cimientos I. Propiedades de los suelo y las rocas*”, Editorial Rueda, Madrid, España.
- Juárez, E. y Rico, A. (1976), “*Mecánica de suelos. Tomo 1. Fundamentos de la mecánica de suelos*”, Editorial Limusa. México D.F.
- Juárez, E. y Rico, A. (2006), “*Mecánica de suelos. Tomo 2. Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos*”, 2da edición. Editorial Limusa. México D.F.
- Lambe, T. y Whitman, R. (1969), “*Soil mechanics*”. Editorial John Wiley and Sons, Inc. New York, E.U.A
- Muelas, R. A. (2008), “*Manual de mecánica del suelo y cimentaciones*”, UPC. España
- Rojas, R. M. y Padilla, H.M. (2009), “*Análisis estructural con matrices*”, Editorial Trillas S. A. de C. V., México, D.F.
- Sowers, G. B. y Sowers G. F. (1961) “*Introductory soil mechanics and foundations*”. Editorial The Macmillan Company. New York, E.U.A.
- Tamez, E. (2001), “*Ingeniería de cimentaciones. Conceptos básicos de la práctica*”, tgc México, D.F.

Terzaghi, K. (1943), "*Theoretical soil mechanics*". Editorial John Wiley and Sons, Inc. New York, E.U.A.

Terzaghi, K. y Peck, R. (1967), "*Soil mechanics in engineering practice*". Editorial John Wiley and Sons, Inc. New York, E.U.A.

Whitlow, R. (1995), "*Basic soil Mechanics*", Third edition. Longman Scientific & Technical. Inglaterra.

Winterkorn, H. y Fang, H. (1975), "*Foundation engineering handbook*", Van Nostrand Reinhold Company. New York, Estados Unidos de América.

Zeevaert, L. (1973), "*Foundation engineering for difficult subsoil conditions*", Van Nostrand Reinhold Company. Estados Unidos de América.

Zeevaert, L. (1980), "*Interacción suelo-estructura de cimentaciones superficiales y profundas, sujetas a cargas estáticas y sísmicas*", Editorial Limusa, México, D.F.

Artículos

Casagrande, A. (1936). "*The determination of the pre-consolidation load and its practical significance*", Proc. 1st. Internatioanl Conference on Soil Mechanics and Foundation Emgineering.

Chamecki, S., (1956). "*Structural rigidity in calculating settlements*", Journal of the soil Mechanics and Foundations Division. Proc. ASCE, Vo 88. N° SM1,enero.

Damy, J. (1985). "*Integración de las superficies de Boussinesq, Westergaard y Fröhlich, sobre superficies poligonales de cualquier forma, cargadas con fuerzas verticales uniformemente repartidas*". Rev. Ingeniería, Vol. LV, N° 1: 82-86.

Deméneghi, A. (1985), "*Non-iterative method for the analysis of soil-structure interaction*", Proceedings of the XI Int Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Frnacisco, E.U.A. pp 733-736

Deméneghi, A. (1991), "*Interacción estática suelo estructura*". Reunión conjunta SMMS, SMIS, SMIE. Interacción suelo-estructura y diseño estructural de cimentaciones. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México, D.F. págs. 19-46.

Deméneghi, A. (1996), "*Interacción estática suelo-estructura, considerando efectos de torsión y acortamiento de barras*". XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos Vol. 1. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México, D.F. págs. 303-310

Deméneghi, A., Puebla, M. (2004). "*Cálculo de asentamientos a largo plazo en suelos cohesivos totalmente saturados*". XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos Tomo II. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México, D.F. págs. 39-46

Esteva, L., Guerra, R. y Barradas, L., (1977). "*Aproximaciones sucesivas en el análisis de cimentaciones continuas sobre terreno compresible*", Memoria del 1er Congreso Nacional sobre Ingeniería Estructural. México, D. F.

Skempton, A.W. and Northey, R.D. (1952), "*Sensitivity of Clays*", *Geotechnique*, vol. 3, no. 1, pp. 40-51.

- Skempton, A. W. (1954), "The pore-pressure coefficients a and b ": geotechnique, volume 4, p 143 – 147.
- Skempton, A.W. and Bjerrum, L. (1957), "A Contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay", *Geotechnique*, vol. 7, p. 168.
- H.R. Aguilar, "Respuesta de sistemas suelo–cimentación–estructura", Tesis profesional, Universidad La Salle, México, D.F., (1992).
- J. Avilés, L.E. Pérez-Rocha y H.R. Aguilar, "Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo–estructura", Boletín del Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra, (1992).
- R. Dobry y G. Gazetas, "Simple method for dynamic stiffness and damping of floating pile groups", *Geotechnique*, Vol. 38, No 4, pp. 557–574, (1988).
- G. Gazetas, "Foundation vibrations", *Foundation Engineering Handbook*, H. Fang (Ed.), Van Nostrand Reinhold, Nueva York, (1991).
- E. Kausel, R. Whitman, J. Morray y F. Elsabee, "The spring method for embedded foundations", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 48, pp. 377–392, (1978).
- J. Lysmer, "Vertical motions of rigid footings", Tesis doctoral, University of Michigan, Ann Arbor, (1965).
- MDOC, "Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo", Instituto de Investigaciones Eléctricas de la Comisión Federal de Electricidad, (1993).
- NTC, "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal del 5 de noviembre 1987, (1987).
- H.G. Poulos, "Analysis of the settlement of pile group", *Geotechnique*, Vol. 18, No 4, pp. 449–471, (1968).
- H.G. Poulos, "Behavior of laterally–loaded piles II: pile groups", *Soil Mech. Fdns. Div. Am. Soc. Civ. Engrs.*, Vol. 97, SM5, pp. 733–751, (1971).
- J.M. Roesset, "Dynamic stiffness of pile groups", *Pile foundations*, ASCE, New York, (1984).
- I. Sánchez-Salineró, "Dynamic stiffness of pile groups: approximate solutions", *Geotechnical Engineering Report GR83-5*, University of Texas at Austin, (1983)