



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**MODELADO DEL COMPORTAMIENTO
DE PILOTES E INCLUSIONES SOMETIDOS
A CONSOLIDACIÓN REGIONAL, EN LA ZONA
LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

DOCTOR EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

P R E S E N T A :

JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO



TUTOR:
DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD

2010



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. DANIEL RESÉNDIZ NÚÑEZ
Secretario: DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY
Vocal: DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD
1^{er}. Suplente: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
2^{do}. Suplente: DR. VENANCIO TRUEBA LÓPEZ

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD

FIRMA

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a Arantxa.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Instituto de Ingeniería su apoyo para la realización de este trabajo, en especial al Dr. Gabriel Auvinet por su respaldo incondicional en mi desarrollo académico y profesional. Asimismo al Dr. Efraín Ovando por su interés en mi trabajo doctoral.

A la Dr. Minna Karstunnen por su apoyo tanto académico como moral que me brindó durante mi estancia de nueve meses en la Universidad de Strathclyde, Glasgow, Escocia.

A mis colegas y amigos Jorge Rojas, Jorge Fernández, Oscar Luna y Norma Patricia López, por su apoyo, asesoría e intensos debates, durante mi trabajo doctoral.

Parte fundamental de esta tesis se realizó durante una estancia académica de nueve meses en la Universidad de Strathclyde, Escocia, con el apoyo del Programa Alban, Programa de Becas de Alto Nivel de la Unión Europea para América Latina, beca n° [E07D402041MX]

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
1 ANTECEDENTES	5
1.1 ESTUDIOS RESPECTO A LA FRICCIÓN NEGATIVA	5
1.1.1 Estudios de campo	5
1.1.1.1 Holanda (Plomp y Mierlo, 1948)	5
1.1.1.2 Noruega (Bjerrum et al. 1969)	7
1.1.1.3 Japón (Endo et al., 1969)	9
1.1.1.4 Suecia (Fellenius y Broms, 1969; Fellenius, 1971 y 1998 y Bjerin, 1977)	9
1.1.1.5 Australia (Walter y Darvall, 1972)	13
1.1.1.6 México (Auvinet y Hanel, 1981)	13
1.1.1.7 Canadá (Bozozuk, 1981)	16
1.1.1.8 EU (Clemente, 1981)	18
1.1.2 Estudios de laboratorio	20
1.1.3 Fricción entre pilote y suelo	23
1.1.3.1 Primera escuela	23
1.1.3.2 Segunda escuela	23
1.1.3.3 Tercera escuela	25
1.1.4 Esfuerzos en el elemento y en la interfaz elemento-suelo	26
1.2 PROBLEMÁTICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO	30
1.2.1 Estratigrafía típica de la Ciudad de México	30
1.2.2 Hundimiento regional	32
1.2.3 Tipos de pilotes e inclusiones utilizados en la Ciudad de México	34
1.2.3.1 Pilotes de punta	34
1.2.3.2 Pilotes de fricción	34
1.2.3.3 Pilotes de punta penetrante	35
1.2.3.4 Pilotes de fricción negativa	35
1.2.3.5 Pilotes de control	37
1.2.3.6 Pilotes telescópicos	37
1.2.3.7 Pilotes con funda antifricción	37
1.2.3.8 Pilotes entrelazados	38

1.2.3.9	Inclusiones inyectadas	39
1.2.3.10	Inclusiones rígidas	39
1.2.4	Estudios sobre la fricción límite entre pilote y suelo	41
1.2.5	Modelos y teorías para el análisis y diseño de cimentaciones con pilotes de fricción e inclusiones sujetas a fricción negativa	44
1.2.5.1	Modelo analítico para el diseño de cimentaciones con pilotes de fricción sujetas a consolidación regional	44
1.2.5.2	Cargas actuantes en una cimentación con pilotes de fricción o inclusiones rígidas, análisis en condiciones límite	47
1.2.5.3	Esfuerzos y asentamientos inducidos por la presencia de pilotes de fricción o inclusiones rígidas en un medio continuo	50
1.2.5.4	Cálculo analítico de fricción negativa y asentamientos causados por un proceso de consolidación	52
1.2.5.5	Modelo numérico simplificado para el análisis y diseño de pilotes e inclusiones en un suelo sometido a consolidación regional	59
1.2.5.6	Diseño en términos de esfuerzos o de deformaciones	64
2	MODELADO NUMÉRICO DE PILOTES E INCLUSIONES SOMETIDOS A CONSOLIDACIÓN REGIONAL	67
2.1	PLANTEAMIENTO	67
2.2	BASES TEÓRICAS	69
2.2.1	Modelos constitutivos de suelos blandos	69
2.2.1.1	Mohr-Coulomb (MC)	69
2.2.1.2	Cam-Clay Modificado (CCM)	69
2.2.1.3	Soft-Soil (SS)	70
2.2.1.4	S-CLAY1	71
2.2.2	Tipos de análisis mediante el MEF para suelos saturados	72
2.2.3	Modelado de la interfaz elemento-suelo	73
2.2.4	Métodos simplificados para el análisis en 3D	75
2.2.4.1	Uso de “pilotes embebidos”	75
2.2.4.1	Axisimetría con cargas no-axisimétricas	76
2.2.5	Modelado del efecto de la instalación	78
2.3	CONDICIONES GENERALES DEL ANÁLISIS	84
2.3.1	Estratigrafía	84

2.3.2	Propiedades	85
2.3.3	Estado inicial de esfuerzos y condiciones piezométricas	87
2.3.4	Geometría de los pilotes	88
2.4	MODELADO DE UN PILOTE AISLADO	89
2.4.1	Planteamiento	89
2.4.2	Fricción negativa ante cargas accidentales	90
2.4.3	Fricción negativa ante variaciones estacionales del nivel freático	92
2.4.4	Conclusiones	97
2.5	MODELADO DE UN GRUPO DE ELEMENTOS SUPUESTO INFINITO	99
2.5.1	Planteamiento	99
2.5.2	Comparación entre modelos constitutivos	102
2.5.3	Inclusiones rígidas	111
2.5.4	Conclusiones	122
2.6	MODELADO EN TRES DIMENSIONES (3D)	125
2.6.1	Planteamiento	125
2.6.2	Franja de pilotes supuesta infinita	125
2.6.3	Grupos de pilotes	134
2.6.4	Conclusiones	140
2.7	METODOLOGÍA PROPUESTA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILOTES E INCLUSIONES EMPLEANDO MODELOS NUMÉRICOS	143
3	MODELO ANALÍTICO PROPUESTO PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILOTES EN TÉRMINOS DE ASENTAMIENTOS	149
3.1	PLANTEAMIENTO	149
3.2	CALIBRACIÓN DEL MODELO MODIFICADO	151
3.2.1	Consideraciones generales	151
3.2.2	Grupo de pilotes supuesto infinito	151
3.2.3	Franja de pilotes supuesta infinita	152
3.2.4	Grupo de pilotes	156
3.3	CONCLUSIONES	160
	CONCLUSIONES GENERALES	163
	BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS	167

		A1-1
Anexo 1.	Integraciones de las ecuaciones de Mindlin para el análisis de esfuerzos inducidos por pilotes e inclusiones	
Anexo 2.	Modelos constitutivos de suelos blandos y parámetros que intervienen	A2-1
Anexo 3.	Tipos de análisis mediante el MEF para suelos saturados	A3-1
Anexo 4.	Axisimetría con cargas no-axisimétricas	A4-1

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1** Tipos de cimentaciones empleadas con mayor frecuencia en la zona lacustre de la Ciudad de México
- Figura 2** Ejemplo de la emersión aparente presentada en uno de los apoyos de la Línea 4 del metro de la Ciudad de México, cimentado sobre pilotes de fricción
- Figura 1.1.1** Estratigrafía y características generales de la prueba (Plomp y Mierlo, 1948)
- Figura 1.1.2** Variación de la piezometría con el tiempo (Plomp y Mierlo, 1948)
- Figura 1.1.3** Determinación de la profundidad del nivel neutro (Plomp y Mierlo, 1948)
- Figura 1.1.4** Características generales de la prueba, sitio Heröya (Bjerrum et al., 1969)
- Figura 1.1.5** Resultados obtenidos en el sitio Heröya (Bjerrum et al., 1969)
- Figura 1.1.6** Características generales de la prueba (Endo et al., 1969)
- Figura 1.1.7** Piezometría de la zona (Endo et al., 1969)
- Figura 1.1.8** Carga axial y esfuerzo medido en los pilotes (Endo et al., 1969)
- Figura 1.1.9** Características generales de la prueba (Fellenius y Broms, 1969)
- Figura 1.1.10** Carga axial en el Pilote II para las distintas etapas del ensaye (Bjerin, 1977)
- Figura 1.1.11** Características generales de la prueba (Walker y Darvall, 1972)
- Figura 1.1.12** Carga axial en los pilotes de prueba (Walker y Darvall, 1972)
- Figura 1.1.13** Pilotes e instrumentación (Auvinet y Hanel, 1981)
- Figura 1.1.14** Condiciones piezométricas (Auvinet y Hanel, 1981)
- Figura 1.1.15** Carga axial registrada en el pilote de fricción (obtenido de Auvinet y Hanel, 1981)
- Figura 1.1.16** Carga axial registrada en el pilote de punta (obtenido de Auvinet y Hanel, 1981)
- Figura 1.1.17** Características generales de la prueba (Bozozuk, 1981)
- Figura 1.1.18** Distribución de carga en el pilote de prueba (Bozozuk, 1981)
- Figura 1.1.19** Características generales del sitio (Clemente, 1981)
- Figura 1.1.20** Carga axial en pilotes sin tratamiento (Clemente, 1981)
- Figura 1.1.21** Carga axial en pilotes con bitumen (Clemente, 1981)
- Figura 1.1.22** Configuración del modelo a escala para la centrífuga (Leung et al., 2004), unidades en mm
- Figura 1.1.23** Perfil de la carga axial transmitida por el pilote para distintos tiempos transcurridos de la prueba (Leung et al., 2004)
- Figura 1.1.24** Efecto de la aplicación de la carga axial en la elevación del nivel neutro (Leung et al., 2004)
- Figura 1.1.25** Fricción normalizada respecto al esfuerzo efectivo vertical en función del ángulo de fricción ϕ (Auvinet et al., 1976)
- Figura 1.1.26** Correlación entre fricción y resistencia no drenada normalizada respecto al esfuerzo efectivo vertical (Dawson, 1970)
- Figura 1.1.27** Solicitaciones desarrolladas en el suelo alrededor de distintos tipos de pilotes e inclusiones
- Figura 1.1.28** Esfuerzos en el interior del elemento para los casos descritos en la Figura 1.1.27
- Figura 1.1.29** Esfuerzos en interfaz elemento-suelo para los casos descritos en la Figura 1.1.27
- Figura 1.2.1** Zonificación geotécnica de la Ciudad de México
- Figura 1.2.2** Estratigrafía de la Ciudad de México (Marsal, 1975)
- Figura 1.2.3** Evolución del asentamiento regional medio para el periodo 1898 a 2005 (Laboratorio de geoinformática, 2009)
- Figura 1.2.4** Perfil típico del abatimiento de las presiones de poro en la zona del Lago
- Figura 1.2.5** Emersión aparente de un grupo de pilotes de punta en el lago de Texcoco
- Figura 1.2.6** Pilotes de fricción
- Figura 1.2.7** Pilote de punta penetrante utilizado en el Palacio de los Deportes, en la Ciudad de México (Reséndiz et al., 1969)
- Figura 1.2.8** Pilotes de fricción negativa
- Figura 1.2.9** Pilote de control (González, 1948)
- Figura 1.2.10** Pilote telescópico (Correa, 1969)
- Figura 1.2.11** Pilotes entrelazados (Girault, 1964)
- Figura 1.2.12** Inclusiones inyectadas envueltas en geotextil (Santoyo et al., 2005)

-
- Figura 1.2.13** Inclusiones rígidas empleadas en un conjunto habitacional de grandes dimensiones
- Figura 1.2.14** Variación de ϕ respecto a la velocidad de deformación $\dot{\epsilon}$ (Alberro e Hiriart, 1973)
- Figura 1.2.15** Cámara para estimar la fricción suelo-pilote de concreto (Cervantes, 1972)
- Figura 1.2.16** Variación de ϕ con la relación de sobre-consolidación OCR (grafico realizado a partir de los resultados reportados por Villa, 2004)
- Figura 1.2.17** Caso 1. Pilotes que soportan la carga del edificio y la fricción negativa
- Figura 1.2.18** Caso 2. Pilotes de fricción
- Figura 1.2.19** Interacción a largo tiempo pilote-suelo (Reséndiz y Auvinet, 1973)
- Figura 1.2.20** Cargas equivalentes repartidas para un grupo de pilotes
- Figura 1.2.21** Cargas equivalentes repartidas para un grupo de inclusiones (Rodríguez, 2001)
- Figura 1.2.22** Condiciones de frontera y convención de signos (Alberro y Hernández, 2000)
- Figura 1.2.23** Carga por fricción negativa $Q_{neg.}$ y fuerza cortante τ para un pilote aislado de punta (Alberro y Hernández, 2000)
- Figura 1.2.24** Carga por fricción negativa $Q_{neg.}$ y fuerza cortante τ para un pilote aislado de fricción
- Figura 1.2.25** Carga por fricción negativa $Q_{neg.}$ para un pilote aislado de fricción y para penetraciones de su punta $\delta_p(t)$ de 5 y 10 cm
- Figura 1.2.26** Carga por fricción negativa $Q_{neg.}$ para un pilote aislado de fricción y para tiempos de bombeo de 4 y 5 años
- Figura 1.2.27** Distribución de pilotes considerada (Alberro y Hernández, 2000)
- Figura 1.2.28** Carga por fricción negativa $Q_{neg.}$ para grupo de pilotes. Pilotes de esquina $Q_{neg.3}$, pilotes de hileras externas $Q_{neg.2}$ y pilotes de hileras internas $Q_{neg.1}$. (Alberro y Hernández, 2000)
- Figura 1.2.29** Área tributaria de una inclusión (Rodríguez, 2001)
- Figura 1.2.30** Relación de esfuerzos cortantes ($\tau_{xy} / c_u =$ esfuerzo obtenido/resistencia al corte no drenada) al variar la carga externa y la separación entre inclusiones que apoyan su cabeza en una capa dura (Rodríguez, 2001)
- Figura 1.2.31** Relación de esfuerzos cortantes ($\tau_{xy} / c_u =$ esfuerzo obtenido/resistencia al corte no drenada) al final del proceso de consolidación regional ($U = 100\%$) al variar la carga externa y la separación entre inclusiones que apoyan su cabeza en una capa dura (Rodríguez, 2001)
- Figura 1.2.32** Factor de reducción para el caso de una inclusión que recarga su cabeza en un estrato duro y que se somete a un proceso combinado de consolidación (Rodríguez, 2001)
- Figura 1.2.33** Relación de esfuerzos cortantes a lo largo del fuste del pilote: (a) para la primera etapa y (b) para la segunda (Auvinet y Rodríguez, 2002)
- Figura 1.2.34** Factor de reducción para pilotes de fricción (Auvinet y Rodríguez, 2002)
- Figura 2.2.1** Ley de resistencia al corte de los suelos de Coulomb
- Figura 2.2.2** Superficie de fluencia para el modelo CCM
- Figura 2.2.3** Superficie de fluencia para el modelo SS
- Figura 2.2.4** Superficie de fluencia del modelo S-Clay1
- Figura 2.2.5** Distribución de los nodos y los puntos de esfuerzos en los elementos de interfaz y su conexión con los elementos del suelo (Brinkgreve et al., 2008)
- Figura 2.2.6** Esquema simple de un “pilote embebido” (Engin et al., 2009)
- Figura 2.2.7** Esquema de la aproximación de la “región elástica”
- Figura 2.2.8** Curvas carga-desplazamiento con los resultados de la prueba de carga y la modelación en Plaxis 3D con el “pilote embebido” (Engin et al., 2009)
- Figura 2.2.9** Planteamiento del problema
- Figura 2.2.10** Modelo desarrollado
- Figura 2.2.11** Asentamientos superficiales alrededor de un pilote debidos a una carga local

- Figura 2.2.12** Resultados de pruebas de veleta realizadas a distintos tiempos, en el interior de un grupo de pilotes hincados (Fellenius y Samson, 1976)
- Figura 2.2.13** Variación de la relación de resistencia no-confinada con la distancia al fuste del pilote, para arcillas lacustres de la Ciudad de México remoldedadas por el hincado (Zeevaert, 1957b)
- Figura 2.2.14** Influencia del tiempo de reposo en la adherencia desarrollada entre pilotes de concreto y la arcilla del Valle de México (Reséndiz, 1964)
- Figura 2.2.15** Variación de la relación de esfuerzos efectivos horizontales en el fuste con el tiempo, a partir de la instalación del pilote en las Arcillas Azules de Boston (Azzous y Morrison, 1988)
- Figura 2.2.16** Disipación del exceso de presión de poro con el tiempo, para tres distintas profundidades (Pastana et al., 2002)
- Figura 2.3.1** Perfil estratigráfico considerado para el modelado numérico
- Figura 2.3.2** Estado inicial de esfuerzos
- Figura 2.3.3** Condiciones piezométricas
- Figura 2.4.1** Malla de elementos empleada para ambos análisis
- Figura 2.4.2** Variación de la carga axial con la profundidad para las distintas etapas del análisis
- Figura 2.4.3** Curvas carga-desplazamiento en la cabeza de un pilote sometido y de otro no sometido a fricción negativa por abatimiento piezométrico
- Figura 2.4.4** Asentamientos medidos en bancos de nivel a distintas profundidades y en los pilotes instrumentados (Auvinet y Hanel, 1981)
- Figura 2.4.5** Condiciones piezométricas consideradas
- Figura 2.4.6** Desplazamientos obtenidos para las distintas etapas del análisis
- Figura 2.4.7** Cargas en el pilote al pasar de la temporada de lluvia a la de sequías
- Figura 2.5.1** Variación con la profundidad del incremento de esfuerzos efectivo vertical para los casos 3D y axisimétrico
- Figura 2.5.2** Criterio aproximado para determinar si un problema puede considerarse como axisimétrico, en función de las dimensiones en planta de la estructura, B y L , y el espesor del estrato compresible, H
- Figura 2.5.3** Ejemplo de la malla de elementos finitos desarrollada
- Figura 2.5.4** Variación de la relación de asentamientos con la separación entre pilotes, para todos los modelos y para la primera etapa de consolidación
- Figura 2.5.5** Puntos de plastificación para una separación entre pilotes de 4m
- Figura 2.5.6** Puntos de fluencia para una separación entre pilotes de 4m
- Figura 2.5.7** Trayectorias de esfuerzos en el fuste cerca de la punta del pilote
- Figura 2.5.8** Trayectorias de esfuerzos por debajo de la punta del pilote
- Figura 2.5.9** Variación de la relación de asentamientos con la separación entre pilotes, para todos los modelos numéricos y para la segunda etapa de consolidación
- Figura 2.5.10** Variación de la relación de asentamientos con la separación entre pilotes, para todos los modelos numéricos y para la tercera etapa de consolidación
- Figura 2.5.11** Ejemplos de superficies de fluencia para los modelos SS, CCM y S-CLAY1
- Figura 2.5.12** Variación del asentamiento para diferentes grados de anisotropía, para las tres etapas de consolidación y para separaciones entre pilotes de 2 y 4m
- Figura 2.5.13** Puntos de fluencia obtenidos para separaciones entre pilotes de 2 y 4m y para valores extremos de α_0 de 0.50 a 0.88
- Figura 2.5.14** Carga axial en el pilote, para separaciones de 1.5 y 4.0m y para las tres etapas de consolidación
- Figura 2.5.15** Incremento del esfuerzo efectivo vertical en el suelo, para las etapas de consolidación 2 y 3 y para separaciones entre pilotes de 1.5 y 4m
- Figura 2.5.16** Esfuerzos efectivos en el medio para la condición sin y con pilotes (σ'_{zSP} y σ'_{zCP} , respectivamente), para separación entre pilotes de 1.5m y para la Etapa 3 del análisis
- Figura 2.5.17** Esfuerzos efectivos en el medio para la condición sin y con pilotes (σ'_{zSP} y σ'_{zCP} , respectivamente), para separación entre pilotes de 4m y para la Etapa 3 del análisis

-
- Figura 2.5.18** Esquema general de un grupo de inclusiones que recarga su punta superior en un estrato duro
- Figura 2.5.19** Variación de la relación de asentamientos con la separación entre elementos, para la primera etapa de consolidación
- Figura 2.5.20** Variación de la relación de asentamientos con la separación entre elementos, para la segunda etapa de consolidación
- Figura 2.5.21** Variación de la relación de asentamientos con la separación entre elementos, para la tercera etapa de consolidación
- Figura 2.5.22** Carga axial en la inclusión, para separaciones de 2 y 4m y para las tres etapas de consolidación
- Figura 2.5.23** Incremento del esfuerzo efectivo vertical en el suelo, para las Etapas 1 y 3 y para separaciones entre inclusiones de 2 y 4m
- Figura 2.5.24** Curvas de isovalores del incremento del esfuerzo vertical efectivo normalizado ($\Delta\sigma'_v / \Delta q$), en la capa de repartición
- Figura 2.5.25** Puntos de plastificación en la capa de repartición
- Figura 2.5.26** Variación con la profundidad del incremento del esfuerzo vertical efectivo normalizado ($\Delta\sigma'_v / \Delta q$), dentro de la capa de repartición, en el eje de la inclusión, para la tercera etapa de consolidación
- Figura 2.5.27** Superficie de falla desarrollada a lo largo de la capa de repartición al crecer la carga Δq
- Figura 2.5.28** Mecanismo de falla supuesto por capacidad de carga de la cabeza de la inclusión
- Figura 2.5.29** Variación de la capacidad de carga última por punta de la cabeza de la inclusión q_{iu} con ϕ' , para distintos OCR
- Figura 2.5.30** Variación de la carga desarrollada en la cabeza de la incisión q_i con la separación
- Figura 2.6.1** Algunos ejemplos en los que se puede considerar una franja de elementos de longitud supuesta infinita
- Figura 2.6.2** Vista general de la malla desarrollada para el caso de una franja infinita
- Figura 2.6.3** Detalle de la malla de los pilotes y de la losa de cimentación
- Figura 2.6.4** Relación de asentamientos obtenidos en la superficie del modelo 3D y su comparación con el 2D, para un ancho de cimentación de 80m (40 pilotes) y para las tres etapas del análisis
- Figura 2.6.5** Carga axial en los pilotes de centro y borde y su comparación con el modelo 2D, para las tres etapas de análisis y para un ancho de cimentación de 80m (40 pilotes)
- Figura 2.6.6** Cargas en la cabeza, por fricción negativa, por fricción positiva y en la punta, obtenidas para todos los pilotes y para las tres etapas de análisis
- Figura 2.6.7** Profundidades del nivel neutro obtenidas para todos los pilotes y para las tres etapas de análisis
- Figura 2.6.8** Curvas de isovalores del incremento de los esfuerzos efectivos en el medio para las Etapas 2 y 3
- Figura 2.6.9** Relación de desplazamientos horizontales ($\delta_{xcon}^{m\acute{a}x} / \delta_x$) obtenidos para el modelo 3D para la primera etapa del análisis, sin y con pilotes
- Figura 2.6.10** Relación de asentamientos obtenidos en la superficie del modelo 3D y su comparación con el 2D, para un ancho de cimentación de 16m (8 pilotes) y para las tres etapas del análisis
- Figura 2.6.11** Carga axial en los pilotes de centro y borde y su comparación con el modelo 2D, para las tres etapas de análisis y para un ancho de cimentación de 16m
- Figura 2.6.12** Incremento de la carga axial en el pilote de centro y su comparación con el modelo 2D, para las Etapas 2 y 3 y para un ancho de cimentación de 16m
- Figura 2.6.13** Variación de la relación de asentamientos con el ancho B de la losa de cimentación (pilotes @ 2m)
- Figura 2.6.14** Vista general de la malla desarrollada para el caso de un grupo de pilotes
- Figura 2.6.15** Detalle de la malla de los pilotes y de la losa de cimentación
- Figura 2.6.16** Carga axial en los pilotes de centro, borde y esquina, para las tres etapas del análisis

-
- Figura 2.6.17** a) Malla deformada y b) esfuerzos verticales obtenidos para el grupo de pilotes (Etapa 3)
- Figura 2.6.18** Puntos de plastificación obtenidos alrededor de los pilotes
- Figura 2.6.19** Carga axial en el pilote de esquina para distintos espesores (e) de la losa de cimentación y para las tres etapas del análisis
- Figura 2.6.20** Curvas de isovalores de los asentamientos obtenidos para las Etapas 1 y 3
- Figura 2.6.21** Carga axial en los pilotes de borde para los modelos 3D, considerando una franja infinita (Modelo #1) y para un grupo de pilotes (Modelo #2)
- Figura 3.1** Variación de la relación de asentamientos con la separación entre pilotes, para los modelos analítico y numérico (S-CLAY1), para las tres etapas del análisis
- Figura 3.2** Variación con la profundidad del incremento de los esfuerzos efectivos verticales ($\Delta\sigma'_y$), para los modelos analítico y numérico (S-CLAY1), para las tres etapas del análisis y para separaciones entre pilotes de 1.5 y 4m
- Figura 3.3** Variación de la profundidad del nivel neutro (z_0) con la separación entre pilotes para los modelos analítico y numérico (S-CLAY1)
- Figura 3.4** Desplazamientos superficiales obtenidos para un ancho de cimentación de 80m
- Figura 3.5** Curvas de isovalores del incremento del esfuerzo efectivo vertical para la Etapa 3 del análisis y para ambos modelos
- Figura 3.6** Variación de los desplazamientos verticales en el centro de la superficie piloteada con el ancho de la cimentación, para ambos modelos y para las tres etapas del análisis
- Figura 3.7** Curvas de isovalores de los desplazamientos verticales superficiales para la Etapa 1 del análisis y para los modelos analítico y numérico
- Figura 3.8** Incremento de los esfuerzos efectivos verticales ($\Delta\sigma'_y$) para la Etapa 1 del análisis y para los modelos numérico y analítico
- Figura 3.9** Curvas de isovalores de los desplazamientos verticales superficiales para la Etapa 2 del análisis y para los modelos analítico y numérico
- Figura 3.10** Incremento de los esfuerzos efectivos verticales ($\Delta\sigma'_y$) para la Etapa 2 del análisis y para los modelos numérico y analítico
- Figura 3.11** Curvas de isovalores de los desplazamientos verticales superficiales para la Etapa 3 del análisis y para los modelos analítico y numérico
- Figura 3.12** Incremento de los esfuerzos efectivos verticales ($\Delta\sigma'_y$) para la Etapa 3 del análisis y para los modelos numérico y analítico

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1.1	Valores de esfuerzo recomendados para el cálculo de fricción negativa en pilotes (Tomlinson, 1963)
Tabla 1.2.1	Propiedades índices típicas de los suelos de la zona del Lago (Marsal, 1975)
Tabla 1.2.2	Tipos principales de mecanismos de control para pilotes
Tabla 1.2.3	Resumen de resultados obtenidos de distintas referencias, aplicables al cálculo de la fricción pilote-suelo en las arcillas lacustres de la Ciudad de México
Tabla 1.2.4	Valores medios de ϕ' para distintas condiciones de análisis
Tabla 2.2.1	Resumen de los tipos de análisis
Tabla 2.3.1	Propiedades modelo MC
Tabla 2.3.2	Propiedades modelo SS
Tabla 2.3.3	Propiedades modelo CCM
Tabla 2.3.4	Propiedades modelo S-CLAY1
Tabla 2.3.5	Permeabilidades para los análisis en términos de esfuerzos totales con medición de presión de poro (ver Anexo 3)
Tabla 3.1	Propiedades consideradas para el modelo analítico

SIMBOLOGÍA

A	=	área del cimientto
B	=	ancho del cimientto
C_c	=	pendiente de la línea de compresion en el plano $\log \sigma' - e$
C_p	=	capacidad por punta
C_r	=	pendiente de la línea de re-compresión en el plano $\log \sigma' - e$
C_s	=	capacidad por punta superior
C_v	=	coeficiente de consolidación
c	=	cohesión
c_{int}	=	cohesión de la interfaz
c_u	=	resistencia al corte no-drenada
d	=	diámetro del pilote o inclusión
D_f	=	profundidad de desplante
E	=	módulo de compresión
E_{odo}	=	módulo de compresión unidimensional (módulo odométrico)
$E_{odo,int}$	=	módulo de compresión unidimensional de la interfaz
E_u	=	módulo no-drenado
E'	=	módulo drenado
E'_{int}	=	módulo drenado en la interfaz pilote-suelo
e	=	relación de vacíos
e_f	=	relación de vacíos final
e_0	=	relación de vacíos inicial
F_r	=	factor de resistencia
$F_{sub.}$	=	fuerza por subpresión
F_{Rint}	=	factor de reducción de la interfaz
FS	=	factor de seguridad
$F^{(+)}$	=	fricción positiva límite
$F^{(-)}$	=	fricción negativa límite
$F_R^{(+)}$	=	factor de reducción de fricción positiva
$F_R^{(-)}$	=	factor de reducción de fricción negativa
f_L	=	esfuerzo de fricción límite
G	=	módulo de rigidez al cortante
G_{int}	=	módulo de rigidez al cortante de la interfaz
H	=	espesor del medio
h	=	espesor del estrato
K_u	=	módulo de rigidez volumétrica no-drenado
K_w	=	módulo de rigidez volumétrica del agua
K_0	=	coeficiente lateral de presión de tierras en reposo
K_0^{NC}	=	coeficiente lateral de presión de tierras en reposo normalmente-consolidado
K'	=	módulo de rigidez volumétrica drenado
k_H	=	coeficiente de permeabilidad horizontal

k_v	=	coeficiente de permeabilidad vertical
L	=	longitud del cimientto
L_p	=	longitud del pilote
M	=	relación de esfuerzos para el estado crítico en el plano $p' - q$
M^*	=	altura de la elipse de fluencia en el plano $p' - q$ (modelo SS)
N	=	número de golpes en la prueba de penetración estándar
N_p	=	número de pilotes
N_c	}	= coeficientes de capacidad de carga
N_q		
N_γ		
OCR	=	relación de sobre-consolidación (σ'_p / σ')
POP	=	esfuerzo de sobre-consolidación ($\sigma'_p - \sigma'$)
p'	=	esfuerzo efectivo isotrópico
p'_m	=	tamaño de la superficie de fluencia en el plano $p' - q$
Q	=	carga actuante
$Q_{inclusión}$	=	carga transmitida por la inclusión
$Q_{neg.}$	=	carga por fricción negativa
Q_{pilote}	=	carga transmitida por el pilote
q	=	esfuerzo desviador
Δq	=	incremento de carga
q_c	=	resistencia por punta del sondeo de cono
$q_{inclusión}$	=	carga en la cabeza de la inclusión
q_{iu}	=	carga última por punta de la cabeza de la inclusión
q_u	=	resistencia a la compresión simple
R_f	=	capacidad de carga por fricción
R_p	=	capacidad de carga por punta
R_u	=	resistencia última
r	=	radio
S	=	separación entre elementos
t_{int}	=	factor de espesor virtual de la interfaz
U	=	grado de consolidación
u	=	presión de poro
v	=	volumen específico
w	=	contenido de agua
z	=	profundidad
z_0	=	profundidad del eje neutro
z_{NAF}	=	profundidad del nivel de aguas freáticas
α	=	coeficiente de adherencia
α_0	=	inclinación inicial de la superficie de fluencia en el plano $p' - q$ (modelo S-CLAY1)
β	=	eficiencia relativa de las deformaciones plásticas desviadoras y volumétricas en la rotación de la superficie de fluencia (modelo S-CLAY1)

δ_{Ycon}	= desplazamiento vertical efectivo en el centro de la losa de cimentación con pilotes
δ_{Yreg}	= hundimiento regional
$\delta_{Ysín}$	= desplazamiento vertical efectivo en el centro de la losa de cimentación sin pilotes
δ_{Ytot}	= desplazamiento vertical total en el centro de la losa de cimentación con pilotes
δ_H	= desplazamiento horizontal
δ_V	= desplazamiento vertical
ε	= deformación unitaria
ε_v	= deformación volumétrica
$\dot{\varepsilon}$	= velocidad de deformación
ϕ_a	= ángulo de fricción aparente
ϕ'	= ángulo de fricción efectivo
ϕ'_{int}	= ángulo de fricción de la interfaz
γ	= peso volumétrico
η	= q/p'
κ	= pendiente de la línea de re-compresión en el plano $\ln p' - v$
κ^*	= pendiente de la línea de re-compresión en el plano $\ln p' - \varepsilon_v$
λ	= pendiente de la línea de compresión en el plano $\ln p' - v$
λ^*	= pendiente de la línea de compresión en el plano $\ln p' - \varepsilon_v$
μ	= velocidad absoluta a la cual la inclinación de la superficie de fluencia regresa a su estado inicial (modelo S-CLAY1)
ν	= relación de Poisson
ν_u	= relación para condiciones no-drenadas
ν'	= relación para condiciones drenadas
ν'_{int}	= relación de Poisson de la interfaz
ρ	= coeficiente de arqueo
σ'	= esfuerzo efectivo
σ'_{ref}	= esfuerzo efectivo de referencia
σ'_H	= esfuerzo efectivo horizontal
σ'_V	= esfuerzo efectivo vertical
$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{matrix} \right\}$	= esfuerzos principales
τ	= esfuerzo cortante
ψ	= ángulo de dilatancia

INTRODUCCIÓN

Comúnmente, en la zona lacustre de la Ciudad de México (zona del lago, NTCDDC 2004), se emplean tres tipos principales de cimentaciones: cajón de cimentación, para edificaciones pequeñas (Figura 1.a); cajón de cimentación con pilotes de fricción, para edificaciones con altura intermedia (Zeevaert, 1957a, 1963, Figura 1.b) y pilotes de punta o pilas, para edificaciones altas o pesadas (Figura 1.c). Asimismo, como una alternativa de cimentación más económica para edificaciones pequeñas, recientemente se ha empleado la solución de cimentación a base de una losa superficial e inclusiones rígidas, Figura 1.c (Rodríguez, 2001; Rodríguez y Auvinet, 2002(a)).

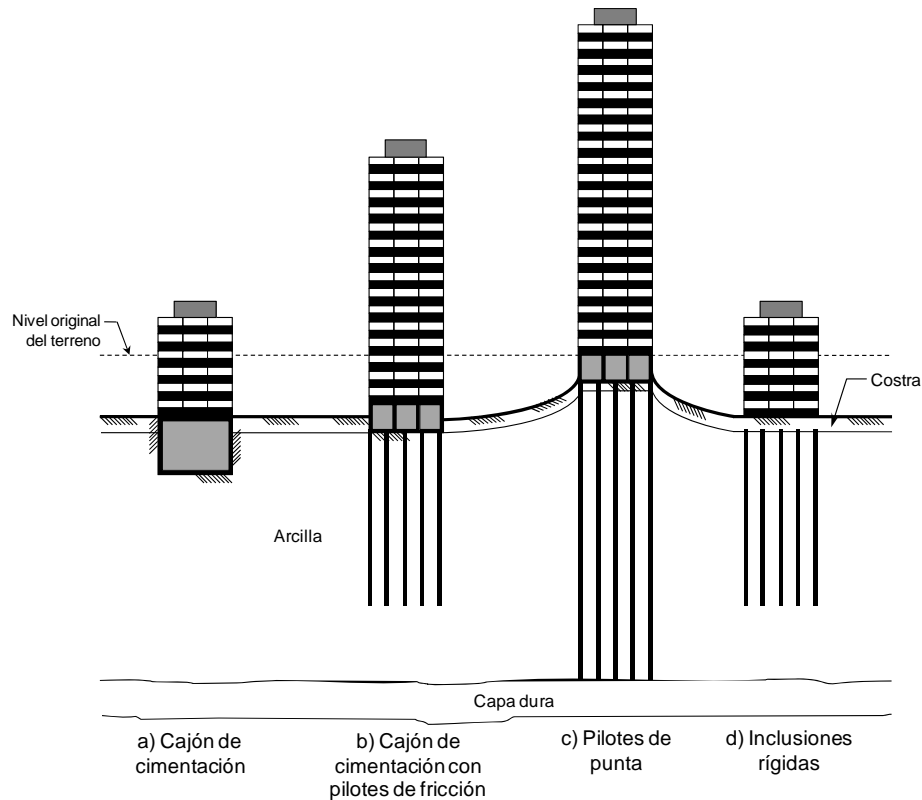


Figura 1. Tipos de cimentaciones empleadas con mayor frecuencia en la zona lacustre de la Ciudad de México

En los suelos blandos de la Ciudad de México, los pilotes de fricción y las inclusiones rígidas se han empleado para la reducción de asentamientos, los primeros como complemento de un cajón de cimentación. De manera menos frecuente los pilotes de fricción se han utilizado para tomar la carga total de la estructura y asegurar la estabilidad de la cimentación (diseño en términos de capacidad de carga). En todos los casos, se presenta una interacción compleja entre el suelo, los pilotes o inclusiones y la estructura, debido a que el suelo se encuentra sometido a un doble proceso de consolidación, producido por el peso de la estructura y por el abatimiento de las presiones intersticiales ocasionado por el intenso bombeo del agua del subsuelo de la ciudad. Desde finales del siglo XIX, la zona lacustre de la Ciudad de México ha sufrido hundimiento regional, que en algunas áreas ha excedido los 10m. En estas condiciones, no se recomienda el uso de pilotes de punta ya que se puede generar la emersión aparente de la estructura, como se muestra en la Figura 1.c, y por tanto, la pérdida de confinamiento de la parte superior de los pilotes y daño a las construcciones vecinas. Por otra parte, cuando no se efectúa un diseño adecuado, las cimentaciones a base de pilotes de fricción o inclusiones pueden hundirse de manera excesiva, o por el contrario, emerger respecto al suelo circundante, Figura 2.

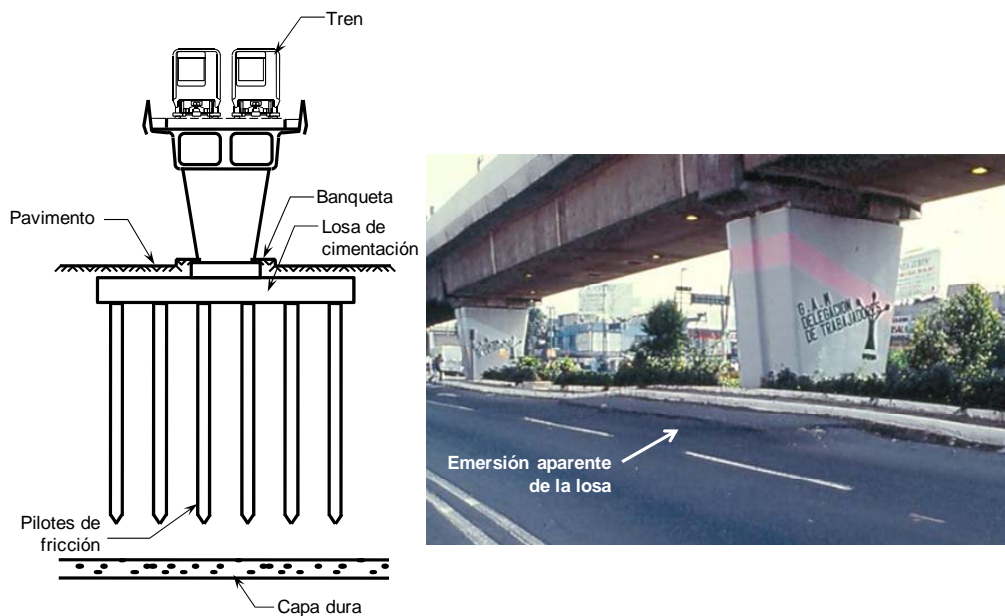


Figura 2 Ejemplo de la emersión aparente presentada en uno de los apoyos de la Línea 4 del metro de la Ciudad de México, cimentado sobre pilotes de fricción

A nivel mundial, se han efectuado estudios de campo en pilotes individuales colocados en un medio que se consolida por el abatimiento de las presiones intersticiales (Plomp y Mierlo, 1948; Endo et al., 1969; Fellenius y Broms, 1969; Auvinet y Hanel, 1981), pero solo algunos de ellos empleando pilotes de fricción (Endo et al., 1969; Auvinet y Hanel, 1981). Existe únicamente una publicación respecto a estudios de laboratorio de pilotes individuales (Leung et al., 2004), y ningún estudio de campo o laboratorio respecto a inclusiones o grupos de pilotes sometidos a estas difíciles condiciones. Algunos autores como Zeevaert (1957a; 1963), Reséndiz y Auvinet (1973), Auvinet y Díaz (1981) y Alberro y Hernández (2000), han propuestos modelos analíticos para el análisis y diseño de cimentaciones a base de pilotes de fricción que interactúan con la consolidación regional. Actualmente, los modelos numéricos como el Método de los Elementos Finitos (MEF) ofrecen nuevas posibilidades para el análisis de cimentaciones sometidas a fricción negativa (Auvinet y

Rodríguez, 2001, 2002; Comodromos y Bareka, 2005; Jeong et al., 1997, 2004; Lee y Charles, 2004). Estos modelos permiten evaluar en forma detallada la magnitud de los esfuerzos desarrollados en la o las puntas y en el fuste de pilotes e inclusiones y las deformaciones consecuentes, aun en suelos heterogéneos; también permiten calibrar y ajustar los modelos analíticos simplificados existentes para el diseño de este tipo de cimentaciones que siguen siendo de gran utilidad para los ingenieros de la práctica.

El objetivo general de este trabajo es desarrollar una metodología para el análisis y diseño de cimentaciones a base de pilotes de fricción e inclusiones rígidas sometidas a consolidación regional, estudiando el comportamiento de estos elementos en suelos con características típicas de la zona lacustre de la Ciudad de México, desarrollando modelos basados en el MEF en dos y tres dimensiones y empleando modelos constitutivos avanzados para la simulación del comportamiento de las arcillas lacustres.

El cuerpo de este estudio se divide en tres partes principales. La primera trata de los antecedentes, en los que se presenta una revisión bibliográfica exhaustiva de los estudios efectuados a nivel mundial relacionados con la fricción negativa en cimentaciones piloteadas, así como la forma como se ha atacado esta problemática específicamente en la zona lacustre de la Ciudad de México. En la segunda parte, se presenta el modelado numérico de pilotes e inclusiones sometidas a consolidación regional; se desarrollan modelos basados en el MEF en dos y tres dimensiones en los que se utilizan modelos constitutivos avanzados para la simulación del comportamiento de las arcillas lacustres, como el modelo S-CLAY1 (Wheeler et al., 2003) que permite considerar la anisotropía del material y que fue implementado recientemente en el programa *Plaxis* por Karstunen y su equipo de trabajo (2006). A partir de los resultados obtenidos de la modelación numérica se propone una metodología para el análisis y diseño de cimentaciones a base de pilotes de fricción e inclusiones rígidas que interactúan con la consolidación regional. En la tercera parte se presenta un modelo analítico simplificado para el diseño de cimentaciones con pilotes de fricción en términos de asentamientos, basado en las ecuaciones de Mindlin (1936) y en estudios previos efectuados por Reséndiz y Auvinet (1973), Auvinet y Díaz-Mora (1981), Rodríguez (2001) y Auvinet y Rodríguez (2002(b)).

Este trabajo pretende así, por una parte, mejorar el entendimiento de la compleja interacción que existe entre cimentaciones profundas y suelos en proceso de consolidación y, por otra, contribuir a mejorar la práctica del análisis y diseño de cimentaciones a base de pilotes de fricción e inclusiones rígidas que interactúan con el hundimiento regional.

1. ANTECEDENTES

1.1. ESTUDIOS RESPECTO A LA FRICCIÓN NEGATIVA

Se ha observado que en el fuste de pilotes o pilas alojados en un estrato compresible en proceso de consolidación, se desarrollan esfuerzos de fricción que se suman a las cargas estructurales y que pueden poner en riesgo la estabilidad de la cimentación. Estos esfuerzos que actúan en sentido descendente, al “colgarse” el suelo del pilote, han recibido el nombre de fricción negativa.

La fricción negativa puede desarrollarse por diferentes causas:

- a) una sobrecarga superficial reciente,
- b) el peso propio del mismo suelo circundante si se trata de un relleno reciente,
- c) el hundimiento regional, que es una reducción en los niveles piezométricos debida al bombeo de agua en los acuíferos,
- d) el abatimiento del nivel de aguas freáticas ocasionado por evaporación o por fugas hacia el sistema de drenaje, una recarga insuficiente, etc.,
- e) y el simple remoldeo inducido por el hincado de pilotes en suelos sensitivos.

Los efectos de la fricción negativa sobre las cimentaciones piloteadas pueden ir desde el simple incremento de carga axial en el pilote, hasta el desarrollo de asentamientos excesivos o su falla estructural, como ya lo han reportado algunos autores (Inoue, 1977; Kog 1987).

En los siguientes incisos se presentan algunos estudios y teorías que se han desarrollado con el propósito de entender el fenómeno de la fricción negativa e incrementar la seguridad de las cimentaciones a base de pilotes sometidas a dichas cargas.

1.1.1. Estudios de campo

1.1.1.1. Holanda (Plomp y Mierlo, 1948)

La primera investigación en campo que puso en evidencia el desarrollo de fricción negativa fue publicada por Plomp y Mierlo en el año de 1948. En dicha investigación se presentan una serie de pruebas que se realizaron en Holanda, con el propósito de determinar el efecto del bombeo de agua de los acuíferos en las cimentaciones a base de pilotes de punta. La estratigrafía de la zona y las características generales de la prueba se muestran en la Figura 1.1.1.

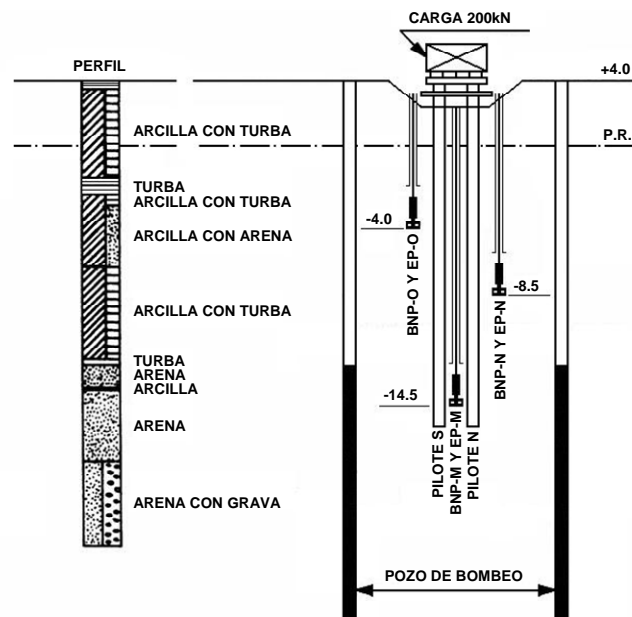


Figura 1.1.1 Estratigrafía y características generales de la prueba (Plomp y Mierlo, 1948)

La prueba consistió en colocar dos pilotes de prueba hasta 15m de profundidad, aproximadamente, sometiéndolos a una carga de 100kN a cada uno, y a un abatimiento piezométrico de 70kPa a una profundidad de 15m, Figura 1.1.2. Dicho abatimiento se logró con la instalación de dos pozos de bombeo hasta la profundidad del estrato de arena y disminuyendo el tirante de agua en unos 7m.

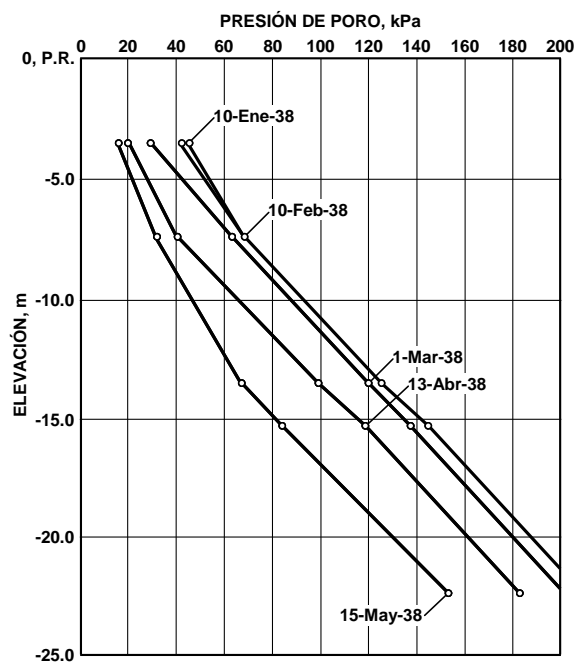


Figura 1.1.2 Variación de la piezometría con el tiempo (Plomp y Mierlo, 1948)

El estudio demuestra la existencia de un *nivel neutro* (aunque todavía no lo llamaban como tal), comparando los asentamientos medidos en varias profundidades del medio, con los sufridos por los pilotes, en diversos intervalos de tiempo, Figura 1.1.3, y se define como la profundidad en la que la fricción negativa pasa a positiva y donde el asentamiento absoluto entre pilote y suelo es el mismo. Se demuestra también que la profundidad de dicho nivel se incrementa con el tiempo conforme lo hace el abatimiento de las presiones intersticiales.

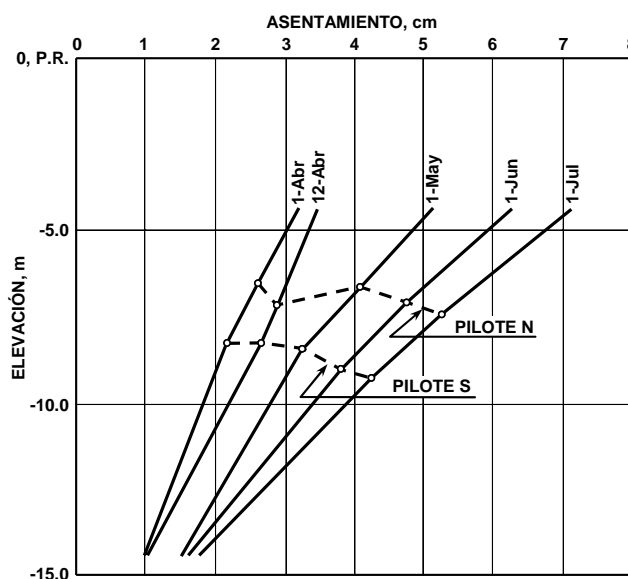


Figura 1.1.3 Determinación de la profundidad del nivel neutro (Plomp y Mierlo, 1948)

1.1.1.2. Noruega (Bjerrum et al., 1969)

Por su parte, Bjerrum et al. (1969), presentan los resultados obtenidos de mediciones realizadas durante cinco años en Noruega, en pilotes de punta tubulares de acero, apoyados en roca y sometidos a fricción negativa debida al peso de un relleno superficial, Figura 1.1.4. El estudio tenía el propósito de demostrar la eficiencia en la colocación de un recubrimiento de *bitumen* en el fuste del pilote para disminuir la fuerza por fricción negativa.

En la Figura 1.1.5 se presentan los resultados de las mediciones realizadas después de año y medio de haberse hincado los pilotes. Puede observarse que la carga por fricción negativa generada en el Pilote A (pilote de referencia, Figura 1.1.4) llega a alcanzar valores de hasta 1,200kN, generando a su vez un esfuerzo en el acero de hasta 18,000kPa. En contraparte, el Pilote B (pilote con capa de *bitumen* en su fuste, Figura 1.1.4) presentó una carga axial de tan solo 100kN, es decir, apenas un 8% del valor registrado en el Pilote A.

Es posible apreciar que en esa época los autores desconocían el concepto de *nivel neutro*, ya que la disminución súbita que presenta la carga axial a partir de los 25m de profundidad, en el Pilote A (Figura 1.1.5), la atribuyen a una anomalía en la roca basal que desvió la cabeza del elemento.

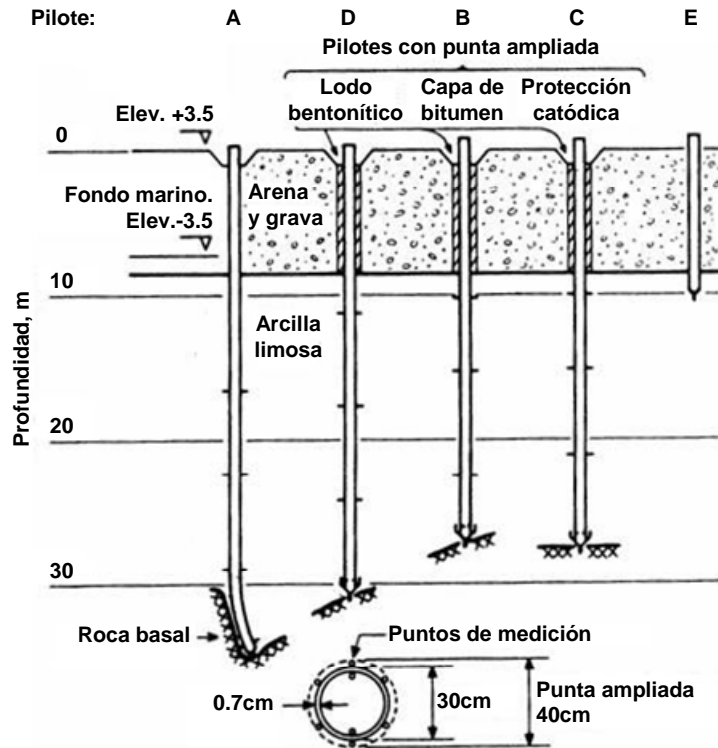


Figura 1.1.4 Características generales de la prueba, sitio Heröya (Bjerrum et al., 1969)

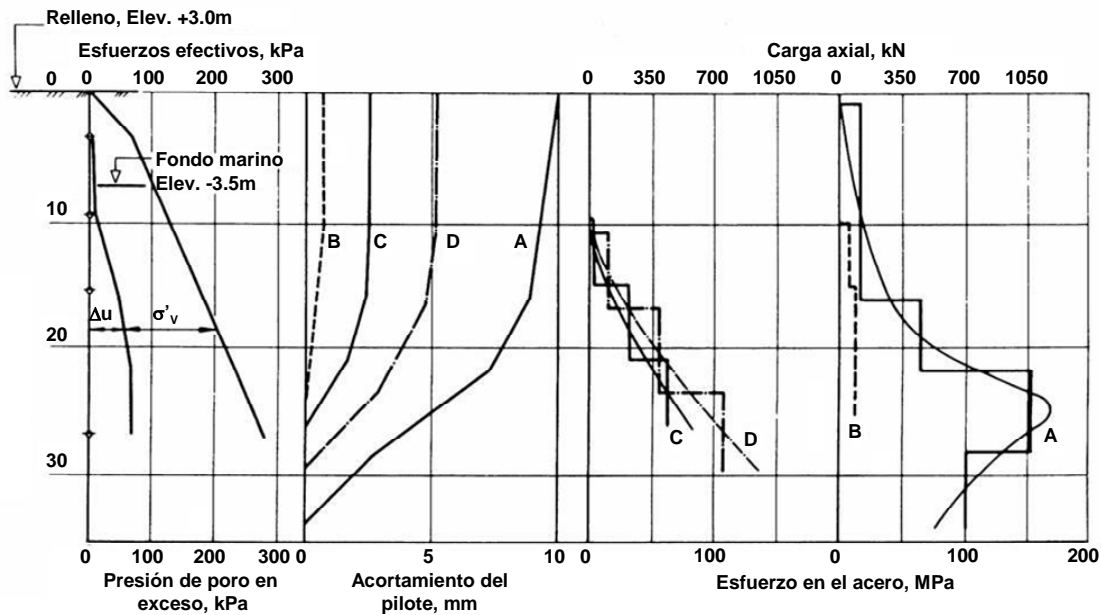


Figura 1.1.5 Resultados obtenidos en el sitio Heröya (Bjerrum et al., 1969)

Por primera vez, se demuestra que es factible reducir la fricción negativa en los pilotes utilizando un recubrimiento de bitumen, ampliando la cabeza del elemento y colocando una capa de lodo bentonítico entre el relleno y su fuste. La carga axial máxima registrada en estos pilotes fue de tan solo 100 y 150kN, un 8 y un 5% de la generada en los pilotes de referencia, respectivamente,

incrementando la carga de diseño de 1,200kN a 2,500kN, evitando así su falla estructural por fricción negativa. El sistema resultó ser tan exitoso que los autores reportan problemas de flotación de algunos pilotes debido a la ausencia de fricción. Para mantenerlos estables, estos tuvieron que ser rellenados con agua.

1.1.1.3. Japón (Endo et al., 1969)

En el año de 1969, Endo et al., presentaron los resultados de mediciones efectuadas en cuatro diferentes tipos de pilotes de acero instrumentados, durante un periodo mayor a dos años, Figura 1.1.6. La fricción negativa que se midió en estos pilotes fue debida a la consolidación de estratos compresibles formados por suelos aluviales de hasta 40m de espesor, generada por el bombeo de agua en un estrato arenoso a 43m de profundidad, Figura 1.1.7. El hundimiento regional medido fue del orden de los 15cm/año.

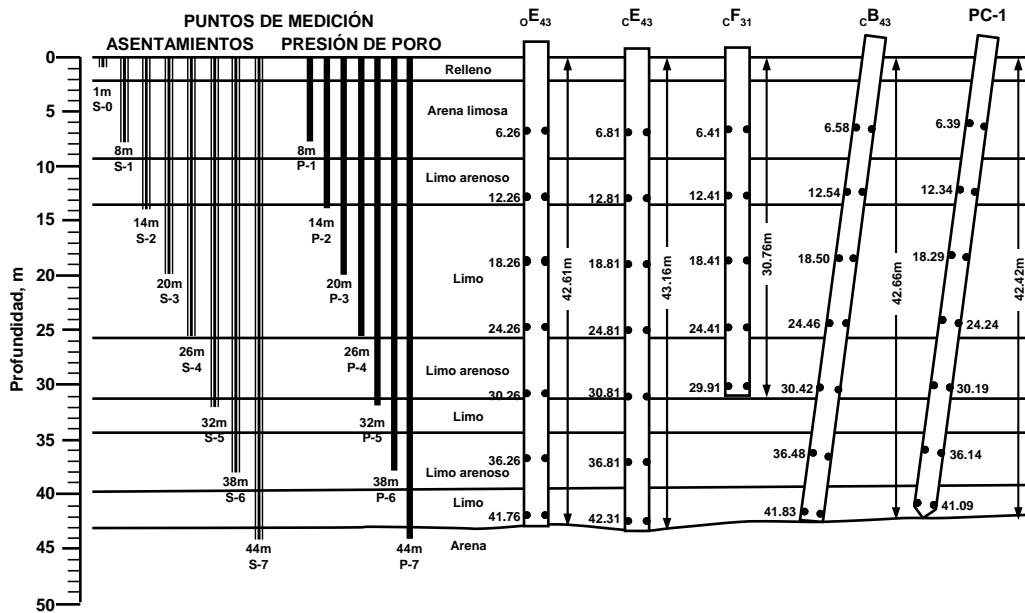


Figura 1.1.6 Características generales de la prueba (Endo et al., 1969)

En la Figura 1.1.8 se presenta la carga axial medida en el pilote C E₄₃ y su variación con el tiempo. Asimismo, en esta misma figura se muestra la magnitud de dicha carga para cada tipo de pilote. Los resultados ponen en evidencia el desarrollo de fricción negativa y positiva y, por tanto, del nivel neutro, debido al abatimiento de las presiones intersticiales. La magnitud de la carga axial y la posición del nivel neutro varían de manera importante durante el primer año de mediciones y luego se estabilizan. Se notó que después de dos años la fricción negativa no sufrió variaciones importantes, por lo que se concluyó que se alcanzaron condiciones límite. Los esfuerzos cercanos a las cabezas y a las puntas de los pilotes se estabilizaron rápidamente.

1.1.1.4. Suecia (Fellenius y Broms, 1969; Fellenius, 1971 y 1998; Bjerin, 1977)

Por otra parte, Fellenius, Broms y Bjerin presentan, en diversas publicaciones, los resultados de más de siete años de mediciones de la fricción negativa que se desarrolló en dos pilotes de concreto de 30cm de diámetro hincados hasta 52m de profundidad, Figura 1.1.9. Los pilotes reforzaron a un

estrato compresible de 40m de profundidad formado por arcillas y limos, desplantando su punta en un estrato formado por una arena limosa compacta. La fricción negativa medida se debió, tanto al desarrollo de un ligero hundimiento regional, de apenas 1mm/año; como al peso de un relleno que se colocó alrededor de los pilotes.

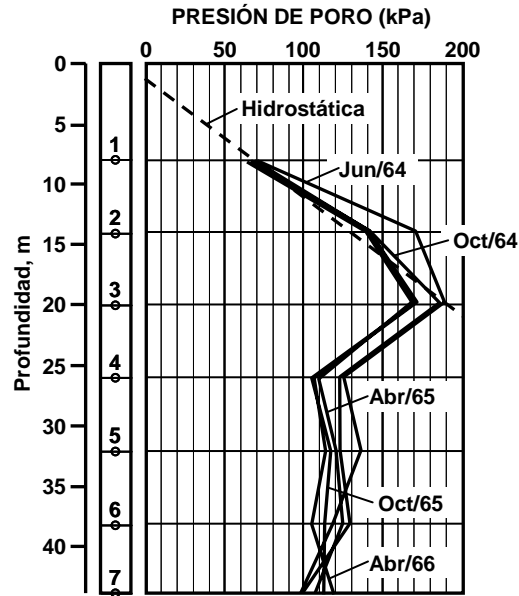


Figura 1.1.7 Piezometría de la zona (Endo et al., 1969)

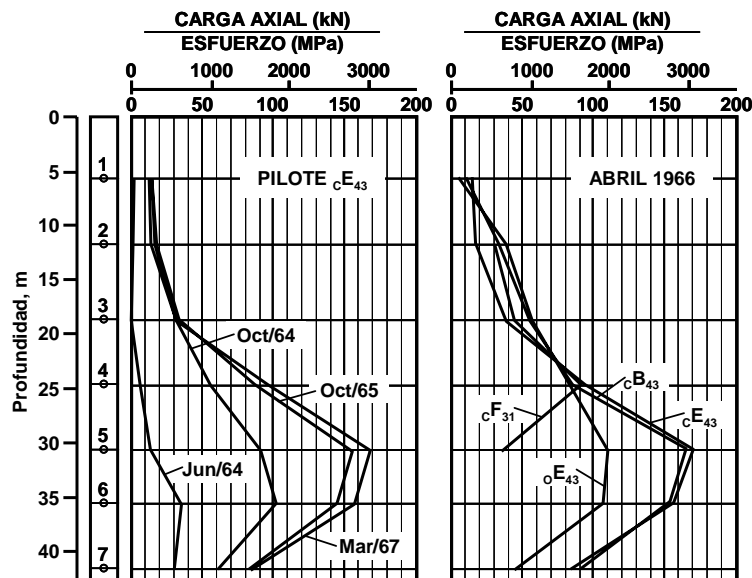


Figura 1.1.8 Carga axial y esfuerzo medido en los pilotes (Endo et al., 1969)

La prueba se dividió en cuatro etapas:

Etapa I. Se hincaron los pilotes y se dejaron reposar durante año y medio sin agregar carga externa.

- Etapa II. Se colocó una carga en el pilote de 440kN y se dejó reposar durante un año, aproximadamente.
- Etapa III. Se añadió otra carga de 360kN y se dejó reposar durante casi tres años.
- Etapa IV. Se colocó un relleno alrededor de los pilotes y se realizaron mediciones durante prácticamente dos años más.

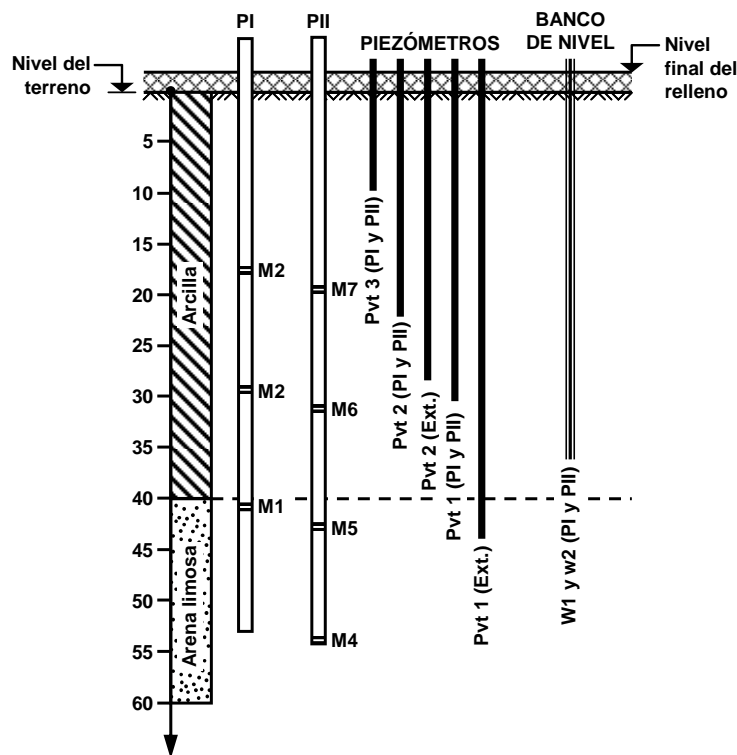


Figura 1.1.9 Características generales de la prueba (Fellenius y Broms, 1969)

En la Figura 1.1.10 se presentan los resultados de las mediciones realizadas en el Pilote II, para las distintas etapas de las pruebas, en un periodo de tiempo de aproximadamente siete años.

De los resultados reportados se puede observar que, inmediatamente después de la colocación del pilote ($t = 0d$) se aprecia un incremento en la carga axial, debido a la re-consolidación del suelo, inducida por la disipación del exceso de presión de poro generada por el hincado. Durante la Etapa I, $t = 495d$, se pone en evidencia el desarrollo de fricción negativa debida al hundimiento regional, que fue de apenas 1mm/año. Una vez adicionada la carga de la Etapa II (440kN) la fricción negativa para $t = 520d$ prácticamente desaparece, entre la superficie y la celda M6, y es sustituida por la carga axial. Al dejar reposar al pilote, $t = 859d$, la fricción negativa se comienza a recuperar, incrementando de manera importante la carga axial máxima en el elemento. Al agregar el segundo incremento de carga (800kN, Etapa III), la fricción negativa, además de desaparecer, se transforma en positiva, hasta la celda M6. De nuevo, al dejar reposar al pilote ($t = 1,922d$), la fricción negativa se recupera y la carga axial máxima en el elemento se incrementa considerablemente. Por último, al colocar el relleno y dejar reposar al pilote (Etapa IV), $t = 1922d$ a $2650d$, se registra el incremento más importante en la fricción negativa, esta llega a generar una carga axial mayor a los 1,600kN. Durante los dos años de mediciones correspondientes a la Etapa IV, después de colocado el relleno, la superficie se asentó unos 10cm. Durante este periodo, el pilote penetró 4mm en el estrato de arena

y este se deformó adicionalmente otros 4mm, por tanto, el asentamiento total del pilote fue de tan solo 8mm.

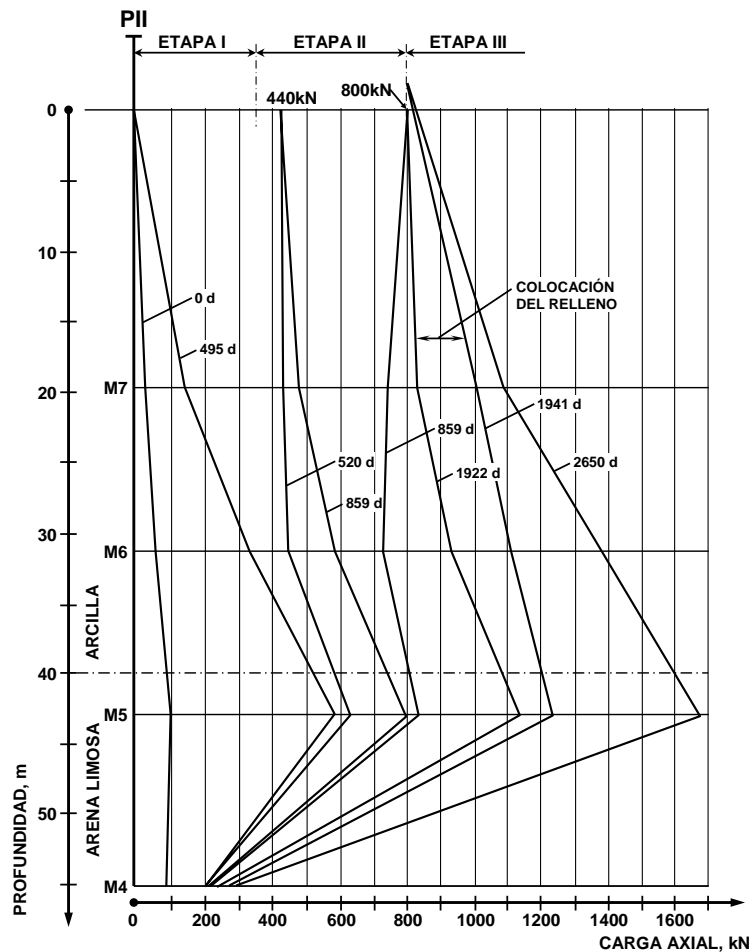


Figura 1.1.10 Carga axial en el Pilote II para las distintas etapas del ensaye (Bjerin, 1977)

De lo anterior, es posible concluir que la disipación de la presión de poro inducida por la instalación del pilote genera cargas residuales en el elemento. Las cargas externas aplicadas disminuyen e inclusive substituyen a la generada por la fricción negativa. Los autores inclusive afirman que la fricción negativa es benéfica ya que precarga al pilote, disminuyendo las deformaciones que pudiesen desarrollarse ocasionadas por cargas vivas o accidentales. Asimismo, mencionan que la fricción negativa que se desarrolle no tendrá ninguna influencia en la capacidad de carga del pilote y no debe restarse cuando se determine la capacidad admisible, tampoco esta debe adicionarse a la bajada de cargas de la estructura.

Sin restarle valor al trabajo realizado, hay que ser cuidadoso con las conclusiones presentadas por los autores ya que resulta difícil creer que la fricción negativa sea benéfica cuando en el artículo se reportan incrementos en la carga axial del pilote mayores a los 600kN, únicamente por fricción negativa, es decir, un incremento en el esfuerzo axial del pilote de 8.5MPa, y que además, puede generarse con un movimiento relativo entre pilote y suelo de apenas 1mm/año, sin dejar de incrementarse. Es importante tener en cuenta que la capacidad de carga del pilote que se ensayó en este trabajo era sumamente alta, ya que se reportan cargas axiales máximas en el pilote de hasta

1,700kN, es decir un esfuerzo del orden de los 24MPa, por tanto, es de esperarse que el pilote falle antes estructuralmente por compresión o flexión, que por capacidad de carga.

1.1.1.5. Australia (Walter y Darvall, 1972)

Los autores presentan un programa de ensayos realizados en Australia, que tuvieron la finalidad de investigar la magnitud y distribución de la fricción negativa que se desarrolló en dos pilotes de acero instrumentados de 76cm de diámetro, Figura 1.1.11, debida a la consolidación del medio, inducida por peso de un terraplén de 3m de altura. Al igual que Bjerrum et al. (1969), se trató de demostrar la eficiencia del recubrimiento de *bitumen* para disminuir la carga por fricción negativa.

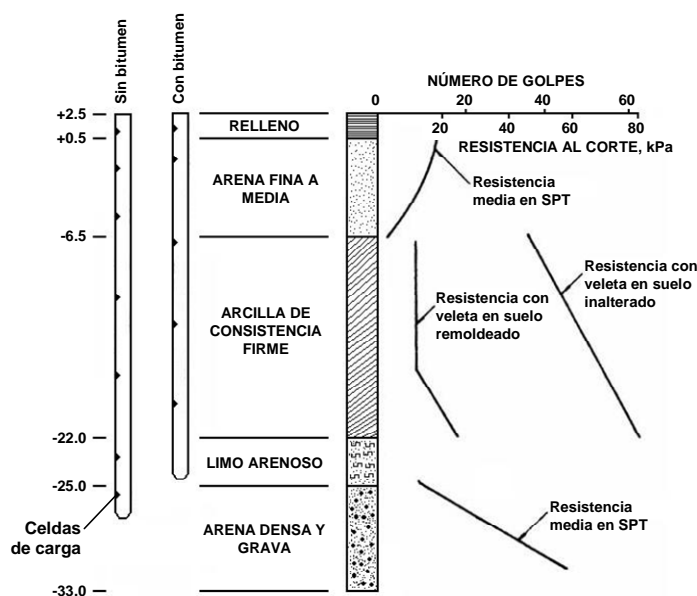


Figura 1.1.11 Características generales de la prueba (Walker y Darvall, 1972)

En la Figura 1.1.12 se presenta la carga axial medida en ambos pilotes. Puede observarse que, al igual que Bjerrum, se demuestra la eficiencia del *bitumen* para reducir la magnitud de la fricción negativa. Para el pilote sin protección se registró una carga axial máxima de hasta 1,800kN, mientras que, para el que se le colocó *bitumen*, esta fue de tan solo 30kN, apenas un 2% de la primera.

A diferencia con los resultados publicados por Bjerrum, en este caso se registra un desarrollo importante de fricción positiva e inclusive el nivel neutro se reportó muy próximo al centro del pilote. Lo anterior se debe muy probablemente a que los pilotes trabajaron más como pilotes de fricción que como de punta, ya que seguramente la rigidez del estrato de apoyo era considerablemente menor a la del sitio de prueba de Bjerrum.

1.1.1.6. México (Auvinet y Hanel, 1981)

En este trabajo se muestran los resultados de cuatro años de mediciones de dos pilotes instrumentados, hincados en el área del ex-lago de Texcoco y sometidos a fricción negativa generada por la consolidación de las arcillas lacustres debida al intenso bombeo inducido.

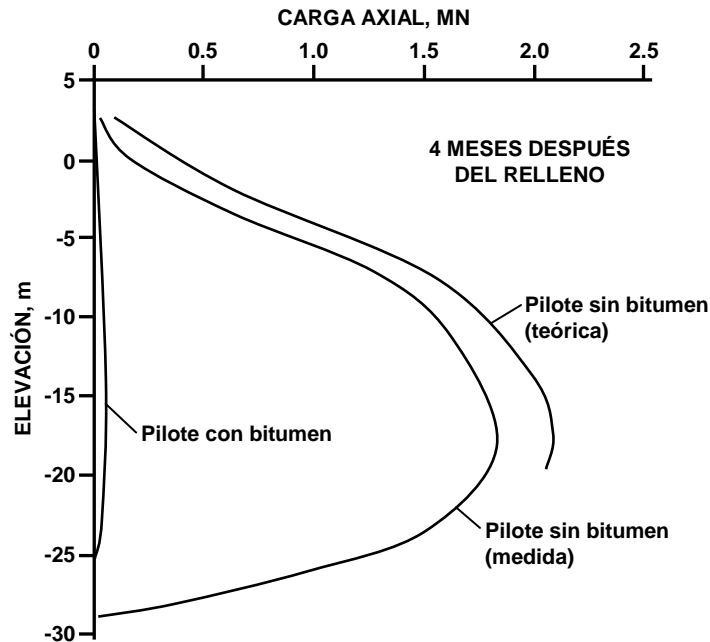


Figura 1.1.12 Carga axial en los pilotes de prueba (Walker y Darvall, 1972)

El subsuelo es típico de la zona de lago virgen de la Ciudad de México, consiste fundamentalmente en dos potentes formaciones arcillosas de consistencia muy blanda, de 32 y 16m de espesor, respectivamente (formación arcillosa superior e inferior), separadas por una capa arenolimsa de 1m de espesor, de compacidad baja (capa dura).

Para la realización de la prueba, se emplearon dos pilotes instrumentados, de concreto, de sección triangular equilátera de 50cm de lado y de 30.5 y 32m de longitud, respectivamente, el primero considerado de fricción y el segundo de punta, Figura 1.1.13.

Hasta Agosto de 1978 se registró un hundimiento de la serie arcillosa superior del orden de los 8mm/mes y operaban en el área cerca de 900 pozos de bombeo. Después de esta fecha únicamente cuatro pozos continuaron funcionando y, por tanto, el hundimiento prácticamente se detuvo, e inclusive se observaron algunas expansiones. También pudo observarse que durante la temporada de lluvias la presión de poro a la profundidad de la capa dura se incrementaba en 20kPa, aproximadamente y la superficie del terreno sufría expansiones considerables. En la gráfica de la Figura 1.1.14 se presentan las tres condiciones piezométricas típicas que se presentaron durante la prueba.

En la Figura 1.1.15 se observa que para el pilote de fricción, la carga axial máxima registrada varía en forma considerable entre la temporada de lluvias y la de sequías, 150 y 210kN, respectivamente. Asimismo, en temporada de lluvias se observa el desarrollo de dos *ejes neutros* debido a la expansión del estrato arcilloso superficial. Además, a partir de la suspensión del bombeo (Agosto de 1978), la carga axial registrada disminuye drásticamente, e inclusive cambia de signo, registrándose tensiones de hasta 120kN.

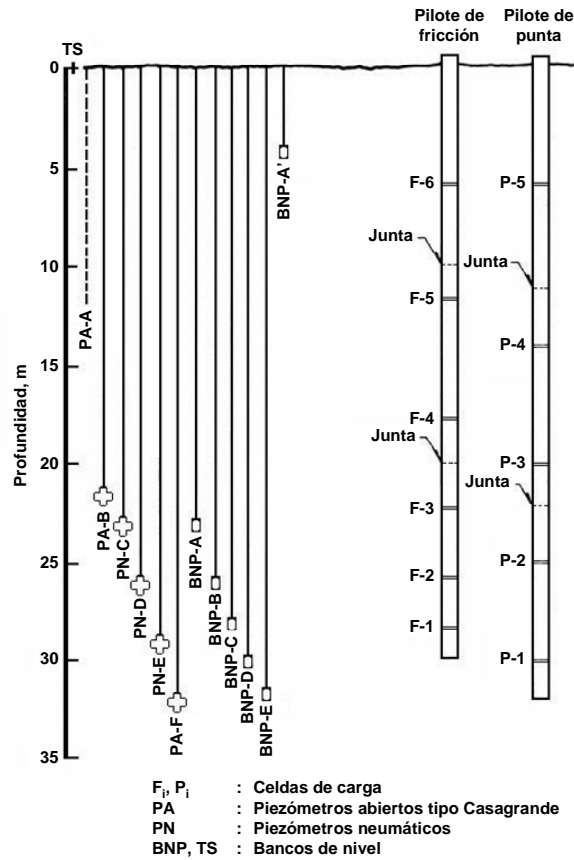


Figura 1.1.13 Pilotes e instrumentación (Auvinet y Hanel, 1981)

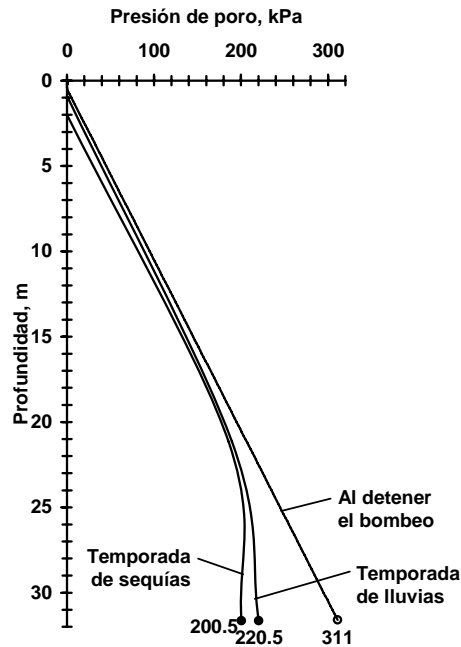


Figura 1.1.14 Condiciones piezométricas (Auvinet y Hanel, 1981)

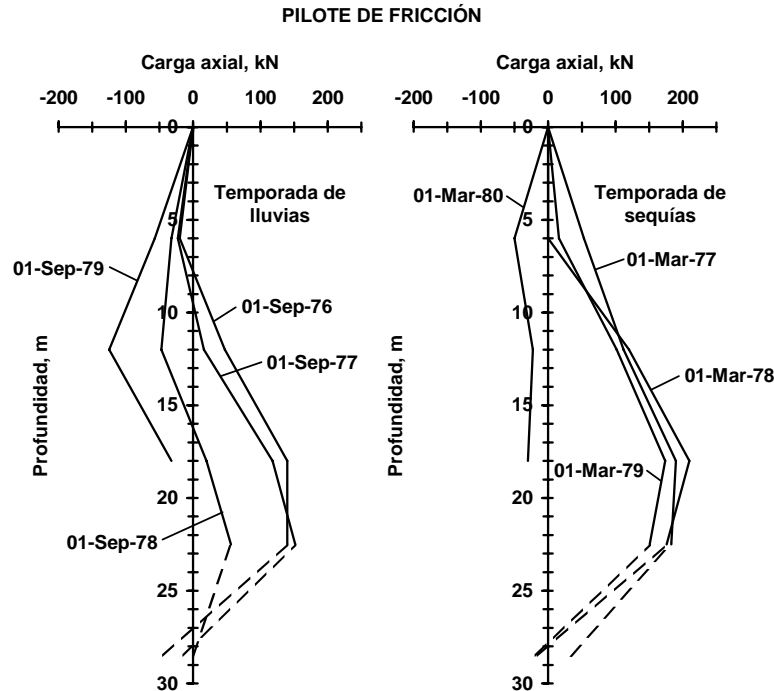


Figura 1.1.15 Carga axial registrada en el pilote de fricción (obtenido de Auvinet y Hanel, 1981)

Se obtuvieron resultados muy similares para el pilote de punta, Figura 1.1.16, los autores atribuyen esto a que el espesor y la resistencia de la capa resistente eran más bajos de lo que esperaban y, por tanto, el pilote se comportó más bien como de fricción. Sin embargo, la rigidez de dicha capa generó una carga axial considerablemente mayor a la del otro pilote, de hasta 320kN, 52% mayor. Además, después de un sismo de 6.5°, en el mes de Marzo de 1979, la carga axial máxima registrada en el pilote de punta disminuyó drásticamente de 290 a 200kN, aproximadamente.

1.1.1.7. Canadá (Bozozuk, 1981)

El autor presenta los resultados de una prueba de carga realizada en Canadá, a un pilote de acero de 49m de longitud y 32.4cm de diámetro, que fue sometido a diez años de fricción negativa debida a la consolidación de una arcilla marina de aproximadamente 73m de espesor, generada por la sobrecarga de un terraplén de arena fina de 10m de altura, Figura 1.1.17.

Como se observa en la Figura 1.1.18, la carga axial máxima desarrollada en el *nivel neutro* ($Q_{neg.}$) fue del orden de los 1.52MN, después de diez años de haber hincado el pilote. Para la carga máxima registrada, el esfuerzo unitario desarrollado en el acero fue de hasta 190MPa, cercano a su esfuerzo de fluencia.

La prueba se realizó en tres etapas: en la Etapa A se aplicó una carga externa igual a $Q_{neg.}$, en tres incrementos y en un periodo de 11 días, luego se retiró y se dejó reposar durante tres días; para la Etapa B la carga se incrementó hasta $2Q_{neg.}$ también en tres incrementos y en un periodo de siete

días, retirando la carga y dejando reposar durante otros tres días; en la Etapa C se aplicaron varios ciclos de carga y descarga.

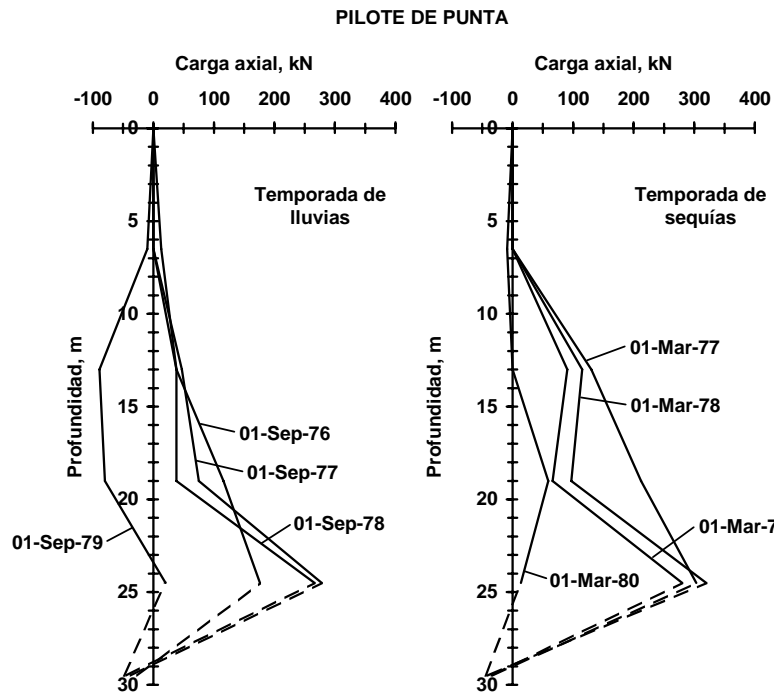


Figura 1.1.16 Carga axial registrada en el pilote de punta (obtenido de Auvinet y Hanel, 1981)

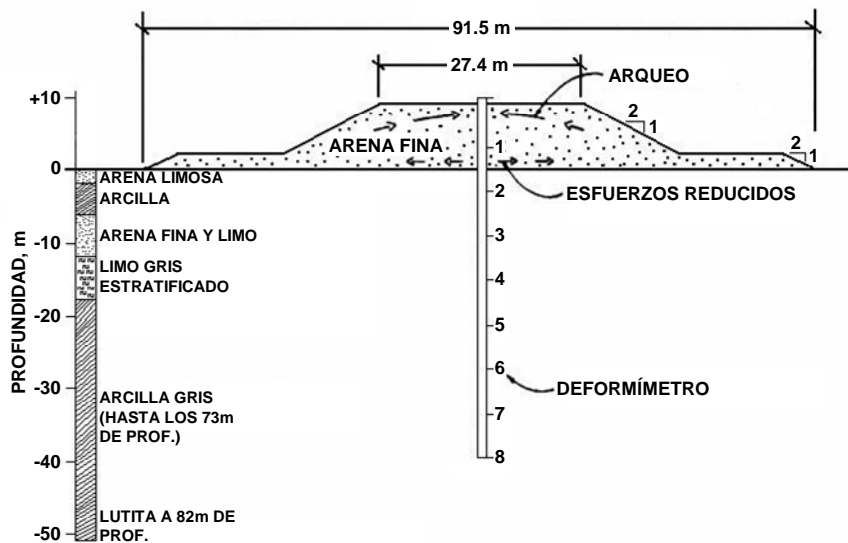


Figura 1.1.17 Características generales de la prueba (Bozozuk, 1981)

Los resultados obtenidos son similares a los reportados por Fellenius y Broms (1969) y Bjerin (1977), ya que se concluye que la carga axial máxima generada a la profundidad del *nivel neutro* ($Q_{neg.}$) debida a los 10 años de fricción negativa, puede considerarse como una precarga que es capaz

de responder a cargas transitorias, cíclicas y vivas de poca duración. Para cargas mayores a Q_{neg} se desarrolló fricción positiva en la parte superior del elemento, los desplazamientos del pilote se incrementaron considerablemente e inclusive se llegó a la falla para $2Q_{neg}$.

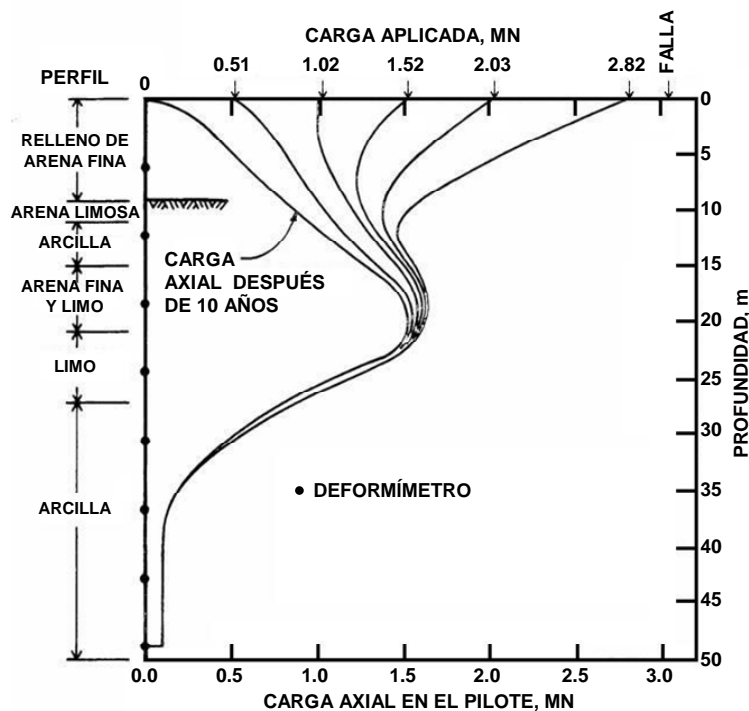


Figura 1.1.18 Distribución de carga en el pilote de prueba (Bozozuk, 1981)

1.1.1.8. EU (Clemente, 1981)

El artículo incluye los resultados de un estudio comparativo realizado en Hawai, de cinco pilotes octogonales pretensados de 42cm de sección y 65m de longitud. A tres de los pilotes se les colocó un recubrimiento de *bitumen* y los otros dos sirvieron de referencia. El medio se consolidó debido a una sobrecarga formada por un terraplén de 3.7m de altura, Figura 1.1.19.

Tres días después de haberse colocado el terraplén, se registró un asentamiento del orden de los 7.6cm. Después de seis meses este se incrementó hasta 46cm. En las Figuras 1.1.20 y 1.1.21 se presentan las cargas axiales registradas en los pilotes sin tratamiento y con tratamiento, respectivamente, para distintas fechas.

En los pilotes sin tratamiento, la carga axial máxima alcanza valores de 1,650 a 1,940kN, mientras que para los protegidos con bitumen la misma carga apenas alcanza valores de 380 a 670kN, es decir, una reducción media del 70%. De nuevo, se demuestra la eficiencia del recubrimiento de *bitumen* para disminuir la magnitud de la fricción negativa y, por tanto, también de la carga máxima que se desarrolla en el pilote.

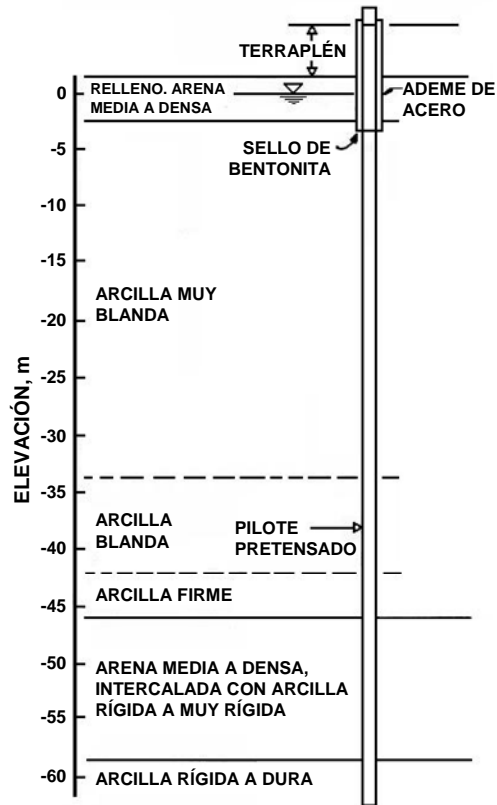


Figura 1.1.19 Características generales del sitio (Clemente, 1981)

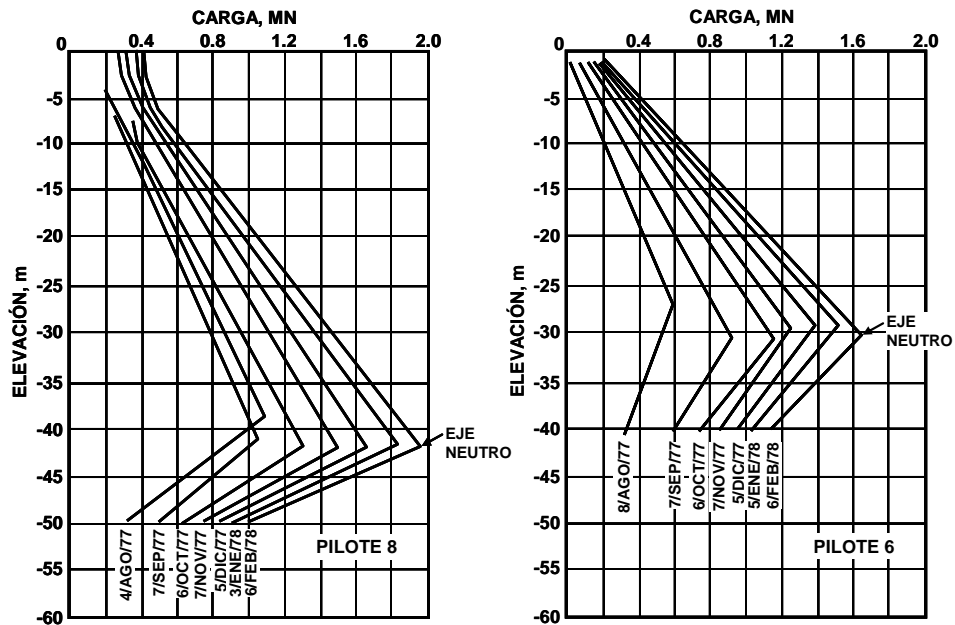


Figura 1.1.20 Carga axial en pilotes sin tratamiento (Clemente, 1981)

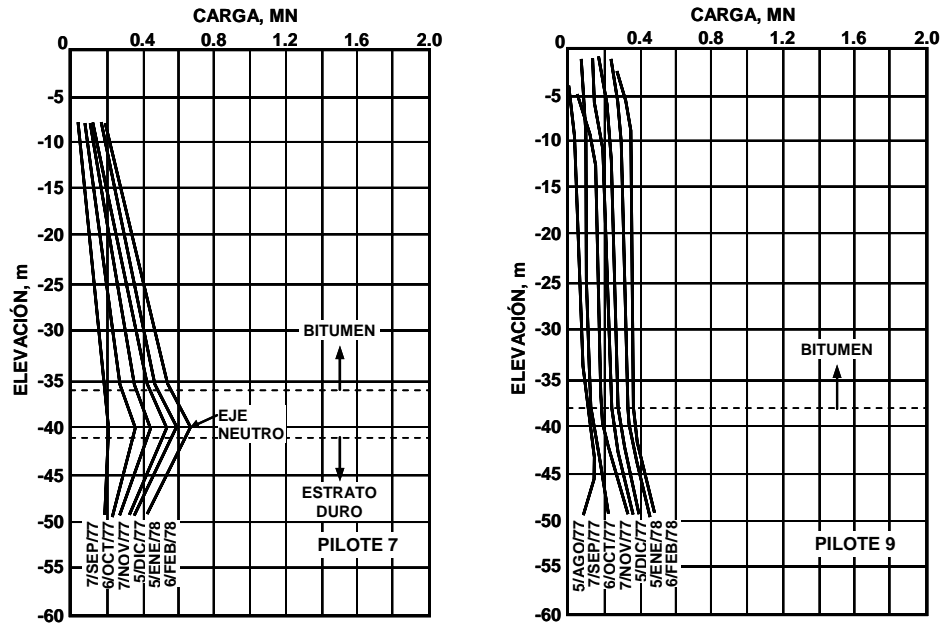


Figura 1.1.21 Carga axial en pilotes con bitumen (Clemente, 1981)

1.1.2. Estudios de laboratorio

El único estudio de laboratorio que aparece en la literatura respecto a la fricción negativa, es el realizado por Leung et al. (2004).

En dicho estudio, se presentan los resultados de ensayos de modelos a escala para centrífuga que tienen el propósito de investigar el desarrollo de la fricción negativa en pilotes instalados en un medio formado por arcillas blandas, que se consolidan por peso propio y por la colocación de un relleno de arena superficial. Asimismo, se estudia el comportamiento del pilote bajo el efecto combinado de fricción negativa y carga axial.

Se modeló el comportamiento de un pilote hueco de 27m de longitud y 1.6m de diámetro, colocado en un medio formado por una arcilla blanda de 16m de espesor, a la cual le subyace una arena compacta de 8m de espesor en donde el pilote recarga su punta. El modelo a escala para la centrífuga se muestra en la Figura 1.1.22, este se ensayó bajo una fuerza de 100g.

Como parte de los resultados publicados, en la Figura 1.1.23 se muestra la variación con la profundidad de la carga axial registrada en el pilote para distintos momentos de la prueba. Hasta los 83.5 meses la fricción negativa se generó por consolidación de la arcilla debida a su propio peso y de ahí en adelante, hasta los 175 meses, por la colocación de una sobrecarga superficial de arena. Se aprecia un importante crecimiento de la carga axial máxima en el pilote hasta el momento en el que prácticamente se termina de desarrollar la consolidación del suelo por peso propio y por la sobrecarga, 30 y 120 meses, respectivamente. Se observa también que la profundidad del nivel neutro se mantiene prácticamente constante en el transcurso de toda la prueba.

El modelo confirma los resultados obtenidos en campo por Endo (Figura 1.1.8), Fellenius, Broms y Bjerin (Figura 1.1.10) y Clemente (Figura 1.1.20) respecto a que la carga por fricción

negativa se incrementa conforme se asienta el suelo, y no se alcanzan condiciones límite hasta que el desplazamiento relativo entre pilote y suelo sea excesivo. Asimismo, se observa que la profundidad del nivel neutro se estabiliza rápidamente y se mantiene constante conforme se desarrolla la consolidación del medio.

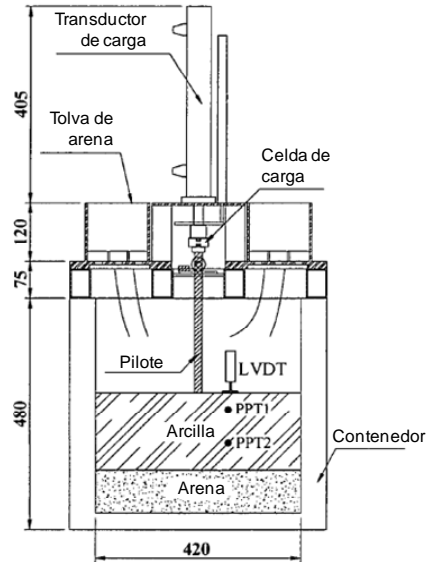


Figura 1.1.22 Configuración del modelo a escala para la centrifuga (Leung et al., 2004), unidades en mm

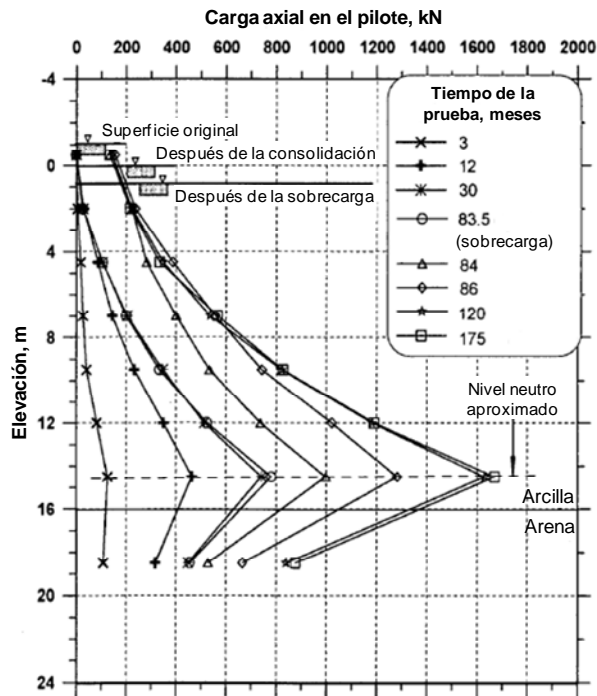


Figura 1.1.23 Perfil de la carga axial transmitida por el pilote para distintos tiempos transcurridos de la prueba (Leung et al., 2004)

Se menciona también que, después de la consolidación del suelo por peso propio y por la sobrecarga, la fricción negativa se encontraba cerca del estado límite, por lo que los autores pudieron obtener un valor del factor α (coeficiente de adherencia) cercano a uno y valores de la relación f_L/σ'_z (esfuerzo de fricción límite / esfuerzo efectivo vertical) entre 0.2 y 0.3.

Para el caso del efecto combinado de la fricción negativa y carga externa, en la Figura 1.1.24 se presentan parte de los resultados reportados por los autores. La primera curva de izquierda a derecha representa la carga axial medida en el pilote al final de la consolidación de la arcilla por peso propio, después de esta se observa su evolución al colocar, en incrementos, una carga externa del orden de los 4750kN, que equivale a un 50% de la resistencia última del pilote. Inmediatamente después se coloca la sobrecarga de arena y se deja hasta el final de la consolidación de la arcilla (83 meses).

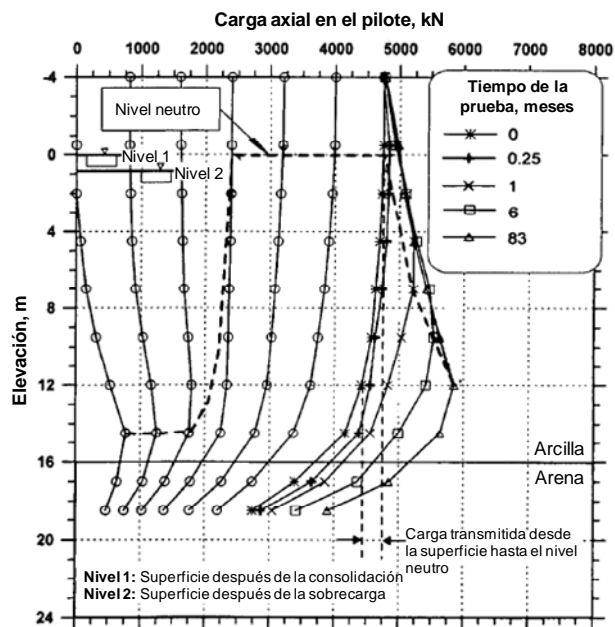


Figura 1.1.24 Efecto de la aplicación de la carga axial en la elevación del nivel neutro (Leung et al., 2004)

Se confirman nuevamente los resultados obtenidos en campo por Fellenius, Broms y Bjerin (Figura 1.1.10) y Bozozuk (Figura 1.1.18), respecto a que la carga por fricción negativa es sustituida paulatinamente por la carga aplicada e inclusive, para valores relativamente altos, se transforma en fricción positiva. Asimismo, en la Figura 1.1.24 se observa que la elevación del nivel neutro permanece constante hasta que se anula la carga por fricción negativa y se levanta hasta la superficie para cargas iguales o superiores a los 2400kN. Cuando se coloca la sobrecarga, de nuevo se incrementa la carga axial máxima debido a la fricción negativa.

En base a los resultados reportados de la Figura 1.1.24, se demuestra que la elevación del nivel neutro (obtenida de graficar el incremento de la carga axial neta debida a la fricción negativa) es la misma para los casos de consolidación por peso propio y sobrecarga, sin importar el momento en el que se aplique la carga externa ni su orden de magnitud. Es decir, que el proceso de transmisión de

carga a través del fuste del pilote debido a la carga aplicada, es independiente del desarrollo de la carga por fricción negativa debida al asentamiento del suelo.

Los resultados obtenidos en esta publicación son de gran utilidad para el diseño y análisis de pilotes de punta sometidos a fuerzas de fricción negativa. Algunos de los análisis presentados en el Capítulo 2 de este trabajo están enfocados a comprobar si estos resultados son aplicables también a pilotes de fricción en condiciones típicas de la zona lacustre de la Ciudad de México.

1.1.3. Fricción entre pilote y suelo

Para evaluar los esfuerzos de corte desarrollados en el fuste de pilotes por fricción negativa, se han publicado desde recomendaciones generales empíricas, Tabla 1.1.1, hasta procedimientos elaborados basados en un análisis detallado del fenómeno.

Tabla 1.1.1 Valores de esfuerzo recomendados para el cálculo de fricción negativa en pilotes (Tomlinson, 1963)

Tipo de suelo	Esfuerzo kPa
Arcillas y limos	7 a 30
Arcillas muy duras	50 a 20
Arena suelta	10 a 40
Arena densa	30 a 70

De acuerdo con Kerisel (1976), existen tres escuelas para evaluar el esfuerzo de fricción límite $f_L(z)$ que puede desarrollarse a la profundidad de interés z en un pilote hincado en arcilla.

1.1.3.1. Primera escuela

La primera escuela (Kerisel, 1965; Reséndiz, 1970; Enriquez y Rosenblueth, 1959) relaciona a $f_L(z)$ con la resistencia al corte no drenada c_u del suelo, obtenida en pruebas de compresión no confinada, en ensayos triaxiales no consolidados-no drenados (tipo UU), o en ensayos de veleta in situ:

$$f_L(z) = \alpha \cdot c_u \quad \text{ec. (1.1.1)}$$

El factor α puede variar de 0.3 hasta valores superiores a 1, para arcillas firmes a blandas, respectivamente, y depende también del grado de alteración que sufra el suelo por remoldeo o reblandecimiento que puede ser hasta del orden de los 25mm de espesor (Meyerhof, 1976).

De las pruebas realizadas en campo Endo et al. (1969) reporta valores del orden de uno, al igual que en los ensayos de laboratorio efectuados por Leung et al. (2004).

1.1.3.2. Segunda escuela

La segunda escuela considera que $f_L(z)$ debe evaluarse en términos de la resistencia drenada del suelo, en la forma siguiente:

$$f_L(z) = \sigma'_z \cdot K \cdot F(\phi) \quad \text{ec. (1.1.2)}$$

, donde:

- σ'_z = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad de interés z
- K = relación entre el esfuerzo efectivo horizontal σ'_h y vertical σ'_z
- $F(\phi)$ = función relacionada con el ángulo de fricción ϕ del suelo en términos de esfuerzos efectivos, generalmente igual a $\tan \phi$

Algunos autores (Zeevaert, 1959; Kerisel, 1976; Dawson, 1970) consideran que el coeficiente K de la ec. 1.1.2 puede considerarse igual al coeficiente K_0 de empuje del suelo en reposo. Recurriendo a la fórmula de Jaky (1944), se tiene:

$$\frac{f_L(z)}{\sigma'_z} = (1 - \sin \phi) \cdot \tan \phi \quad \text{ec. (1.1.3)}$$

Por otra parte, Zeevaert (1973), considera que para pilotes hincados en suelos blandos prevalecen condiciones de plastificación cerca del fuste. De acuerdo con el círculo de Mohr de falla en condiciones drenadas, se tiene entonces:

$$\frac{f_L(z)}{\sigma'_z} = \frac{1 - \sin^2 \phi}{1 + \sin^2 \phi} \cdot \tan \phi \quad \text{ec. (1.1.4)}$$

, donde ϕ debe obtenerse a partir de pruebas realizadas en material remoldeado-reconsolidado.

Sobre bases semejantes, Kerisel (1976) establece la siguiente relación:

$$\frac{f_L(z)}{\sigma'_z} = (2 - \sin \phi) \cdot \frac{\sin 2\phi}{4} \quad \text{ec. (1.1.5)}$$

En la Figura 1.1.25 se observa que son pocas las diferencias entre las ecs. 1.1.3, 1.1.4 y 1.1.5. Además la relación $f_L(z)/\sigma'_z$ varía poco para valores altos de ϕ . Es de esperarse, por tanto, que los esfuerzos inducidos por la fricción negativa no sean afectados por pequeñas variaciones en las propiedades de los suelos (Auvinet et al., 1976).

De las pruebas realizadas en campo Bjerrum et al. (1969) reportan valores de $f_L(z)/\sigma'_z$ entre 0.18 y 0.26, para pilotes de acero hincados en roca a través de un estrato arcilloso sometido a una carga superficial. Por su parte, Endo et al (1969) reporta valores que varían de 0.2 a 0.35. Mientras que Leung et al. (2004) obtiene, de sus ensayos de laboratorio, valores que van de 0.2 hasta 0.3.

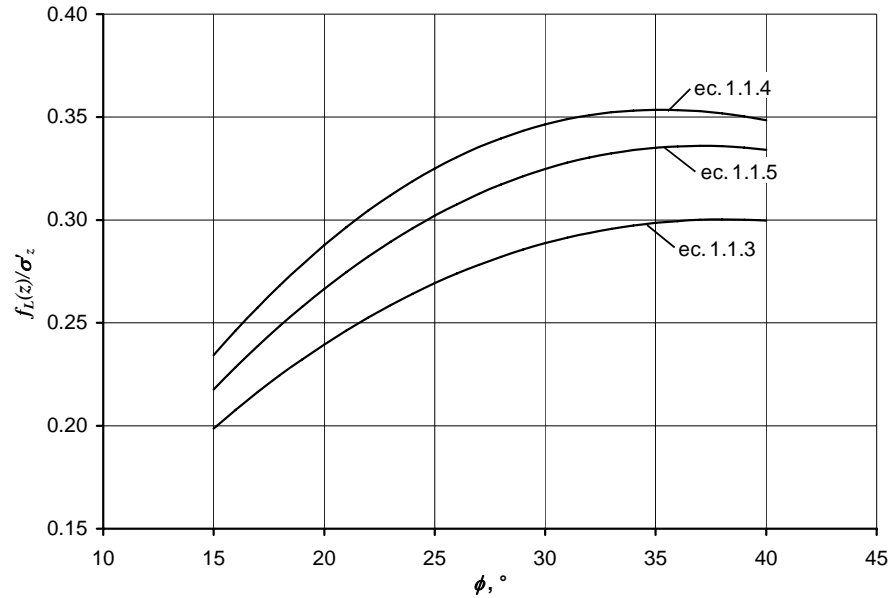


Figura 1.1.25 Fricción normalizada respecto al esfuerzo efectivo vertical en función del ángulo de fricción ϕ (Auvinet et al., 1976)

Para evaluar la evolución de la fricción negativa con el tiempo, Zeevaert (1973), propone:

$$f_L(z,t) = \sigma'_h \cdot F(T_v) \tan \phi \quad \text{ec. (1.1.6)}$$

, donde:

T_v = factor tiempo de consolidación estimado para la zona remoldeada alrededor del pilote

$F(T_v)$ = la función grado de consolidación-factor tiempo de Terzaghi

1.1.3.3. Tercera escuela

La tercera escuela combina en cierta forma los dos enfoques anteriores, buscando relacionar la fricción con la resistencia no drenada c_u normalizada respecto al esfuerzo efectivo vertical σ'_z . Para ello, es posible usar las relaciones establecidas entre el coeficiente K y c_u/σ'_z (Kerisel, 1976; Bjerrum y Simons, 1960), y sustituirlas en la ec. 1.1.2. Se llega entonces para arcillas plásticas a la relación dada por Kerisel (1976):

$$f_L(z) = 1.5 \cdot c_u \cdot \tan \phi \quad \text{ec. (1.1.7)}$$

Por su parte, Dawson (1970) estableció una correlación entre $f_L(z)$ y c_u , normalizadas respecto a σ'_z , Figura 1.1.26. Esta correlación toma en cuenta implícitamente el incremento de la resistencia atribuible a la reconsolidación del material cerca del pilote, pero no refleja las condiciones drenadas en las que ocurre la transferencia de esfuerzo del suelo al pilote.

1.1.4. Esfuerzos en el elemento y en la interfaz elemento-suelo

El análisis y diseño de cimentaciones con base en pilotes o inclusiones requiere una evaluación detallada de los esfuerzos desarrollados en sus puntas, en el fuste y de las deformaciones consecuentes. Estos esfuerzos a su vez dependen de las características geométricas, de la rigidez y de la separación entre elementos, así como de las propiedades mecánicas del suelo, de la estratigrafía y de la magnitud de las cargas externas y/o de las condiciones piezométricas del sitio.

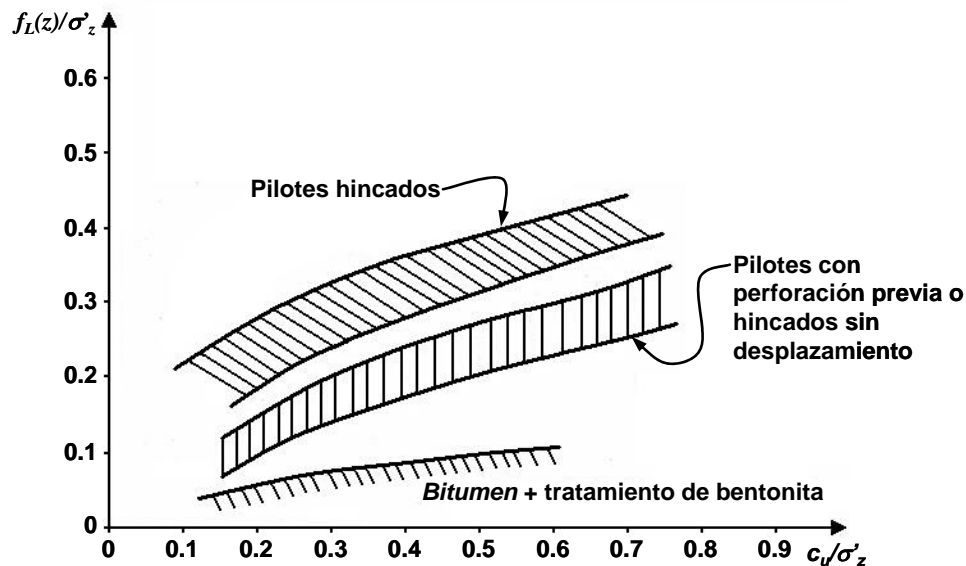


Figura 1.1.26 Correlación entre fricción y resistencia no drenada normalizada respecto al esfuerzo efectivo vertical (Dawson, 1970)

La disminución de asentamientos lograda se debe a la transferencia de una parte importante de la carga externa aplicada y de los esfuerzos soportados por el suelo a estos elementos. Su eficiencia aumenta ampliamente si dichos esfuerzos se transmiten a estratos de mayor resistencia y menor compresibilidad que las capas de suelo reforzadas.

Para entender el mecanismo de transferencia de carga de estos elementos al suelo y viceversa, es necesario, en principio, definir el sistema de sollicitaciones que podría presentarse. Se sabe que un pilote o una inclusión que se encuentra en un medio sometido a consolidación regional y/o a una carga externa, desarrolla esfuerzos de punta, de fricción negativa en la parte superior del elemento y de fricción positiva en la parte inferior y que existe un *nivel neutro* que separa ambas zonas. En la Figura 1.1.27 se presentan las cargas desarrolladas en el suelo alrededor de algunos tipos de cimentaciones con base en pilotes e inclusiones. En estas figuras se consideran diferentes rigideces (E) y resistencias (τ) de los estratos de instalación y de apoyo y distintas condiciones de carga. Puede observarse que la profundidad del *nivel neutro* varía ampliamente para cada caso considerado y, por tanto, es de esperarse un comportamiento distinto para cada uno.

De acuerdo con lo planteado por Vesic (1970) y resultados de ensayos de campo y laboratorio, es posible considerar que el esfuerzo cortante a lo largo de la interfaz elemento-suelo es:

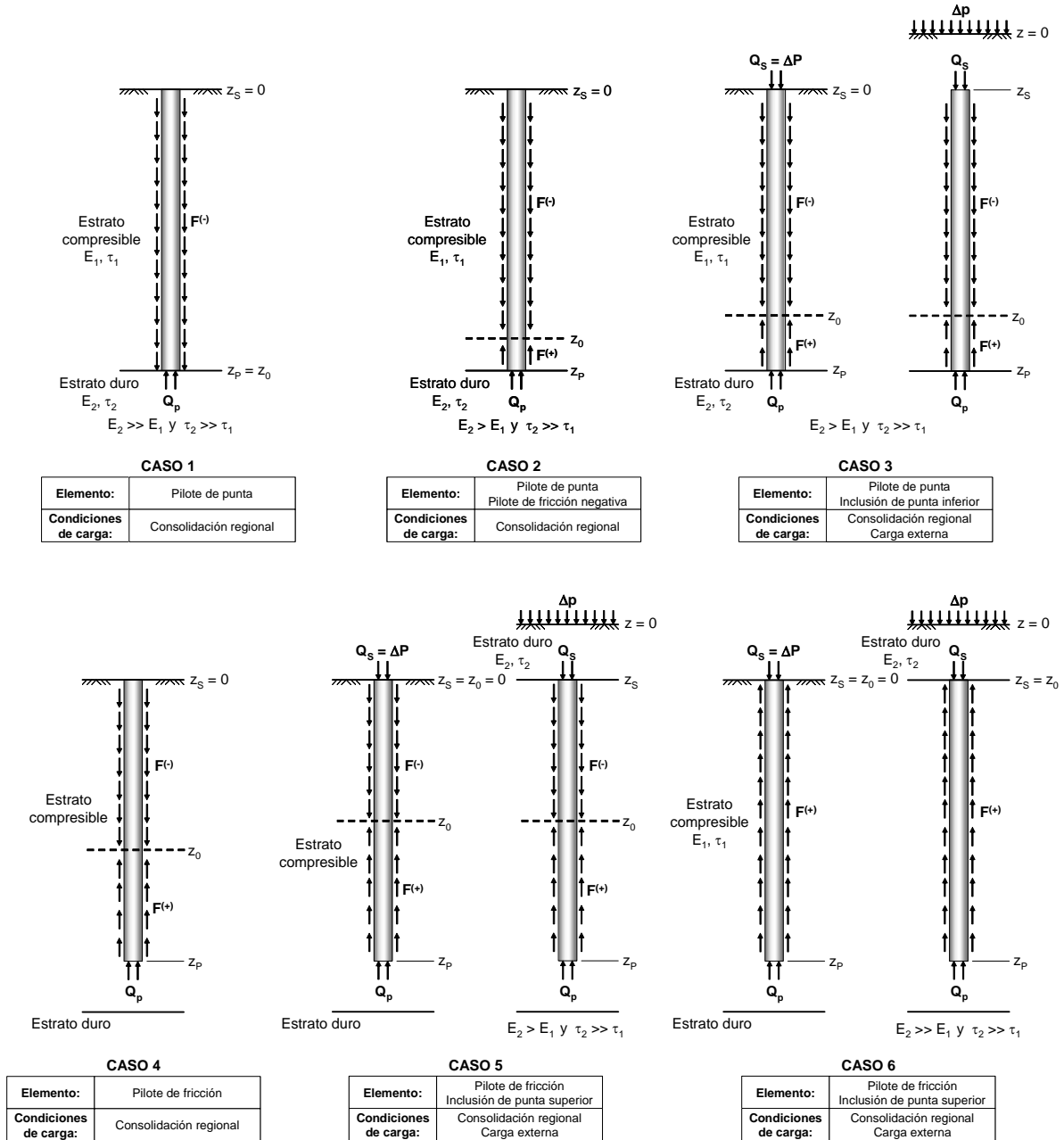


Figura 1.1.27 Solicitaciones desarrolladas en el suelo alrededor de distintos tipos de pilotes e inclusiones

$$\tau(z) = -\frac{1}{P} \frac{dQ(z)}{dz} \quad \text{ec. (1.1.8)}$$

, donde $dQ(z)$ representa la variación de la carga transmitida en el cuerpo de un elemento de perímetro P a lo largo de dz . A su vez, $Q(z)$ puede obtenerse de los desplazamientos δ medidos en el interior del elemento a distintas profundidades z , como:

$$Q(z) = AE_p \frac{d\delta}{dz} \quad \text{ec. (1.1.9)}$$

, donde A es el área transversal del elemento y E_p su módulo de elasticidad.

Aplicando ambas ecuaciones a los casos expuestos en la Figura 1.1.27, en las Figuras 1.1.28 y 1.1.29 se presentan los esfuerzos verticales desarrollados en el interior del elemento y los esfuerzos cortantes a lo largo de la interfaz elemento-suelo, respectivamente.

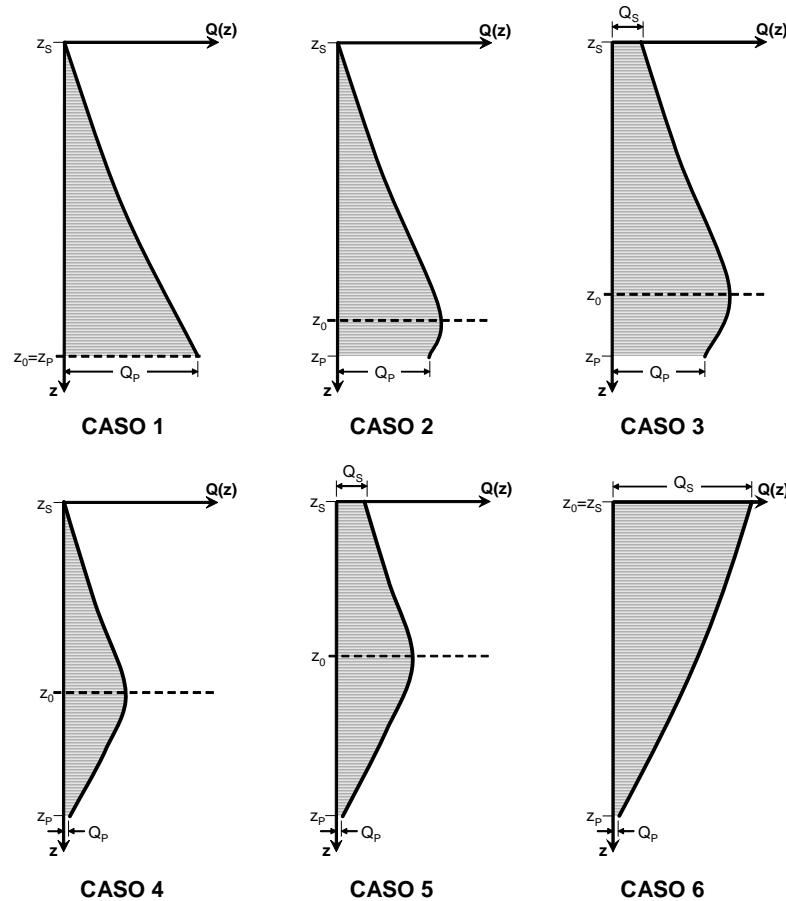


Figura 1.1.28 Esfuerzos en el interior del elemento para los casos descritos en la Figura 1.1.27

Se observa que, con las ecuaciones anteriores, puede describirse el comportamiento de prácticamente cualquier caso de cimentación a base de pilotes o inclusiones; el problema radica principalmente en el cálculo de la magnitud de dichos esfuerzos y la posición del *nivel neutro*.

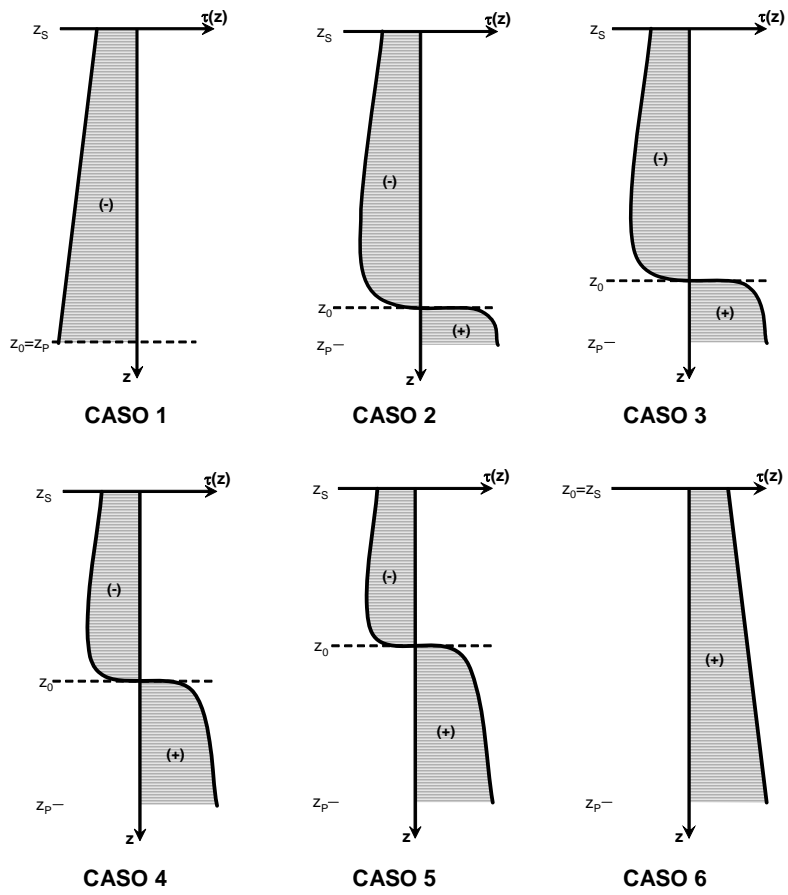


Figura 1.1.29 Esfuerzos en interfaz elemento-suelo para los casos descritos en la Figura 1.1.27

1.2. PROBLEMÁTICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO

1.2.1. Estratigrafía típica de la Ciudad de México

El área urbana de la Ciudad de México puede dividirse en tres zonas geotécnicas (Marsal y Mazari, 1959): Lomas (Zona I), Transición (Zona II) y Lago (Zona III). En la Figura 1.2.1 se muestra dicha zonificación de acuerdo con lo indicado en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus correspondientes Normas Técnicas Complementarias (GDF, 2004). La zona de Lomas está constituida por suelos volcánicos heterogéneos muy compactos. Estos suelos contrastan con los suelos blandos altamente compresibles de la zona de Lago. Generalmente, entre ambas zonas se localiza la de Transición, donde es posible encontrar estratos alternados de arcillas de origen lacustre con depósitos aluviales arenosos erráticamente distribuidos. Comúnmente, las principales dificultades de cimentación para edificios de grandes dimensiones se presentan en las zonas de Transición y del Lago.

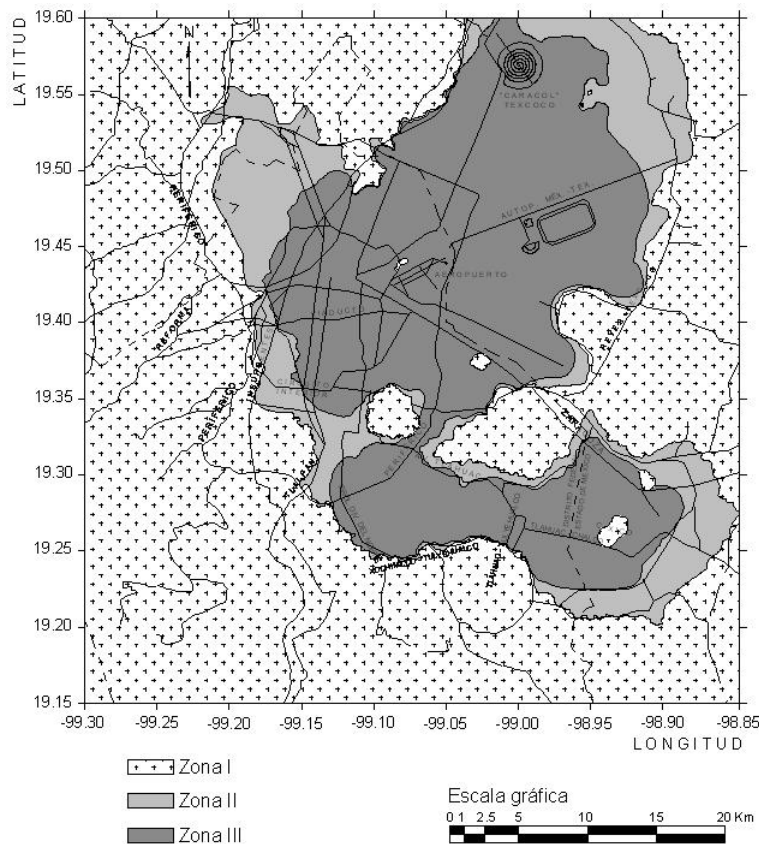


Figura 1.2.1 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México

Hasta finales del siglo XVIII el valle de México permaneció como una cuenca cerrada formada por grandes lagos como el de Texcoco y el de Xaltocán. No fue hasta el año de 1789 cuando dicha cuenca fue abierta con la excavación del tajo de Nochistongo. Progresivamente, los lagos fueron drenados, principalmente a través de los túneles de Tequisquiac y el drenaje profundo (emisor central), y actualmente prácticamente han desaparecido. Una parte importante de la Ciudad de

México se encuentra desplantada en los sedimentos lacustres formados por arcillas compresibles de alta plasticidad intercaladas con capas de limos, arenas y gravas arenosas de origen aluvial.

En la Figura 1.2.2 se presenta una estratigrafía típica de la zona del Lago (Marsal y Mazari, 1959). Comúnmente es posible distinguir tres estratos arcillosos, denominados: formación arcillosa superior (FAS), formación arcillosa inferior (FAI) y los depósitos profundos (DP). La FAS y la FAI se encuentran separadas por un estrato de arena arcillosa duro (CD) de aproximadamente 3m de espesor, a profundidades típicas de 30 a 35m. Generalmente, la FAI se encuentra cubierta por una costra o por material de relleno de espesor importante. En la Tabla 1.2.1 se presentan algunos valores medios de las propiedades índices de los distintos estratos.

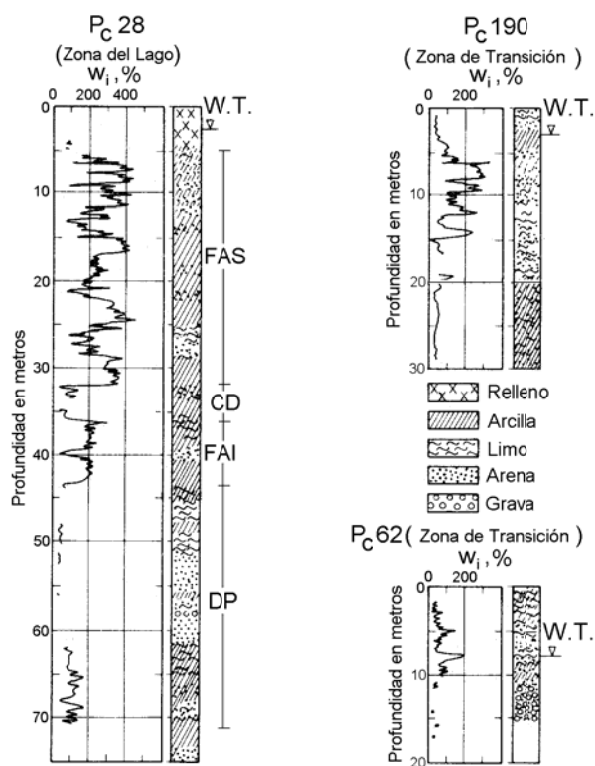


Figura 1.2.2 Estratigrafía de la Ciudad de México (Marsal, 1975)

Tabla 1.2.1 Propiedades índices típicas de los suelos de la zona del Lago (Marsal, 1975)

Propiedad	FAS	CD	FAI
Contenido de agua, w , %	270	58	191
Límite líquido w_L , %	300	59	288
Límite plástico, w_p , %	86	45	68
Densidad de sólidos, S_s	2,300	2,580	2,310
Relación de vacíos inicial, e_o	6.17	1.36	4.53
Resistencia a la compresión simple, q_u , kN/m ²	85	24	160

1.2.2. Hundimiento regional

El hundimiento regional afecta a las cimentaciones profundas en el valle de México. Este se debe principalmente a la continua explotación de los acuíferos para abastecer a la creciente población. Esta explotación se ha desarrollado desde el siglo diecinueve, ocasionando en algunas zonas de la Ciudad de México hundimientos de hasta 10m, Figura 1.2.3. Mediciones recientes han mostrado que la velocidad del hundimiento tiende a disminuir con el tiempo en algunas áreas de la ciudad. Sin embargo, en nuevos desarrollos urbanos que se ubican en la parte este del lago de Texcoco y en los lagos de Xochimilco y Chalco, el proceso de consolidación regional apenas se encuentra en su etapa inicial, presentándose velocidades de hundimiento de hasta 30cm por año.

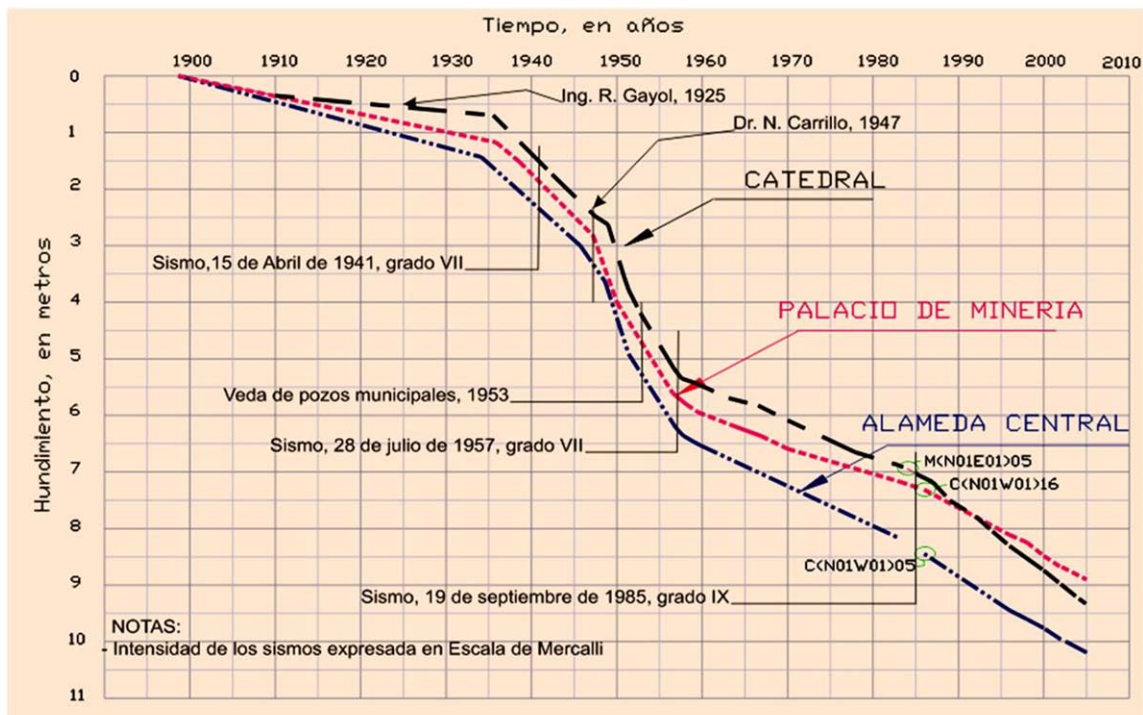


Figura 1.2.3 Evolución del asentamiento regional medio para el periodo 1898 a 2005 (Laboratorio de geoinformática, 2009)

En la Figura 1.2.4 se presenta un perfil típico del abatimiento de la presión de poro debido al bombeo de agua de los estratos permeables profundos. La FAS contribuye poco al hundimiento regional total, sin embargo, su deformación es suficiente para afectar en forma significativa al comportamiento de cimentaciones profundas que se desplantan en la primera capa dura y, obviamente, el efecto se incrementa para cimentaciones más profundas.

Cuando una cimentación a base de pilotes de punta (Figura 1.2.5) o, inclusive, de pilotes de fricción sobrediseñados (Figura 2), es sometida a un proceso de consolidación regional importante, ésta tiende a emerger respecto al suelo circundante. Ésta emersión puede generar lo siguiente:

- Daños a estructuras colindantes. La emersión de la propia estructura puede generar asentamientos diferenciales importantes en las calles y estructuras colindantes que pueden

dañar seriamente los servicios (tubería de gas, agua potable y drenaje) y poner en riesgo la estabilidad de dichas estructuras.

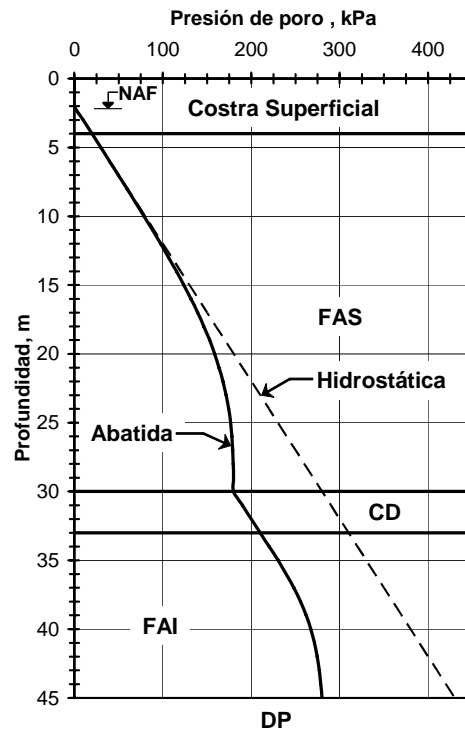


Figura 1.2.4 Perfil típico del abatimiento de las presiones de poro en la zona del Lago



Figura 1.2.5 Emersión aparente de un grupo de pilotes de punta en el lago de Texcoco

- b) Decremento en la confiabilidad de la cimentación, especialmente en condiciones sísmicas. La pérdida de confinamiento superficial reduce la resistencia de los pilotes ante el cortante basal, poniendo en riesgo la estabilidad estructural de los mismos.
- c) Es común que se produzca una separación de varios centímetros entre la losa de la subestructura y el suelo de desplante. Este problema se vuelve crítico cuando, en un diseño estructural incorrecto, se admite que el suelo bajo la losa toma parte de la carga de

la estructura y se asume que en condiciones sísmicas una parte del cortante basal se transmite a través de la fricción entre la subestructura y el suelo de desplante.

Debido a lo anterior, se han desarrollado en la Ciudad de México distintos sistemas de cimentación con la finalidad de que la estructura sea capaz de seguir el hundimiento regional y, que a su vez, no se alcancen los estados límite de falla y de servicio que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus correspondientes Normas Técnicas Complementarias. En el siguiente inciso se presentan los tipos de pilotes e inclusiones más utilizados en la zona lacustre de la Ciudad de México.

1.2.3. Tipos de pilotes e inclusiones utilizados en la Ciudad de México

1.2.3.1. Pilotes de punta

Una cimentación a base de pilotes de punta en la zona lacustre del valle de México es prácticamente la única solución para la construcción de edificaciones muy altas y pesadas. Generalmente, en la zona del Lago se hincan pilotes de concreto prefabricados y en la zona de Transición se colocan pilas de diámetro considerable coladas in situ. La punta de los pilotes se desplanta generalmente en el primer estrato de arena (CD) o, cuando es necesario, en los depósitos profundos (DP).

1.2.3.2. Pilotes de fricción

Estos pilotes se hincan dentro de la formación arcillosa superior dejando la punta a una distancia de varios metros arriba de la capa dura. En este caso, el colchón de material compresible existente entre la punta de los pilotes y dicha capa funciona como fusible. En efecto, al desarrollarse la fricción negativa, la punta del pilote tiende a penetrar en este estrato con lo que se evita, por lo menos en cierta medida, la emersión aparente.

Debe establecerse una distinción clara (Figura 1.2.6; Auvinet y Mendoza, 1987) entre los sistemas de cimentación basados principalmente en la capacidad de carga de los pilotes de fricción (uso tradicional de los pilotes de fricción) y los que combinan un cajón (que permite lograr una compensación parcial) con un número limitado de pilotes cuya función principal es reforzar los estratos más compresibles y reducir los asentamientos (cimentaciones compensadas con pilotes de fricción; Zeevaert, 1956, 1963, 1973 y 1990).

En el primer caso (Tipo I), los pilotes se diseñan con un factor de seguridad que permita garantizar la estabilidad en condiciones estáticas y sísmicas. Si este factor de seguridad es amplio, el comportamiento de los pilotes tiende a asemejarse al de pilotes de punta, con desarrollo de fricción negativa en la parte superior, arriba del nivel llamado *neutro* en el que no existe desplazamiento relativo pilote-suelo (Reséndiz y Auvinet, 1973). En este caso, es posible que la cimentación presente una emersión aparente.

En el segundo caso (Tipo II), los pilotes se encuentran permanentemente en condición de fluencia, es decir de falla. En Suecia, donde los pilotes de fricción penetrantes fueron aparentemente redescubiertos tardíamente, se les ha llamado precisamente *creep piles* (Hansbo, 1984). La estabilidad del conjunto en condiciones estáticas y sísmicas debe quedar asegurada principalmente por el suelo localizado bajo el nivel de desplante del cajón de cimentación.

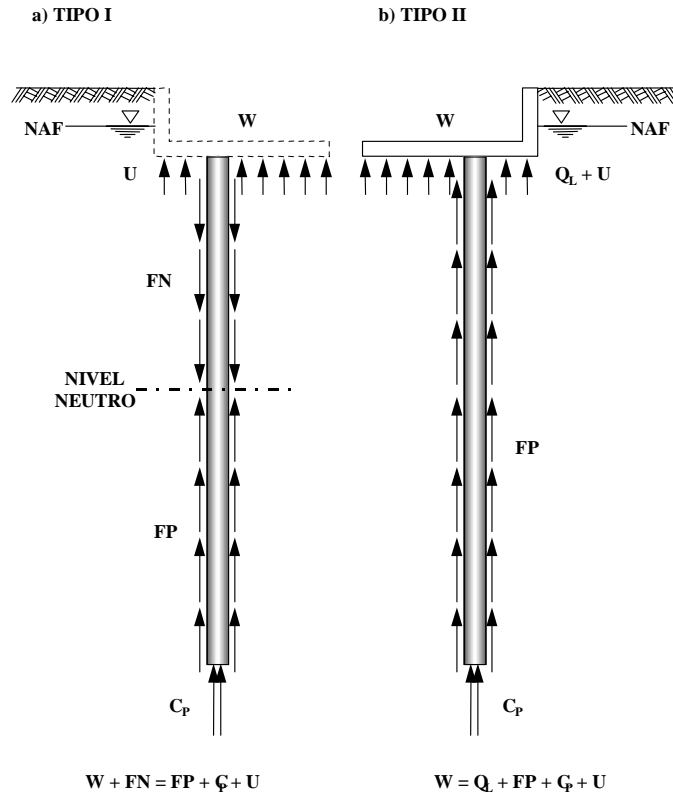


Figura 1.2.6 Pilotes de fricción

Han sido numerosas las propuestas para aumentar la eficiencia de pilotes de fricción recurriendo a secciones de diferentes formas (triangulares, H, etc.). Las investigaciones de Jaime et al. (1991) han mostrado las limitaciones de este enfoque. Entre las contribuciones al mejoramiento de los pilotes de fricción también deben mencionarse las investigaciones realizadas para el desarrollo de pilotes electro-metálicos de alta adherencia, mediante tratamiento electrosmótico (Tamez, 1964; Solum, 1966).

1.2.3.3. Pilotes de punta penetrante

Este tipo de pilote (Reséndiz, 1964) fue concebido para aumentar la capacidad de carga de pilotes de fricción con una contribución de la punta pero acotando ésta última para evitar la emersión. La punta presenta un diámetro inferior al resto del pilote con objeto de favorecer la penetración en el estrato de apoyo bajo el efecto combinado de la carga y de la fricción negativa. La punta puede ser de concreto reforzado (Reséndiz, 1964; Ellstein, 1980) o de acero (Reséndiz et al., 1969, Figura 1.2.7). En este último caso, es posible imponer un límite más preciso a la capacidad de punta dando a la punta de acero una sección con una carga de fluencia determinada; sin embargo, la flexibilidad de la punta dificulta la colocación correcta del pilote.

1.2.3.4. Pilotes de fricción negativa

Los pilotes de fricción negativa (Correa, 1961) son pilotes de punta en los que su cabeza se dejan penetrar libremente a través de la losa de cimentación, Figura 1.2.8. Estos pueden contribuir en forma muy significativa a reducir los asentamientos, al movilizar una fricción negativa

importante atribuible tanto a la consolidación natural del estrato como a las presiones transmitidas por la construcción.

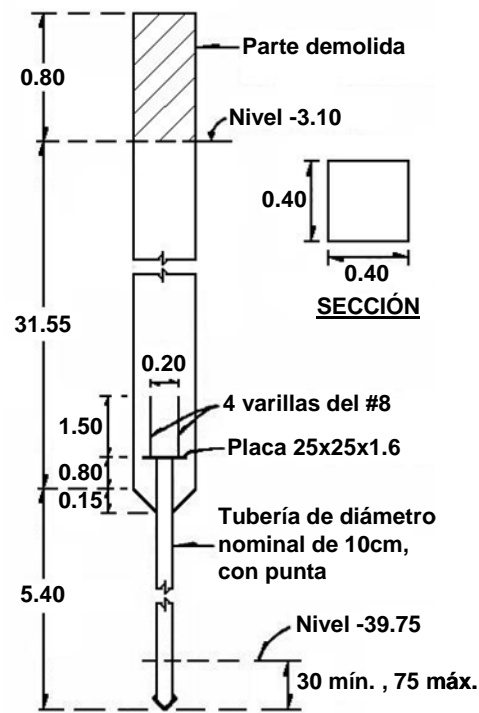


Figura 1.2.7 Pilote de punta penetrante utilizado en el Palacio de los Deportes, en la Ciudad de México (Reséndiz et al., 1969)

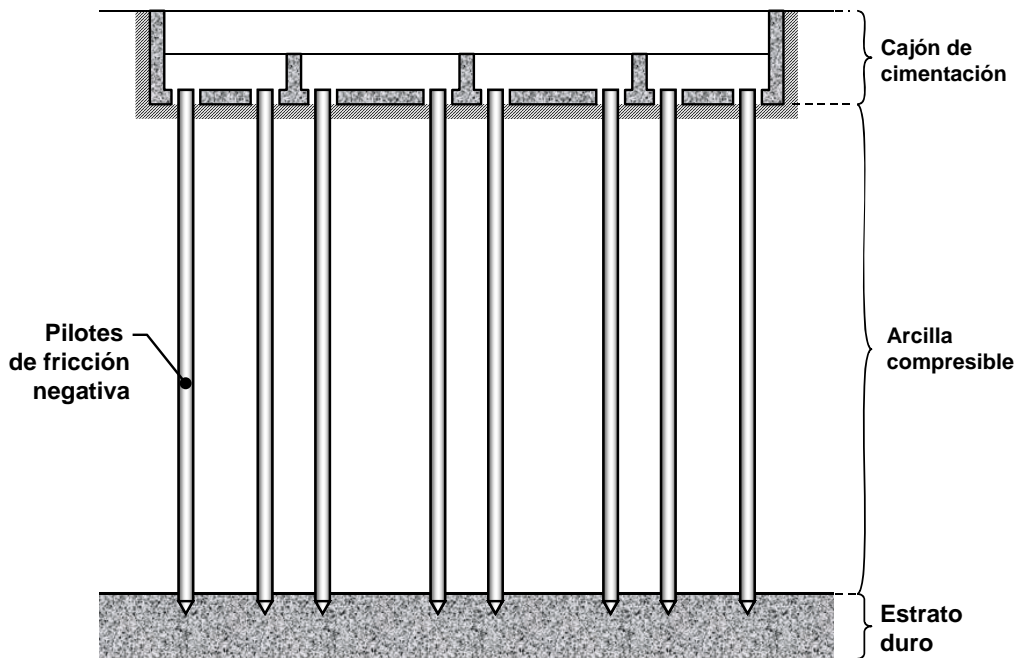


Figura 1.2.8 Pilotes de fricción negativa

1.2.3.5. Pilotes de control

Los pilotes llamados “de control” son pilotes de fricción negativa que cuentan en su parte superior con un dispositivo (Figura 1.2.9) que permite controlar la carga recibida por el mismo y eventualmente descargarlo totalmente para inducir movimientos correctivos en el caso de edificios que presenten cierto desplomo. Los diferentes sistemas disponibles han sido revisados por varios autores (Martínez, 1975; Correa, 1980; Aguilar et al., 1990; Rico, 1991). En la Tabla 1.2.2 se presenta una lista de los sistemas usados o propuestos más conocidos.

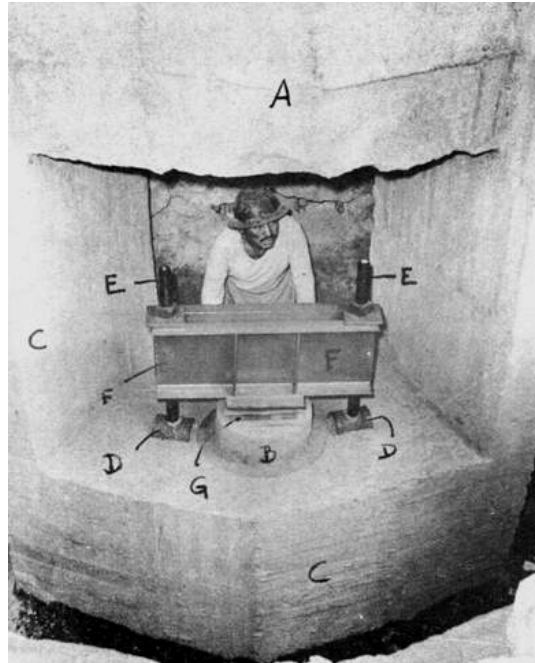


Figura 1.2.9 Pilote de control (González, 1948)

1.2.3.6. Pilotes telescópicos

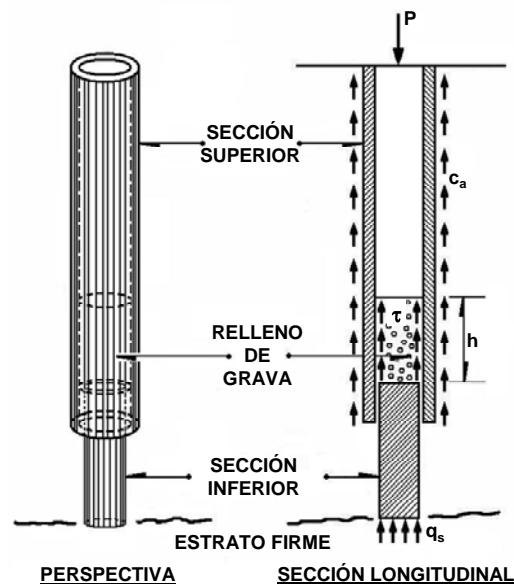
Estos pilotes (Correa, 1969) tienen una sección tubular superior y una sección inferior constituida por un émbolo que se apoya en la capa resistente, Figura 1.2.10. En la sección tubular es posible colocar un relleno de grava. Cuando el relleno alcanza cierta altura, se desarrolla un efecto de arqueado que permite la transmisión de esfuerzos de la parte superior a la parte inferior. Controlando la altura de grava es por tanto posible controlar la capacidad de punta del pilote.

1.2.3.7. Pilotes con funda antifricción (Sánchez y Santoyo, 1996)

Son pilotes apoyados en la capa dura que cuentan con una ampliación en el diámetro de su punta y están equipados con una funda metálica deformable que disminuye de manera importante la transmisión de fricción negativa del suelo al pilote. La funda está constituida por tramos de acero alternados con tramos de neopreno que fluyen bajo carga. Para facilitar el movimiento relativo entre pilote y funda, el espacio anular se rellena con grasa mineral.

Tabla 1.2.2. Tipos principales de mecanismos de control para pilotes

Mecanismo	Referencia
Marco con cubos de madera	González, 1948 y Salazar, 1978
Marco de carga con gatos de émbolo y válvula de alivio automática	Pilatovsky, citado por Correa, 1980
Tensores metálicos	González, 1957, citado por Aguilar et al., 1990
Casquillo metálico opresor con tope	Aguilar, 1960, citado por Aguilar et al., 1990
Marco de carga con gatos hidráulicos planos	Streu, 1963, citado por Correa, 1980 y Aguilar et al., 1990
Arena confinada en una cápsula	Creixell y Correa, 1975, citado por Aguilar et al., 1990
Disipador de energía	Aguirre, 1981 y Reséndiz, 1976
Sistema mecánico de autocontrol	Jiménez, 1980
Cuña móvil	Girault, 1986, citado por Aguilar et al., 1990
Gatos hidráulicos comunicantes	Zamora, citado por Rico, 1991
Celda de fricción constante	Támez, 1986
Celda con dientes que permiten transmisión de tensiones	Rico, 1991

**Figura 1.2.10** Pilote telescópico (Correa, 1969)

1.2.3.8. Pilotes entrelazados

Las cimentaciones a base de pilotes entrelazados (Figura 1.2.11, Girault, 1964 y 1980) constan de un conjunto de pilotes de fricción convencionales ligados a la subestructura (pilotes A), más otro conjunto apoyado en la capa dura (pilotes B) y desligados de la cimentación. Esta disposición de los pilotes disminuye la magnitud de los esfuerzos inducidos en el suelo por el peso de la estructura

además de que el colchón de suelo entre la punta de los pilotes A y la capa dura y entre la cabeza de los pilotes B y la losa de cimentación absorben los enjuntamientos de la formación arcillosa superior.

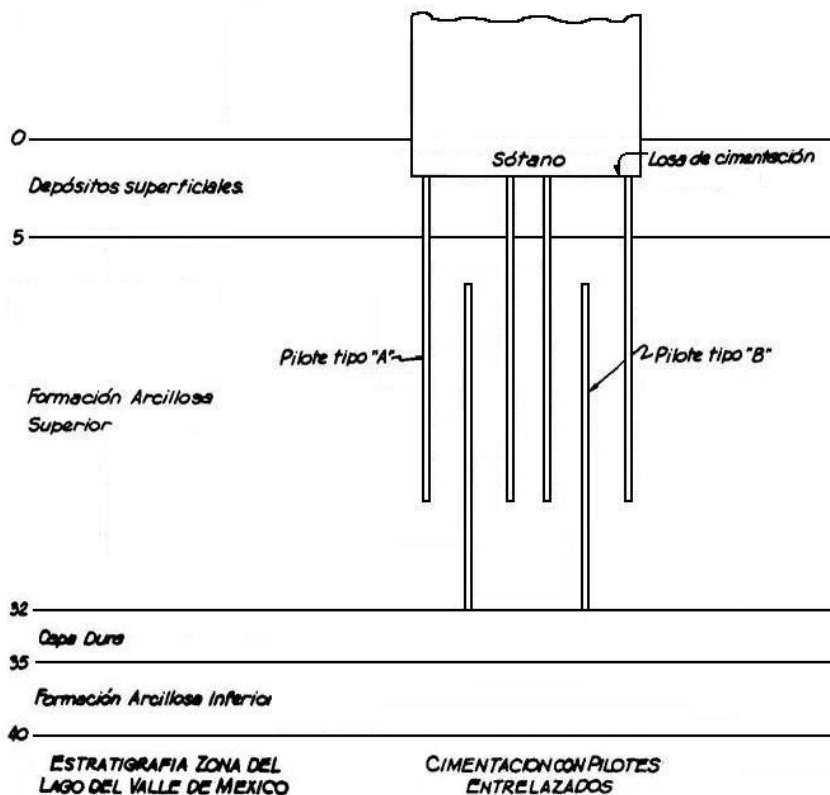


Figura 1.2.11 Pilotes entrelazados (Girault, 1964)

1.2.3.9. Inclusiones inyectadas

Para la conservación del patrimonio de la Ciudad de México, ante los asentamientos considerables inducidos por el bombeo profundo y el abatimiento del nivel freático, se ha propuesto el uso de inclusiones consistentes en pilotes inyectados envueltos en geotextil en determinados tramos de una perforación dentro del subsuelo, combinados con láminas de mortero inyectado por fracturamiento hidráulico del subsuelo arcilloso (Santoyo y Ovando, 2000), Figura 1.2.12. El objeto es reducir la compresibilidad de la arcilla aplicando el método en zonas de alta compresibilidad y en las profundidades en donde el tratamiento resulte más efectivo, minimizando la magnitud de los asentamientos superficiales.

1.2.3.10. Inclusiones rígidas

Como una nueva alternativa de cimentación para conjuntos habitacionales de gran extensión en la zona lacustre de la Ciudad de México, se ha propuesto el uso de inclusiones de concreto coladas in situ (Rodríguez, 2001; Rodríguez y Auvinet, 2002, 2006, 2007; Auvinet y Rodríguez, 2006), Figura 1.2.13.



Figura 1.2.12 Inclusiones inyectadas envueltas en geotextil (Santoyo et al., 2005)

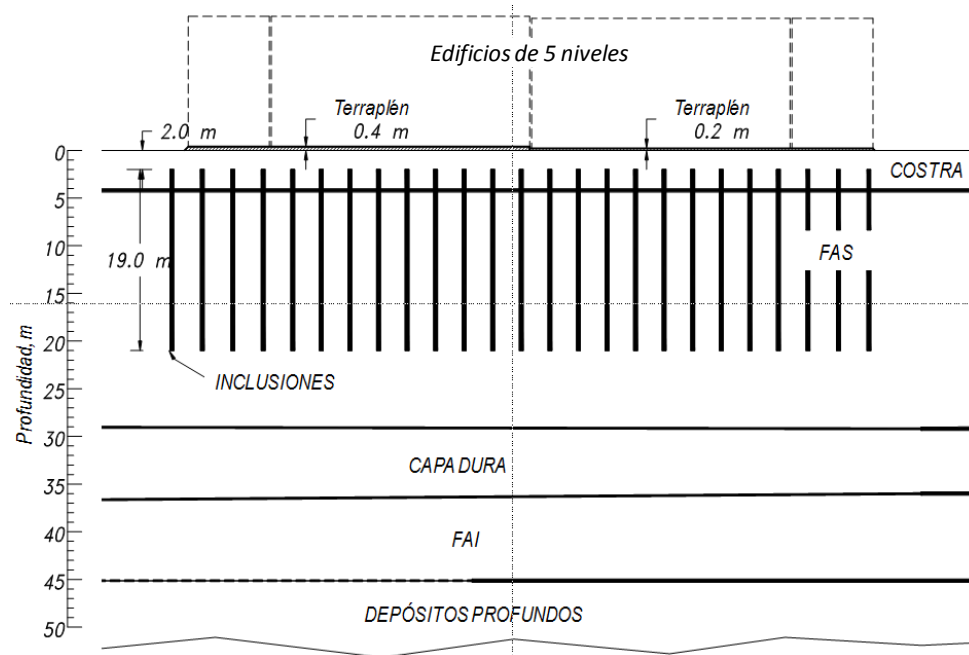


Figura 1.2.13 Inclusiones rígidas empleadas en un conjunto habitacional de grandes dimensiones

Para el control de asentamientos, este sistema ha demostrado ser más económico que soluciones tales como cajón de cimentación o pilotes de fricción, debido principalmente a que:

1. las inclusiones no requieren de acero de refuerzo, ya que su diseño se realiza en términos de asentamientos (previa verificación que en términos de capacidad de carga la cimentación sobre losa sin inclusiones es estable),
2. la losa de cimentación no requiere de refuerzo para transmitir la carga a los elementos ya que la punta superior de estos se desplantan a una profundidad suficiente para evitar que las inclusiones transmitan cargas puntuales a esta,
3. el procedimiento constructivo permite obtener altos rendimientos, de hasta 20 inclusiones por jornada.

1.2.4. Estudios sobre la fricción límite entre pilote y suelo

Para las arcillas lacustres de la Ciudad de México, existen datos experimentales que permiten estimar la magnitud de la fricción límite que puede desarrollarse entre pilotes o inclusiones y suelo. Marsal et al. (1953), Reséndiz (1964) y Zeevaert (1956) presentan mediciones de la resistencia del material que rodea a pilotes hincados en arcillas típicas del Valle de México y de la fricción desarrollada durante pruebas de carga y de extracción. En todos los casos se observó un remoldeo importante del material localizado a una distancia del fuste del orden de tres veces el diámetro. En esta zona se observaron reducciones de la resistencia a la compresión simple del 45 al 60% de la inicial. Con el tiempo, se observó cierto incremento de la resistencia pero sin que se recuperara totalmente la inicial.

En la Tabla 1.2.3 se presenta un resumen de los resultados publicados por distintos autores que permiten ayudar a estimar la fricción límite entre pilote y suelo en las arcillas lacustres de la Ciudad de México.

Los valores reportados de α varían de 0.6 a 1.2 y los de K_0 de 0.4 a 0.75. Las diferencias que existen entre los valores publicados de ϕ' dependen principalmente de los siguientes factores: 1) la velocidad de la aplicación de la carga, como se muestra en la Figura 1.2.14; 2) la interfaz considerada en el ensaye (suelo-suelo o suelo-pilote) y 3) la historia de cargas de la arcilla (normalmente-consolidada o pre-consolidada). En la Tabla 1.2.4, se presenta un resumen con los valores medios de ϕ' para los distintos factores mencionados, y los resultados obtenidos de $f_L(z)/\sigma'_z$ y $f_L(z)/c_u$, al aplicar las ecs. 1.1.3, 1.1.4, 1.1.5 y 1.1.7.

Al igual que en el inciso 1.1.3 (Figura 1.1.25), se observa que la relación $f_L(z)/\sigma'_z$ varía poco (de un 10 a un 15%) para el rango de valores de ϕ' considerado. Por tanto, un valor medio de 0.32 parecería adecuado para la estimación de la fricción límite en pilotes de concreto hincados en las arcillas lacustres de la Ciudad de México. Sin embargo, de las mediciones realizadas por Auvinet y Hanel, (1981, inciso 1.1.1.6) en pilotes instrumentados sometidos a consolidación regional, se reportan valores del orden de 0.22, muy inferiores a cualquiera de los mencionados anteriormente, debido probablemente a que no se alcanzaron condiciones límite en el periodo en el que se realizó la prueba.

Tabla 1.2.3 Resumen de resultados obtenidos de distintas referencias, aplicables al cálculo de la fricción pilote-suelo en las arcillas lacustres de la Ciudad de México

AUTOR	RESULTADOS
Reséndiz, 1964	De pruebas de capacidad de carga en pilotes hincados, determina un valor de $\alpha = 1.2$ para arcillas normalmente-consolidadas
Zeevaert, 1973	De investigaciones efectuadas de muestras inalteradas obtenidas cerca del fuste de pilotes viejos hincados en arcilla, el autor menciona que la resistencia al corte del suelo se reduce a un 60% de su valor inicial, a una distancia del 10% del radio del pilote, medida desde su centro, es decir, que: $\alpha = 0.6$
Ovando, 1995	En pruebas de corte directo, comenta que un valor de α cercano a 1 es razonable para el diseño de pilotes hincados en las arcillas lacustres de la Ciudad de México
Zeevaert, 1953	Obtiene $K_0 = 0.75$ a partir de pruebas de consolidación realizadas sobre especímenes labrados vertical y horizontalmente
Alberro, 1969	Obtuvo valores de $K_0 = 0.4$ de mediciones realizadas en las obras del Metro
Marsal y Salazar, 1960 Lo, 1962	En pruebas triaxiales consolidadas-no drenadas (tipo CU) con medición de presión de poro, obtienen valores de ϕ' de 43 a 47°
Marsal y Mazari, 1959 Reséndiz, 1964	En pruebas triaxiales consolidadas-drenadas (tipo CD) y de corte directo , obtienen valores de ϕ' de 28 a 34°
Alberro e Hiriart, 1973	En ensayos realizados para analizar el efecto del tiempo, los resultados muestran valores de $\phi' = 30^\circ$ y 40° para velocidades de deformación lentas y rápidas, respectivamente, Figura 1.2.14
Zeevaert, 1956 Cervantes, 1972	De pruebas de corte lentas entre el suelo remoldeado y reconsolidado y un pilote miniatura de concreto (Figura 1.2.15), se obtuvieron valores de ϕ' del orden de 25 a 26°
Ovando, 1995	En pruebas de corte directo, obtiene un $\phi' = 27.6^\circ$ para interfaz suelo-concreto
Villa, 2004	Realiza pruebas triaxiales en arcillas preconsolidadas y obtiene valores medios de $\phi' = 37^\circ$ para un OCR = 6.2 en pruebas Tipo CD , y $\phi' = 51^\circ$ para un OCR = 6.5 en pruebas Tipo CU , Figura 1.2.16.

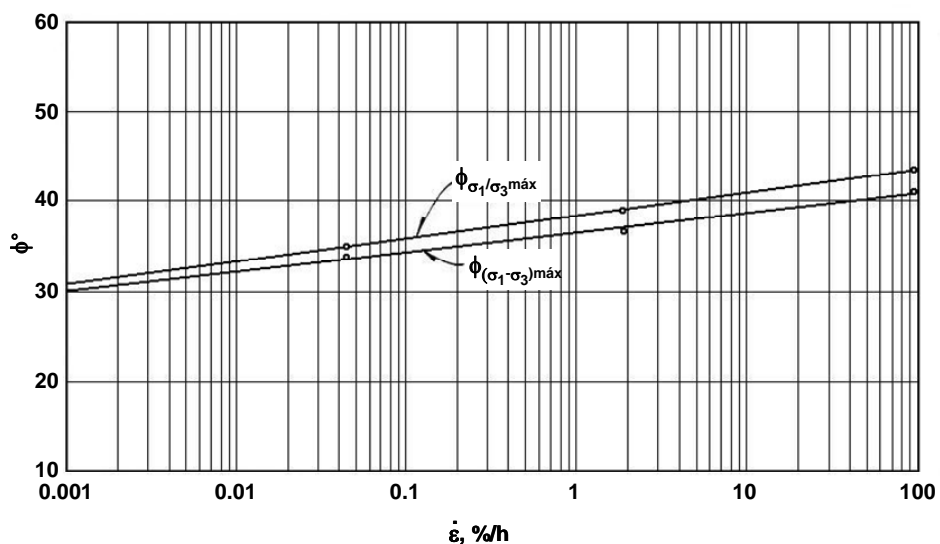


Figura 1.2.14 Variación de ϕ respecto a la velocidad de deformación $\dot{\epsilon}$ (Alberro e Hiriart, 1973)

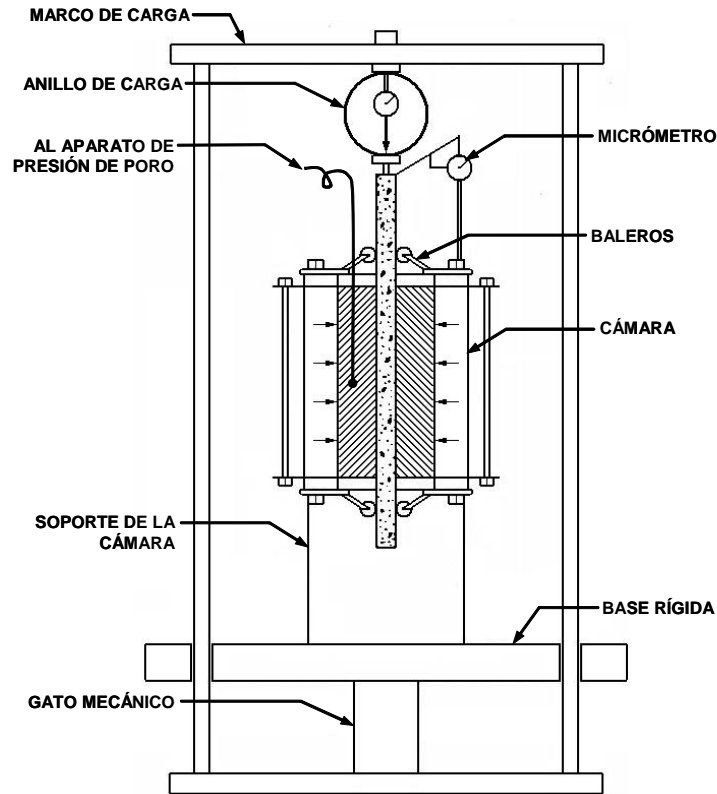


Figura 1.2.15 Cámara para estimar la fricción suelo-pilote de concreto (Cervantes, 1972)

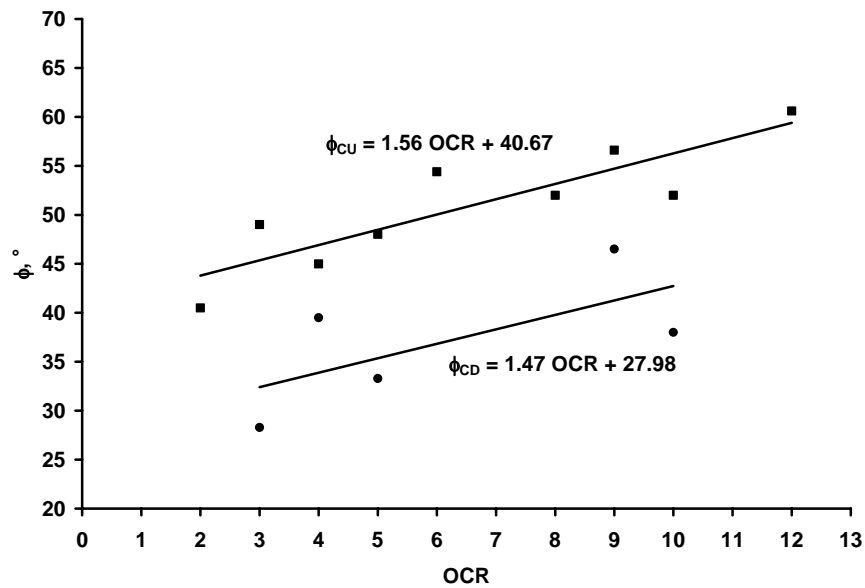


Figura 1.2.16 Variación de ϕ con la relación de sobre-consolidación OCR (grafico realizado a partir de los resultados reportados por Villa, 2004)

Tabla 1.2.4 Valores medios de ϕ' para distintas condiciones de análisis

$\phi', ^\circ$	FACTORES	K_0^*	$f_L(z)/\sigma'_z$			$f_L(z)/c_u$
			ec. 1.1.3	ec. 1.1.4	ec. 1.1.5	ec. 1.1.7
26	<ul style="list-style-type: none"> • Arcilla normalmente consolidada. • Velocidad de deformación lenta. • Interfaz suelo-pilote de concreto. 	0.56	0.27	0.33	0.31	0.73
30	<ul style="list-style-type: none"> • Arcilla normalmente consolidada. • Velocidad de deformación lenta. • Interfaz suelo-suelo. 	0.50	0.29	0.35	0.32	0.87
37	<ul style="list-style-type: none"> • Arcilla pre-consolidada. • Velocidad de deformación lenta. • Interfaz suelo-suelo. 	0.40	0.30	0.35	0.34	1.13
40	<ul style="list-style-type: none"> • Arcilla normalmente consolidada. • Velocidad de deformación rápida. • Interfaz suelo-suelo. 	0.36	0.30	0.35	0.33	1.26
51	<ul style="list-style-type: none"> • Arcilla pre-consolidada. • Velocidad de deformación rápida. • Interfaz suelo-suelo. 	0.22	0.28	0.30	0.30	1.85

* $K_0 = 1 - \sin \phi'$ (Jaky, 1944)

1.2.5. Modelos y teorías para el análisis y diseño de cimentaciones con pilotes de fricción e inclusiones sujetas a fricción negativa

En los siguientes incisos se presenta un resumen de los distintos modelos y teorías desarrolladas para el análisis y diseño de cimentaciones con pilotes de fricción e inclusiones rígidas sujetas a fricción negativa, en las arcillas lacustres de la Ciudad de México.

1.2.5.1. Modelo analítico para el diseño de cimentaciones con pilotes de fricción sujetas a consolidación regional

Reséndiz y Auvinet (1973) y Zeevaert (1973), establecen simultánea e independientemente (ver Reséndiz, 2008) que una cimentación constituida por una losa de cimentación soportada por pilotes de fricción, que se sitúa en un suelo compresible que se consolida debido a una carga externa y al abatimiento de las presiones intersticiales, puede comportarse de dos formas (Caso 1 y 2). Mencionan que dichos pilotes estarán sujetos a fuerzas de fricción límite debido al continuo movimiento relativo entre el pilote rígido y el suelo compresible.

a) Caso 1 (Zeevaert, 1973)

En este caso, a los pilotes se les permite trabajar bajo fricción positiva $(PF)_{z_0}$ en su parte baja, soportando la carga del edificio y la fuerza por fricción negativa $(NF)_{z_0}$, Figura 1.2.17, entonces:

$$Q_a + (NF)_{z_0} = (PF)_{z_0} \quad \text{ec. (1.2.1)}$$

, donde Q_a es la carga admisible de cada pilote del grupo.

El esfuerzo final inducido en la masa de suelo es el dado por la curva 1-0-2-3' de la Figura 1.2.17. Desde la profundidad de desplante de la losa hasta z_0 se presenta una disminución del esfuerzo efectivo vertical debido a la fricción negativa. El área sombreada de la parte baja de la curva 2-3-4-4'-3'-2 representa el incremento del esfuerzo vertical efectivo inicial σ_{0i} . El asentamiento δ_c generado por el incremento de dicho esfuerzo puede estimarse, como:

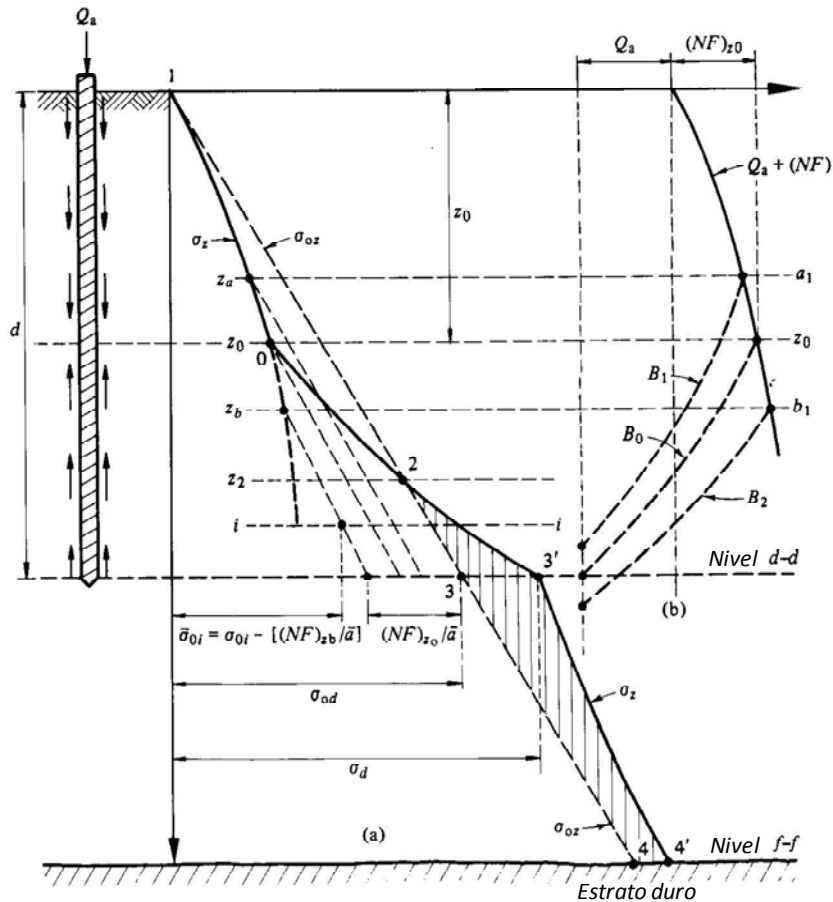


Figura 1.2.17 Caso 1. Pilotes que soportan la carga del edificio y la fricción negativa (Zeevaert, 1973)

$$\delta_c = \sum_{z_2}^d m_{vi} (\sigma_i - \sigma_{0i}) \Delta z_i + \sum_d^f m_{vi} (\sigma_i - \sigma_{0i}) \Delta z_i \quad \text{ec. (1.2.2)}$$

, donde:

m_{vi} = coeficiente de compresibilidad

σ_i = esfuerzo vertical efectivo final

Estudios realizados por Auvinet y Rodríguez (2002(a), 2004) para pilotes de punta (caso más extremo al aquí considerado) demuestran que la reducción de esfuerzos efectivos en el medio

$$\delta_c = \sum_0^f m_{vi} (\sigma_i - \sigma_{0i}) \Delta z_i \quad \text{ec. (1.2.4)}$$

En ninguno de los dos casos el autor (Zeevaert, 1973) considera la aportación de las fuerzas de las puntas de los pilotes. Se considera que estas fuerzas pueden tener una influencia importante en los resultados, sobre todo si el número de pilotes es grande y si se encuentran relativamente cercanos.

1.2.5.2. Cargas actuantes en una cimentación con pilotes de fricción o inclusiones rígidas, análisis en condiciones límite

En un estudio relativo a pilotes de fricción colocados en un medio sometido a un proceso de consolidación regional por abatimiento piezométrico, Reséndiz y Auvinet (1973) plantean que la profundidad del *nivel neutro* puede estimarse por aproximaciones sucesivas (variando la profundidad de z_0), hasta lograr que se cumpla la siguiente igualdad, asumiendo que se desarrolla la capacidad por punta del grupo de pilotes y la fricción límite a todo lo largo de su fuste, es decir:

$$Q_{pilote} - C_p = \left| F^{(+)} \right|_{z_0}^{z_p} - \left| F^{(-)} \right|_{D_f}^{z_0} \quad \text{ec. (1.2.5)}$$

, donde:

Q_{pilote} = carga transmitida a la cabeza de los pilotes

C_p = capacidad por punta del grupo de pilotes

$\left| F^{(+)} \right|_{z_0}^{z_p}$ = fricción positiva desde la profundidad del nivel neutro z_0 hasta la punta de los pilotes z_p , considerada como límite, es decir:

$$\left| F^{(+)} \right|_{z_0}^{z_p} = f_L|_{z_0}^{z_p} \cdot P_p \cdot (z_p - z_0) \quad \text{ec. (1.2.6)}$$

, donde:

$f_L|_{z_0}^{z_p}$ = resistencia media al corte a lo largo del fuste del pilote de z_0 a z_p

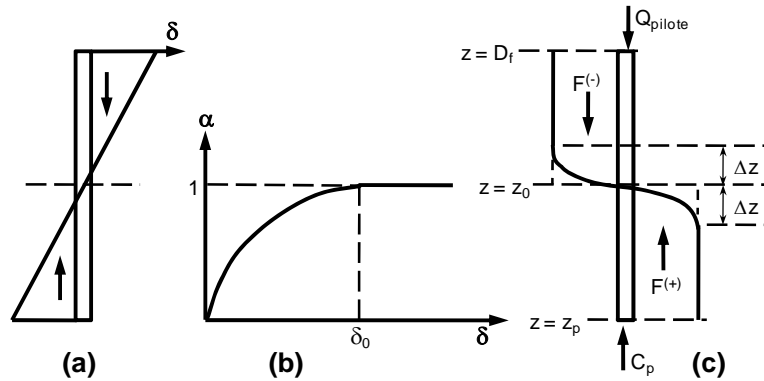
P_p = perímetro del pilote

$\left| F^{(-)} \right|_{D_f}^{z_0}$ = fricción negativa desde la profundidad de desplante del cajón o losa de cimentación D_f hasta el nivel neutro z_p , considerada también como límite, es decir:

$$\left| F^{(-)} \right|_{D_f}^{z_0} = f_L|_{D_f}^{z_0} \cdot P_p \cdot (z_0 - D_f) \quad \text{ec. (1.2.7)}$$

$f_L|_{D_f}^{z_0}$ = resistencia media al corte a lo largo del fuste del pilote de D_f a z_0

El planteamiento establece que, a largo tiempo, existe una elevación en la cual el desplazamiento relativo entre pilote y suelo es nulo, Figura 1.2.19.a. Esta elevación corresponde al cambio de signo de la fricción entre pilote y suelo, que ocurre a la profundidad z_0 , Figura 1.2.19.c.



- (a) Desplazamiento relativo, δ , entre pilote y suelo
 (b) Relación α de desarrollo de la fricción disponible vs. el desplazamiento relativo δ
 (c) Cargas actuantes en un pilote

Figura 1.2.19 Interacción a largo tiempo pilote-suelo (Reséndiz y Auvinet, 1973)

La profundidad z_0 se considera constante una vez que la consolidación local se ha concluido Figura 1.2.19.b; desde este momento en adelante, el pilote se encontrará en equilibrio bajo las cargas Q_{pilote} , C_p , $|F^{(+)}|_{z_p}^{z_p}$ y $|F^{(-)}|_{D_f}^{z_0}$, Figura 1.2.19.c. Se considera que se comete poco error si se admite que la fricción máxima se desarrolla por completo en todo el fuste del pilote ($\Delta z = 0$, Figura 1.2.19.c) ya que la fricción positiva se compensa con la negativa.

Para saber de qué magnitud será la carga que transmitan los pilotes Q_{pilote} y la losa o cajón de cimentación al suelo Q_{losa} , es necesario, en principio, definir a la resistencia última del grupo de pilotes R_{pilote} , como:

$$R_{pilote} = C_p + |F^{(+)}|_{D_f}^{z_p} \quad ec. (1.2.8)$$

, a la carga máxima transmitida por la estructura a nivel de la cimentación $\Sigma Q_{máx.}$, como:

$$\Sigma Q_{máx.} = \Sigma Q + F_{cajón}^{(-)} - Q_{sub.} \quad ec. (1.2.9)$$

, y a Q_{losa} , como:

$$Q_{losa} = \Sigma Q + F_{cajón}^{(-)} - Q_{pilote} - Q_{sub.} \quad ec. (1.2.10)$$

, donde:

- ΣQ = sumatoria de cargas a nivel de la cimentación
- $F_{cajón}^{(-)}$ = fricción negativa transmitida por las paredes del cajón de cimentación
- $Q_{sub.}$ = carga por subpresión en el cajón de cimentación

Como primera condición, se establece, que:

$$Q_{pilote} = \Sigma Q_{máx} \quad si \quad \Sigma Q_{máx} < R_{pilote} \quad ec. (1.2.11)$$

Para esta condición el grupo de pilotes es capaz de soportar, por sí solo, la carga máxima transmitida y, por tanto, $z_0 > D_f$ y $F^{(-)} > 0$, esto conlleva a una eventual separación de la losa o cajón de cimentación del suelo, es decir que, de acuerdo con la ec. 1.2.8, $Q_{losa} = 0$.

Para la segunda condición se establece, que:

$$Q_{pilote} = R_{pilote} \quad si \quad R_{pilote} < \Sigma Q_{máx} \quad ec. (1.2.12)$$

Es decir que, el grupo de pilotes no es capaz de soportar, por sí solo, la carga máxima transmitida y debe de ayudarse de la losa o cajón de cimentación. Por tanto, para este caso $z_0 = D_f$, $F^{(-)} = 0$ y Q_{losa} será la definida por la ec. 1.2.8.

De acuerdo con las ecs. 1.2.9 y 1.2.10, se puede decir entonces, que:

$$Q_{pilote} = \min(R_{pilote}, \Sigma Q_{máx}) \quad ec. (1.2.13)$$

Por tanto, las ecs. 1.2.5, 1.2.8 y 1.2.11, permiten realizar una definición completa de la interacción a largo plazo entre pilotes, suelo y subestructura en términos de esfuerzos, como:

- a) La carga total Q_{pilote} transmitida por la subestructura a la cabeza de los pilotes está dada por la ec. 1.2.11.
- b) La presión efectiva de contacto transmitida por la subestructura al suelo será la de la ec. 1.2.8.
- c) El esfuerzo transmitido al suelo a través del fuste de los pilotes puede definirse por medio de la ec. 1.2.5, variando el valor de z_0 hasta encontrar la profundidad del nivel neutro.
- d) La carga transmitida al suelo a través de la punta de los pilotes es C_p .

Estas ecuaciones también pueden aplicarse al análisis y diseño de cimentaciones a base de inclusiones rígidas (Rodríguez, 2001; Rodríguez y Auvinet, 2002(a)) considerando que la carga transmitida a la cabeza de las inclusiones Q_{pilote} será igual a la capacidad de carga de la punta superior del elemento C_s , entonces la ec. 1.2.5, queda, como:

$$C_s - C_p = \left| F^{(+)} \right|_{z_0}^{z_p} - \left| F^{(-)} \right|_{z_s}^{z_0} \quad ec. (1.2.14)$$

, donde:

z_s = profundidad de la punta superior de la inclusión

Sin embargo, y como se verá más adelante, algunos autores (Alberro y Hernández, 2000; Rodríguez, 2001; Rodríguez y Auvinet, 2002(b); Auvinet y Rodríguez, 2002(b)) han demostrado que no siempre se presentan condiciones límite y, por tanto, la fricción desarrollada no puede ser calculada multiplicando el área lateral del pilote o de la inclusión por la adherencia elemento-suelo afectada por el valor de una constante. Inclusive Alberro y Hernández (2000) sugieren que un análisis realista del problema de la fricción negativa tanto para pilotes como para inclusiones debe tomar en cuenta explícitamente el estado de esfuerzos y deformaciones inducido en la cercanía del elemento considerado por el proceso de consolidación regional.

1.2.5.3. Esfuerzos y asentamientos inducidos por la presencia de pilotes de fricción o inclusiones rígidas en un medio continuo

La presencia de una cimentación a base de pilotes de fricción o inclusiones rígidas, sometida al peso de la estructura y al abatimiento de las presiones intersticiales, conduce a una gran heterogeneidad en el campo de esfuerzos. El incremento de esfuerzos generado en el medio por el peso de la estructura, por las fuerzas de punta, de fricción positiva y negativa, puede estimarse haciendo uso de las ecuaciones de Mindlin (Mindlin, 1936) y sus integraciones (Geddes, 1966; Auvinet y Díaz, 1981) que se incluyen en el Anexo 1 de este trabajo.

Otra aproximación consiste en sustituir dichas fuerzas por cargas equivalentes uniformemente repartidas en áreas horizontales localizadas a determinadas profundidades como lo proponen Auvinet y Díaz (1981), para pilotes de fricción, y Rodríguez (2001), para inclusiones rígidas, Figuras 1.2.20 y 1.2.21, respectivamente, haciendo uso de las ecuaciones propuestas por Poulos y Davis (1974) y Rossa y Auvinet (1992), también incluidas en el Anexo 1 de este trabajo. Asimismo, León y Reséndiz (1979) proponen un método similar pero simplificado que considera una transformación aproximada del problema de Mindlin a uno de Boussinesq equivalente.

La magnitud de las cargas equivalentes para la fricción positiva será, entonces:

$$f_{eq.}^{(+)} = \frac{F^{(+)} \Big|_{z_0}^{z_p}}{n_{eq.}^{(+)} \cdot L \cdot B} \quad ec. (1.2.15)$$

, y para la negativa:

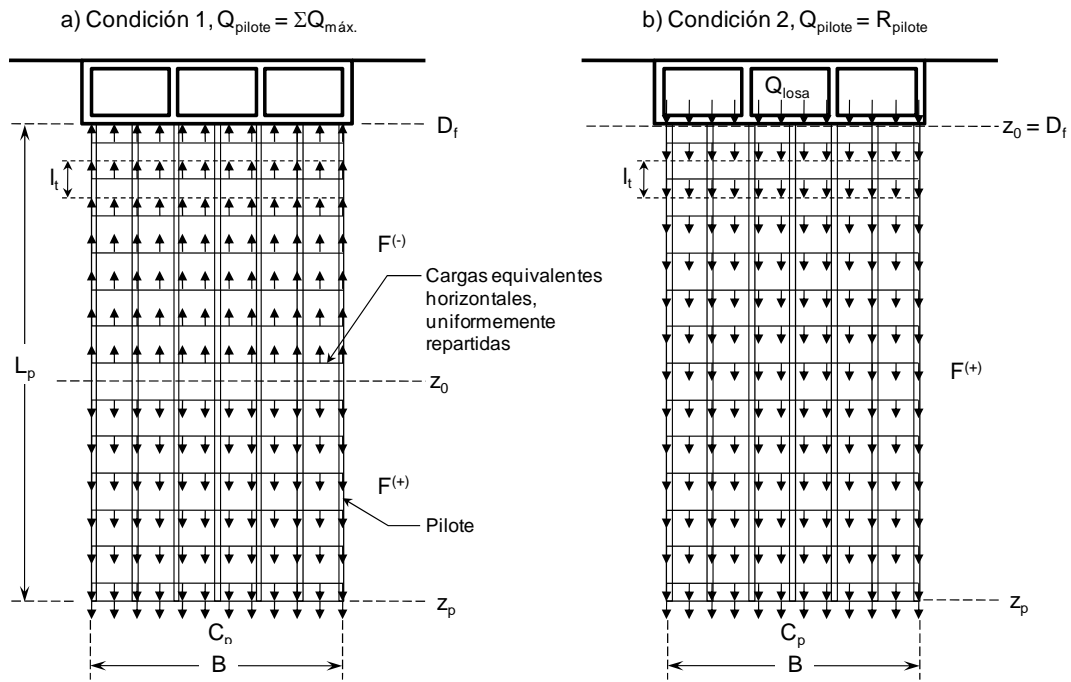


Figura 1.2.20 Cargas equivalentes repartidas para un grupo de pilotes

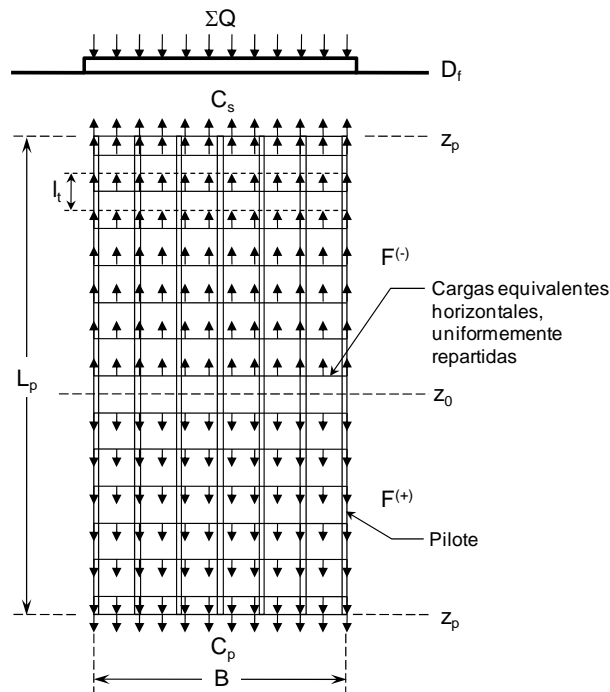


Figura 1.2.21 Cargas equivalentes repartidas para un grupo de inclusiones (Rodríguez, 2001)

$$f_{eq.}^{(-)} = \frac{F^{(-)}|_{D_f}^{z_0}}{n_{eq.}^{(-)} \cdot L \cdot B} \quad ec. (1.2.16)$$

, donde B y L son el ancho y largo de la superficie ocupada en planta por los pilotes, respectivamente, y $n_{eq.}^{(-)}$ y $n_{eq.}^{(+)}$ son el número de áreas equivalentes consideradas para la fricción negativa y positiva, respectivamente, que se definen, como:

$$n_{eq.}^{(-)} = \frac{z_0 - D_f}{l_t} \quad ; \quad n_{eq.}^{(+)} = \frac{z_p - z_0}{l_t} \quad ; \quad n_{eq.} = n_{eq.}^{(+)} + n_{eq.}^{(-)} = \frac{L_p}{l_t} \quad ec. (1.2.17)$$

, donde:

- l_t = longitud tributaria para cada carga equivalente
- L_p = longitud de los pilotes
- $n_{eq.}$ = número total de áreas equivalentes

El cálculo de los asentamientos por consolidación inducidos por las variaciones de esfuerzos efectivos dentro del medio, puede realizarse por el método tradicional de mecánica de suelos, ec. 1.2.18; estimando las deformaciones verticales a partir de curvas de compresibilidad (relación de vacíos *vs.* presión efectiva) determinadas en el laboratorio mediante pruebas de consolidación unidimensional.

$$\Delta h = h \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad ec. (1.2.18)$$

, donde:

- Δh = asentamiento
- e_0 = relación de vacíos inicial
- Δe = decremento de la relación de vacíos
- h = espesor del estrato

1.2.5.4. Cálculo analítico de fricción negativa y asentamientos causados por un proceso de consolidación

Alberro y Hernández (2000) proponen un modelo analítico en el que establecen que para determinar el campo de esfuerzos y deformaciones en el entorno de un pilote es necesario conocer, en la masa del suelo, la magnitud y distribución de los potenciales hidráulicos y de las fuerzas de filtración. Estos dependen del tipo de bombeo (a gasto constante o a potencial constante en el acuífero) y su duración. El análisis de dichos esfuerzos y deformaciones permite determinar la magnitud de la fricción negativa que se desarrolla a lo largo del fuste de un pilote aislado o de un grupo de pilotes, y su variación con la historia del bombeo.

El método se basa en la hipótesis de que el estrato de arcilla que subyace al acuífero está sometido a un proceso de consolidación unidimensional con flujo de agua vertical hacia el acuífero.

a) *Pilote aislado*

Para un pilote aislado, el problema es de simetría axial. La carga por fricción negativa se define, como, Figura 1.2.22:

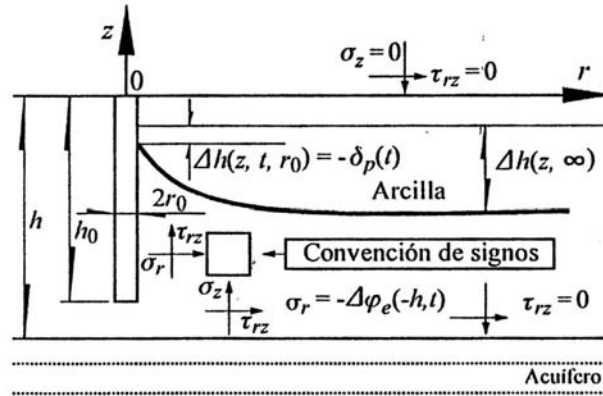


Figura 1.2.22 Condiciones de frontera y convención de signos (Alberro y Hernández, 2000)

$$Q_{neg.}(z, t) = 2\pi r_0 \int_0^z \tau_{r_0 z} dz = -4\pi G \int_0^z (A)_{r=r_0} dz \quad ec. (1.2.19)$$

, donde:

r_0 = radio del pilote, en m

r = coordenada radial en el sistema o, z, r , en m

$(A)_{r=r_0}$ = función que depende de $\Delta h(z, t, \infty)$ y $-\delta_p(t)$, entre otros, definida en Alberro y Hernández, 2000.

$\Delta h(z, t, \infty)$ = incremento en z de los asentamientos del suelo entre los tiempos t_0 y t , para una distancia fuera de la influencia del pilote ($r = \infty$), en m

$-\delta_p(t)$ = movimiento de cuerpo rígido para cualquier z , en m

z = ordenada del punto considerado, en m

t = duración del bombeo desde el inicio del mismo, en años

G = módulo de rigidez al cortante del suelo, en t/m^2

$\Delta\phi_e$ = decremento del potencial hidráulico por efecto del bombeo, en presencia del pilote

$\tau_{r_0 z}$ = esfuerzo cortante que se desarrolla en el contacto suelo-pilote, que se define, como:

$$\tau_{r_0 z} = \frac{2}{r_0} (A)_{r=r_0} [-G\Delta h(z, t, \infty)] \quad ec. (1.2.20)$$

, donde:

t_0 = duración del bombeo desde el inicio del mismo hasta el momento del hincado del pilote, en años

El valor de $\Delta h(z, t, \infty)$ depende del tipo de bombeo en el acuífero, es decir que, para un bombeo a gasto constante, es igual a:

$$\Delta h(z, t, \infty) = qt_0 \left[1 - 4i^2 \operatorname{erfc} \left(\frac{z+h}{2\sqrt{C_v t_0}} \right) \right] - qt \left[1 - 4i^2 \operatorname{erfc} \left(\frac{z+h}{2\sqrt{C_v t}} \right) \right] \quad \text{ec. (1.2.21)}$$

, donde:

q = gasto de filtración de la arcilla hacia el acuífero en la zona bajo estudio, en m/año, de acuerdo con Alberro y Hernández, 2000, el gasto q es prácticamente igual a la velocidad de asentamiento superficial en la zona

h = espesor del estrato arcilloso, m

C_v = coeficiente de consolidación de la arcilla, en m²/año

$i^2 \operatorname{erfc}(u)$ = integral doble de la función error complementaria (definición y valores numéricos en Alberro y Hernández, 2000)

, o para un bombeo con potencial hidráulico constante en la capa dura, es:

$$\Delta h(z, t, \infty) = -\frac{u_0 k}{\sqrt{C_v}} \left[\sqrt{t} \left(\frac{2}{\sqrt{\pi}} - 2i \operatorname{erfc} \left(\frac{z+h}{2\sqrt{C_v t}} \right) \right) - \sqrt{t_0} \left(\frac{2}{\sqrt{\pi}} - 2i \operatorname{erfc} \left(\frac{z+h}{2\sqrt{C_v t_0}} \right) \right) \right] \quad \text{ec. (1.2.22)}$$

, donde:

u_0 = potencial hidráulico constante en la capa dura desde el inicio del bombeo, en m

k = coeficiente de permeabilidad de la arcilla, en m/año

$i \operatorname{erfc}(u)$ = integral de la función error complementaria (definición y valores numéricos en Alberro y Hernández, 2000)

En las gráficas de la Figuras 1.2.23 y 1.2.24, se presenta la variación con la profundidad de la carga por fricción negativa $Q_{neg.}$ y del esfuerzo cortante τ , determinadas a partir de las ecs. 1.2.19, 1.2.20 y 1.2.21, para un pilote de punta, $h = h_0$ y $\delta_p(t) = 0$, y para un pilote de fricción, $h > h_0$ y $\delta_p(t) > 0$, respectivamente, para condiciones típicas de la zona lacustre de la Ciudad de México, y para un radio de acción $R = 100r_0$. Cuando τ sobrepasa la adherencia suelo-pilote (tramo AB, Figura 1.2.23), el suelo se plastifica a esa profundidad y se genera una falla progresiva. Asimismo, cuando se alcanza la fricción negativa límite, el pilote deja de comportarse según la solución propuesta. Si se sobrepasa la resistencia por punta, $\delta_p(t)$ debe incrementarse y $Q_{neg.}$ y τ deben calcularse nuevamente.

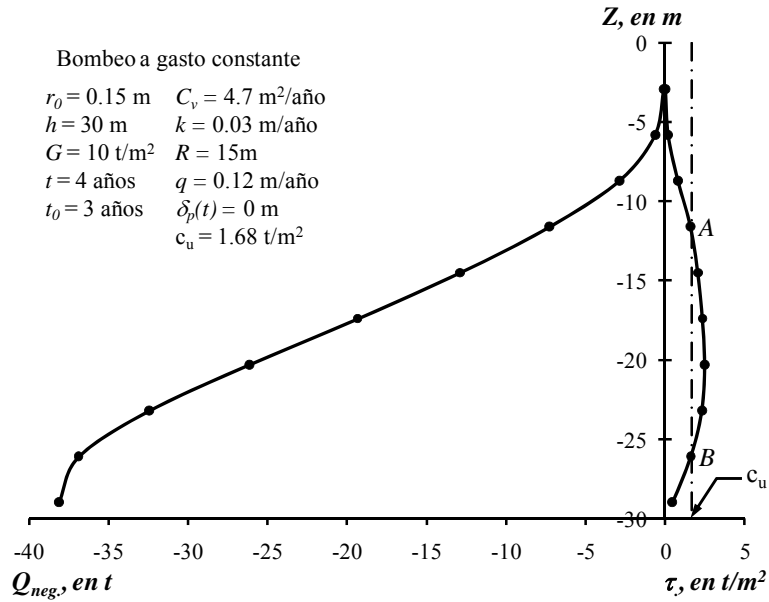


Figura 1.2.23 Carga por fricción negativa $Q_{neg.}$ y fuerza cortante τ para un pilote aislado de punta (Alberro y Hernández, 2000)

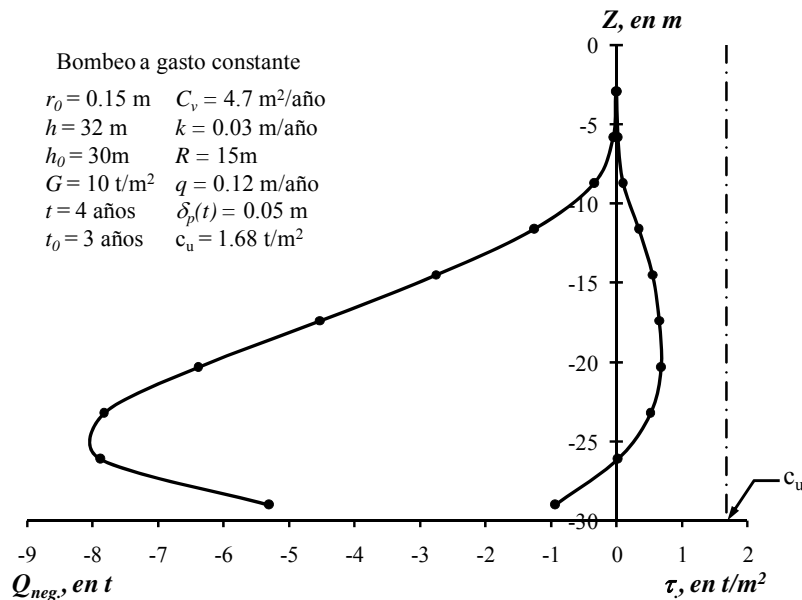


Figura 1.2.24 Carga por fricción negativa $Q_{neg.}$ y fuerza cortante τ para un pilote aislado de fricción

Para el pilote de punta se llegan a presentar condiciones límite ($\tau > c_u$, tramo AB), mientras que para el de fricción esta condición no se presenta ya que el esfuerzo cortante disminuye de manera importante debido a la penetración del elemento. Asimismo, para el pilote de fricción el modelo pone en evidencia al nivel neutro, ya que se aprecia el cambio de signo de τ y un valor máximo de $Q_{neg.}$.

Inclusive, en la Figura 1.2.25 puede observarse que, para las mismas condiciones de bombeo, si la penetración del pilote $\delta_p(t)$ se incrementa, la carga $Q_{neg.}$ puede llegar a ser completamente positiva, representando a un pilote que se hunde más rápidamente que el medio que lo contiene. Ahora bien, si la penetración del pilote se mantiene constante y se incrementa el tiempo de bombeo, Figura 1.2.26, entonces el medio se hunde más rápidamente que el pilote y de nuevo se genera fricción negativa.

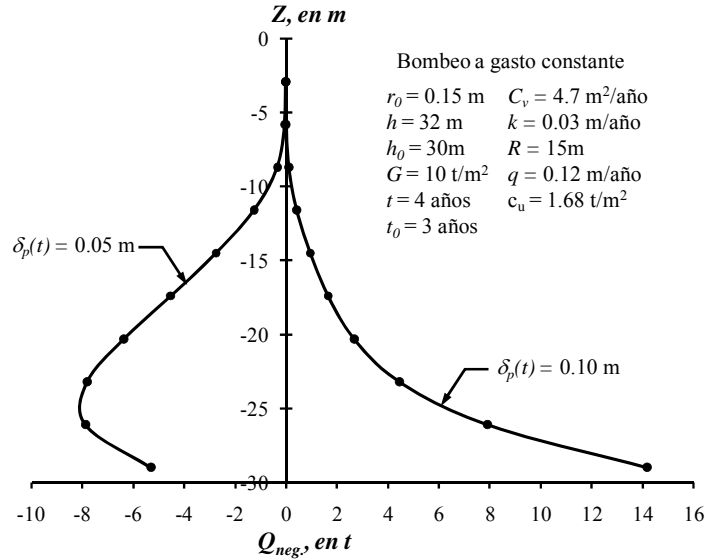


Figura 1.2.25 Carga por fricción negativa $Q_{neg.}$ para un pilote aislado de fricción y para penetraciones de su punta $\delta_p(t)$ de 5 y 10 cm

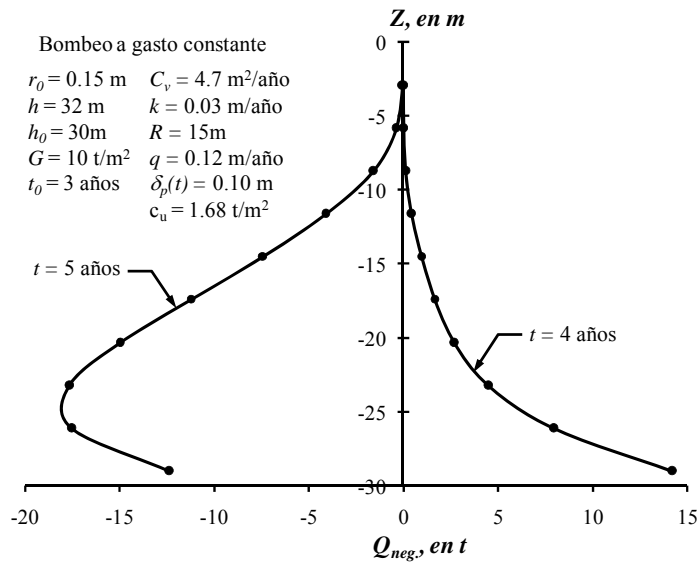


Figura 1.2.26 Carga por fricción negativa $Q_{neg.}$ para un pilote aislado de fricción y para tiempos de bombeo de 4 y 5 años

b) Grupo de pilotes

Para un grupo de pilotes, se supone que las hileras pueden asimilarse a muros continuos, Figura 1.2.27. Para cada uno de los pilotes internos se genera una fricción negativa igual a:

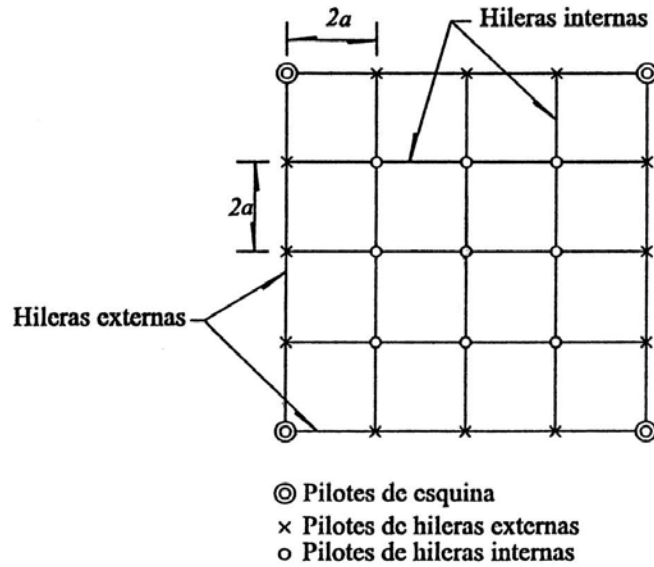


Figura 1.2.27 Distribución de pilotes considerada (Alberro y Hernández, 2000)

$$Q_{neg.1}(z, t) = 4a \int_0^z \tau_{r_0z} dz \quad ec. (1.2.23)$$

, en los pilotes de hileras externas:

$$Q_{neg.2}(z, t) = \int_0^z (3a\tau_{r_0z} + a\tau_{-r_0z}) dz \quad ec. (1.2.24)$$

, en los pilotes de esquina:

$$Q_{neg.3}(z, t) = \int_0^z 2a(\tau_{r_0z} + \tau_{-r_0z}) dz \quad ec. (1.2.25)$$

, donde τ_{r_0z} representa el esfuerzo cortante en la cara interna de la hilera y se define, como:

$$\tau_{r_0z} = -G\Delta h(z, t, \infty) \frac{\left[1 + \frac{\delta_p(t)}{\Delta h(z, t, \infty)} \right] [\cosh(Cr_0) - \coth(Ca) \sinh(Cr_0)]}{\coth(Ca) \cosh(Cr_0) - \sinh(Cr_0)} \quad ec. (1.2.26)$$

, y τ_{-r_0z} representa el esfuerzo cortante en la cara externa de la hilera y se define, como:

$$\tau_{-r_0z} = -G\Delta h(z, t, \infty) \left[1 + \frac{\delta_p(t)}{\Delta h(z, t, \infty)} \right] \quad \text{ec. (1.2.27)}$$

, donde:

$$C = \frac{\gamma_w \frac{\partial(\Delta\phi_e)}{\partial z}}{-G\Delta h(z, t, \infty)} \quad \text{ec. (1.2.28)}$$

, y $\gamma_w \frac{\partial(\Delta\phi_e)}{\partial z}$ se define en Alberro y Hernández, 2000, y depende del tipo de bombeo.

En la Figura 1.2.28 se presenta la carga por fricción negativa obtenida de con las ecs. 1.2.23 a 1.2.28, para los pilotes de de esquina $Q_{neg.3}$, pilotes de hileras externas $Q_{neg.2}$ y pilotes de hileras internas $Q_{neg.1}$, para condiciones típicas de la zona lacustre de la Ciudad de México.

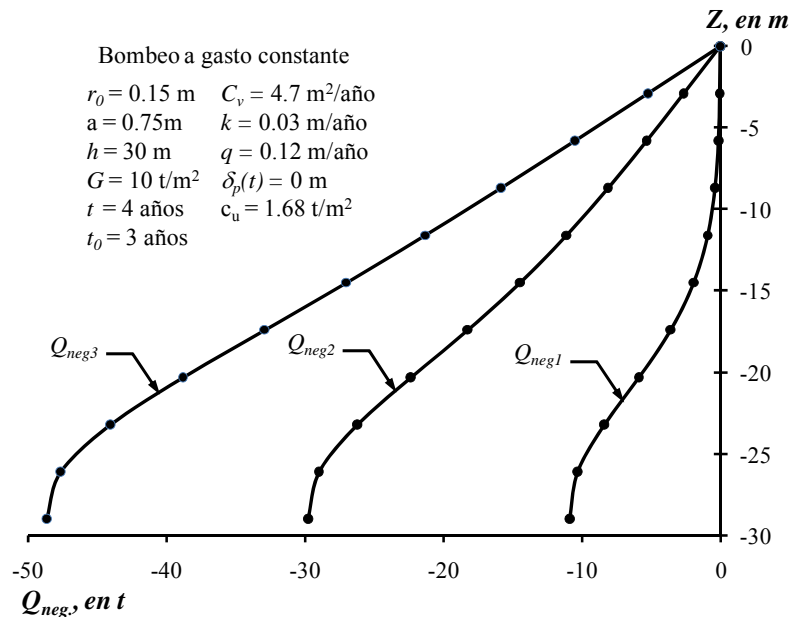


Figura 1.2.28 Carga por fricción negativa Q_{neg} para grupo de pilotes. Pilotes de esquina $Q_{neg.3}$, pilotes de hileras externas $Q_{neg.2}$ y pilotes de hileras internas $Q_{neg.1}$. (Alberro y Hernández, 2000)

Como es de esperarse, los pilotes de esquina son los que presentan la mayor carga, le siguen los de borde y por último los centrales. Sin embargo, los resultados reportados por los autores para grupos de pilotes no son congruentes con aquellos para pilotes aislados (Figura 1.2.23), ya que, es de esperarse que un pilote aislado tome mayor fricción negativa que uno de esquina debido a que el área de influencia del primero es mayor que la del segundo. Asimismo, al aplicar las ecs. 1.2.23 a

1.2.28 (grupo de pilotes) a pilotes de fricción ($h > h_0$ y $\delta_p(t) > 0$) no se obtienen resultados coherentes con los obtenidos con las ecs. 1.2.19 y 1.2.20 para pilotes aislados.

1.2.5.5. Modelo numérico simplificado para el análisis y diseño de pilotes e inclusiones en un suelo sometido a consolidación regional

El análisis de los esfuerzos y deformaciones alrededor de un pilote o una inclusión durante el proceso de consolidación, ya sea por una carga externa o por el abatimiento de las presiones intersticiales, dentro de un medio homogéneo saturado, puede realizarse en forma aproximada recurriendo al Método de los Elementos Finitos (MEF).

Como una alternativa de análisis y diseño, Rodríguez y Auvinet (Rodríguez, 2001; Auvinet y Rodríguez, 2002) desarrollaron un algoritmo basado en el MEF que, además de lo anterior, permite:

- a) simular por etapas, en forma desacoplada, el proceso de consolidación del medio bajo una carga externa por el método del elemento finito y simultáneamente, en su caso, el proceso de consolidación atribuible al abatimiento de las presiones intersticiales, por el método de las diferencias finitas.
- b) incrementar progresivamente la resistencia al esfuerzo cortante del suelo al disminuir las presiones intersticiales,
- c) simular la redistribución de esfuerzos que ocurre a lo largo del fuste del elemento cuando los esfuerzos cortantes rebasan la adherencia.

El modelo considera a un grupo de pilotes o inclusiones dispuestos según una retícula como la que se muestra en la Figura 1.2.29. El área tributaria o celda de influencia de cada pilote interno es de forma hexagonal pero, para fines prácticos, se puede considerar como circular. El problema se vuelve entonces axisimétrico. El radio R de esta área corresponde al radio de la malla axisimétrica de elementos finitos y es aproximadamente igual a la mitad de la separación S entre elementos ($S = 2R$). Para pilotes o inclusiones de la periferia, las condiciones dejan de ser axisimétricas por lo que los resultados arrojados por un modelo de este tipo son poco representativos. Sin embargo, se considera que para grupos numerosos de elementos, en los que las condiciones de frontera pierden importancia, el modelo de la celda de influencia permite reproducir lo esencial del fenómeno (Schlosser et al., 1984).

En Rodríguez (2001) o en Rodríguez y Auvinet (2002), se presenta con detalle el algoritmo desarrollado. Dicho algoritmo se ha utilizado para el análisis y diseño del comportamiento de cimentaciones a base de inclusiones (Rodríguez y Auvinet, 2006), pilotes de fricción (Auvinet y Rodríguez, 2002(b)) y pilotes de punta (Auvinet y Rodríguez, 2002(a), 2004).

A continuación se presentan las principales conclusiones respecto a los estudios paramétricos efectuados para las inclusiones rígidas y para los pilotes de fricción.

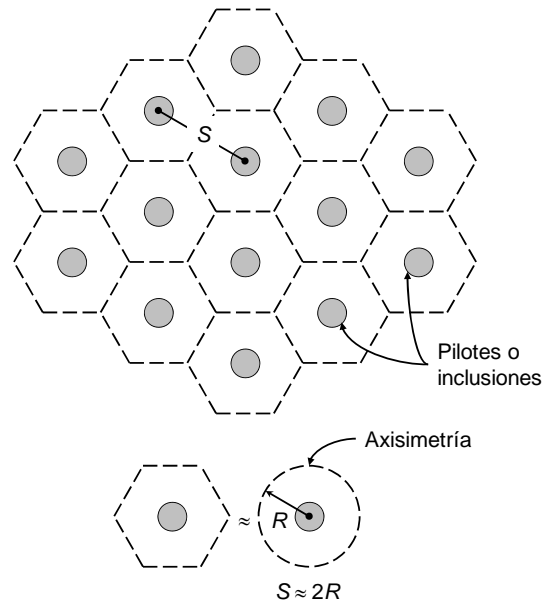


Figura 1.2.29 Área tributaria de una inclusión (Rodríguez, 2001)

a) Inclusiones rígidas

Mediante el algoritmo antes mencionado, los autores realizaron un análisis paramétrico que permitió conocer el estado de esfuerzos, deformaciones y desplazamientos en el interior de una inclusión y en el medio que la contiene, al variar la separación entre elementos, la magnitud de la carga externa, de los abatimientos piezométricos y el efecto combinado. La inclusión se consideró de 0.4m de diámetro y 20m de longitud con su punta superior desplantada a 5m de profundidad. Asimismo, se consideraron los siguientes casos de estratigrafía: 1) inclusión colocada en un medio homogéneo de 30m de espesor, formado por un suelo de alta compresibilidad; 2) inclusión colocada en un suelo de alta compresibilidad de 25m de espesor, cuya punta superior está en contacto con un estrato duro de 5m de espesor, como puede ser el caso de pilotes de fricción si se supone que el estrato duro funciona como losa de cimentación; 3) inclusión colocada en un suelo de alta compresibilidad de 25m de espesor, cuya punta inferior se apoya en un estrato duro de 5m de espesor, como puede ser el caso de pilotes de fricción negativa.

El modelo numérico pone en evidencia el desarrollo de fricción negativa en la parte superior y fricción positiva en la parte inferior de la inclusión. En el caso de inclusiones colocadas en un medio homogéneo que se consolida debido a una carga externa, es posible hacer la hipótesis de que se presentan condiciones límites tanto en las puntas como en el fuste del elemento, ya que la profundidad del nivel neutro se mantiene prácticamente constante durante el proceso de consolidación y al variar la separación entre inclusiones, Figura 1.2.30. Además, el estado límite de fluencia tanto en las puntas como en el fuste de la inclusión se presenta para cargas y separaciones relativamente pequeñas. Sin embargo, se demuestra que, de los tres casos de estratigrafía analizados, este caso es el que presenta la menor eficiencia para el control de asentamientos, ya que esta configuración solamente proporciona una reducción apreciable del asentamiento cuando la carga transmitida a cada inclusión es pequeña.

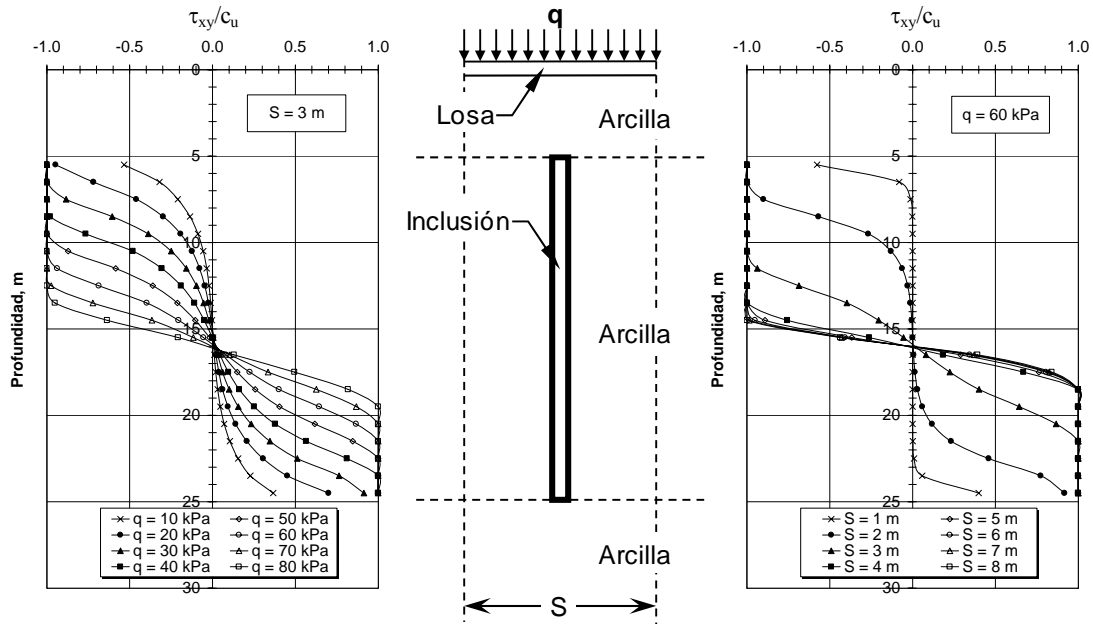


Figura 1.2.30 Relación de esfuerzos cortantes ($\tau_{xy} / c_u =$ esfuerzo obtenido/resistencia al corte no drenada) al variar la carga externa y la separación entre inclusiones que apoyan su cabeza en una capa dura (Rodríguez, 2001)

En el caso en el que la cabeza de la inclusión se recarga en un estrato duro (lo más parecido a un pilote de fricción, Figura 1.2.31), se demuestra que, si se hace la hipótesis de que se presentan condiciones límites tanto en las puntas como en el fuste de la inclusión, se sobrestima la fricción negativa ya que esta nunca alcanza su valor límite. Esto sucede también para la fricción positiva, pero en menor grado, ya que su estado límite se comienza a presentar para separaciones relativamente pequeñas.

Los autores proponen el uso de factores de reducción de las fricciones negativas y positivas, que permitan modificar las ecuaciones y algoritmos que utilicen la hipótesis de comportamiento límite (ec. 1.2.5) y obtener resultados más precisos utilizando este criterio. La igualdad así modificada es:

$$Q_{pilote} - C_p = F_R^{(+)} \left| F^{(+)} \right|_{z_0}^{z_p} - F_R^{(-)} \left| F^{(-)} \right|_{D_f}^{z_0} \quad \text{ec. (1.2.29)}$$

, donde:

$F_R^{(+)}$ = factor de reducción para la fricción positiva

$F_R^{(-)}$ = factor de reducción para la fricción negativa

Estos factores se obtuvieron como la relación entre el área bajo la curva de la variación del esfuerzo cortante en el fuste con la profundidad y el área bajo la curva de la variación de la resistencia con la profundidad, es decir:

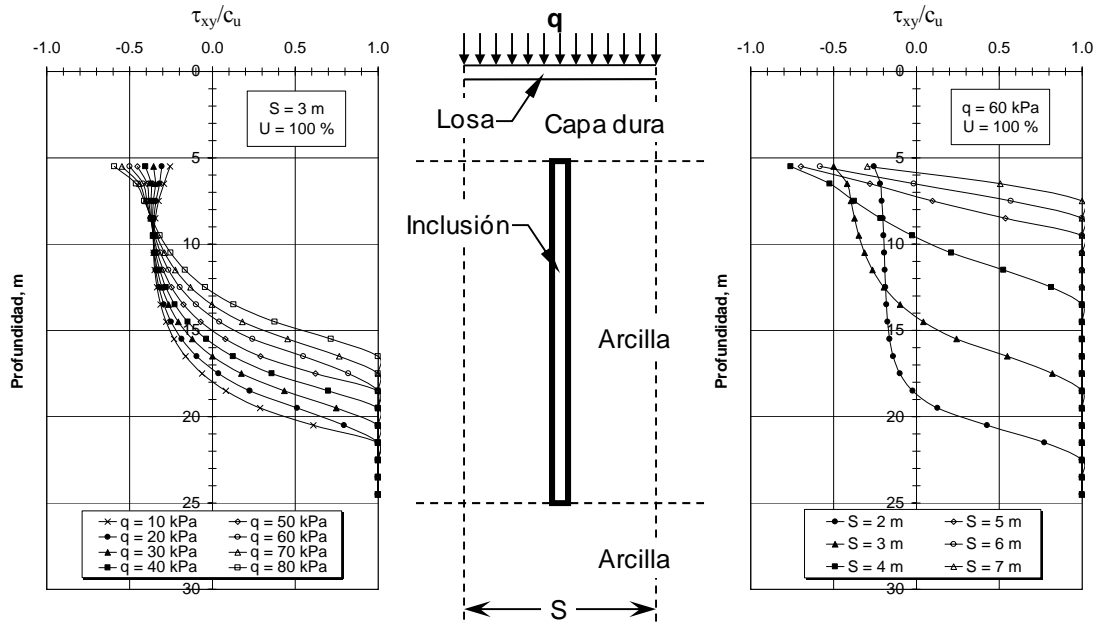


Figura 1.2.31 Relación de esfuerzos cortantes ($\tau_{xy}/c_u =$ esfuerzo obtenido/resistencia al corte no drenada) al final del proceso de consolidación regional ($U = 100\%$) al variar la carga externa y la separación entre inclusiones que apoyan su cabeza en una capa dura (Rodríguez, 2001)

$$F_R^{(+)} = \frac{\int_{z=z_0}^{z=z_p} \tau_{m\acute{a}x} \cdot dz}{\int_{z=z_0} c_u \cdot dz}, \text{ para la fricción positiva} \quad \text{ec. (1.2.30)}$$

$$F_R^{(-)} = \frac{\int_{z=z_0}^{z=z_s} \tau_{m\acute{a}x} \cdot dz}{\int_{z=z_0} c_u \cdot dz}, \text{ para la fricción negativa} \quad \text{ec. (1.2.31)}$$

Como parte de los resultados reportados, en la Figura 1.2.32 se presentan los factores de reducción estimados para distintas separaciones entre elementos y para el caso de inclusiones que recargan su cabeza en un estrato duro. Estas inclusiones se sometieron a un proceso combinado de consolidación: debido al peso del edificio y al abatimiento de las presiones intersticiales.

En un medio que se consolida bajo una carga externa y por el abatimiento piezométrico, el modelo numérico permite conocer la separación óptima entre inclusiones que permita eliminar los asentamientos debidos a la carga externa aplicada y dejar que la cimentación siga el hundimiento regional.

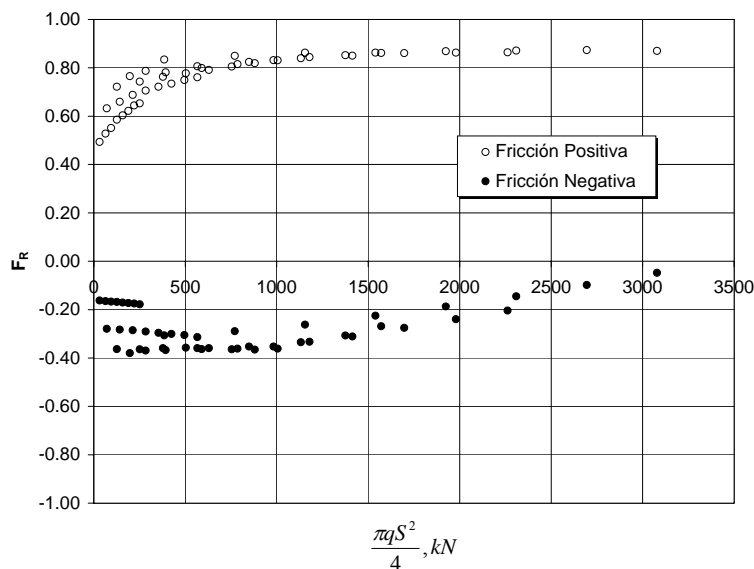


Figura 1.2.32 Factor de reducción para el caso de una inclusión que recarga su cabeza en un estrato duro y que se somete a un proceso combinado de consolidación (Rodríguez, 2001)

b) Pilotes de fricción

Para el caso de los pilotes de fricción, los autores presentan los resultados obtenidos del análisis paramétrico de un pilote de fricción de 25m de longitud en un medio de 30m de espesor, formado por una arcilla de alta compresibilidad, sometido a la consolidación debida a una carga externa aplicada directamente sobre una losa de cimentación y al abatimiento de las presiones intersticiales.

En la Figura 1.2.33 se presentan los resultados obtenidos al término de la primera (carga externa, Figura 1.2.33.a) y segunda etapa (abatimiento piezométrico, Figura 1.2.33.b) del análisis, respectivamente, en cuanto a la relación de esfuerzos cortantes, para distintas separaciones.

Los resultados reportados confirman lo obtenido para las inclusiones. En la primera etapa (Figura 1.2.33.a) se observa el desarrollo de fricción positiva en todo el fuste del elemento y la condición límite de fluencia ($\tau_{xy} / c_u = 1$) se alcanza para una separación relativamente pequeña. En la segunda etapa (Figura 1.2.33.b), el modelo pone en evidencia el desarrollo de fricción negativa en la parte superior y de fricción positiva en la parte inferior del pilote y la presencia de un *nivel neutro* que se eleva al progresar el proceso de consolidación y al aumentar la separación entre pilotes. Se observa que la fricción negativa es apreciablemente menor que la positiva y no alcanza el valor límite de fluencia e inclusive, para separaciones muy grandes ($S > 5m$), no se llega a desarrollar.

Debido a lo anterior, en este caso, al igual que para las inclusiones, se proponen factores de reducción para la ecuación que considera condiciones límite. Dichos factores, estimados a partir de las ecs. 1.2.30 y 1.2.31, se resumen en la Figura 1.2.34.

Los valores reportados de los factores de reducción pueden llevar a posiciones más realistas del *nivel neutro* al utilizar los criterios que consideran condiciones límite. Sin embargo, la desventaja

radica en que para otras condiciones de carga y de abatimientos, estos coeficientes deberían ser reevaluados.

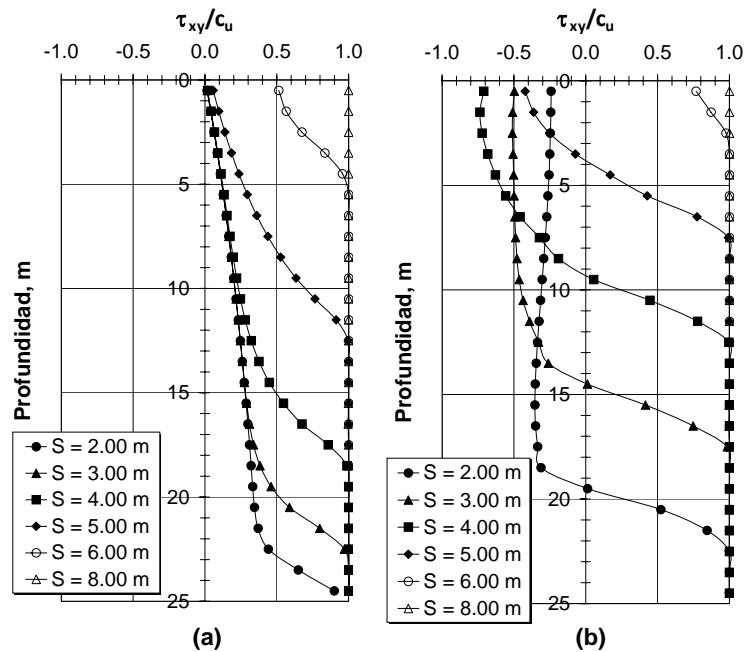


Figura 1.2.33 Relación de esfuerzos cortantes a lo largo del fuste del pilote: (a) para la primera etapa y (b) para la segunda (Auvinet y Rodríguez, 2002)

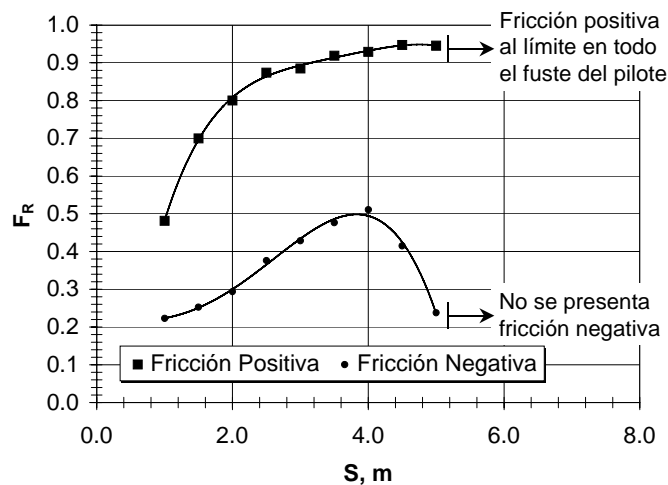


Figura 1.2.34 Factor de reducción para pilotes de fricción (Auvinet y Rodríguez, 2002)

1.2.5.6. Diseño en términos de esfuerzos o de deformaciones

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (GDF, 2004(a)) y sus correspondientes Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (GDF, 2004(b)) establecen dos criterios de diseño: en términos de deformaciones y de esfuerzos.

Cuando el sistema de cimentación, losa-pilotes o cajón-pilotes, se emplea para la reducción de asentamientos, se dice que se realiza un diseño en términos de deformaciones. En este caso, la Norma señala que: *“los pilotes no tienen generalmente la capacidad para soportar por sí solos el peso de la construcción y trabajan al límite en condiciones estáticas, por lo que no pueden contribuir a tomar solicitaciones accidentales e inclusive pueden, de acuerdo con la experiencia, perder una parte importante de su capacidad de carga en condiciones sísmicas, por lo que resulta prudente ignorar su contribución a la capacidad de carga global”*. Esto es coherente con lo mencionado por Reséndiz y Auvinet (1973, inciso 1.2.5.2) para $z_0 = D_f$, donde la carga transferida a la cabeza de los pilotes es igual a su resistencia límite (ec. 1.2.12) ya que la carga máxima transmitida por la estructura es mayor que dicha resistencia y, por tanto, el resto de la carga tiene que ser cedida por la losa o cajón de cimentación al suelo. Esta condición límite es deseable en las arcillas lacustres de la Ciudad de México ya que idealmente permite que los pilotes penetren en el suelo mientras se desarrolla el hundimiento regional, y por tanto, se evita su emersión aparente en el futuro.

Ahora bien, cuando el sistema de cimentación, losa-pilotes o cajón-pilotes, se emplea para soportar la carga máxima transmitida por la estructura ya sea en condiciones estáticas y/o dinámicas, se dice que se realiza un diseño en términos de capacidad de carga. En este caso la Norma menciona que: *“en suelos blandos en proceso de consolidación como los de las zonas II y III, la losa puede perder el sustento del suelo de apoyo por lo que resulta prudente considerar que no contribuye a la capacidad de carga global”*. De acuerdo con lo mencionado por Reséndiz y Auvinet (1973, inciso 1.2.5.2) para $z_0 > D_f$ los pilotes son capaces de soportar, por sí solos, la carga máxima transmitida por la estructura ya que su resistencia última es suficientemente mayor que dicha carga (ec. 1.2.11) y, por tanto, la carga transmitida por la losa o cajón de cimentación al suelo es nula. En esta condición se entiende que al incrementar la profundidad del nivel neutro, el sistema de cimentación no será capaz de seguir el hundimiento regional por lo que se puede esperar cierta separación de la losa o cajón de cimentación del suelo de apoyo. Por tanto, es necesario que para esta condición también se revisen los estados límite de servicio, para estimar los posibles asentamientos o emersiones aparentes que pudiesen generarse en el futuro.

Asimismo, para evitar emersiones excesivas la Norma establece que: *“el espacio dejado entre la punta de los pilotes de fricción y toda capa dura subyacente deberá ser suficiente para que en ninguna condición pueda llegar a apoyarse en esta capa a consecuencia de la consolidación del estrato en el que se colocaron.”*

Por otra parte, cuando se realiza la revisión de los estados límite de falla, la Norma establece que, tanto para pilotes de fricción como de punta: *“ ΣQF_c es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada de su correspondiente factor de carga. Las acciones incluirán el peso propio de la subestructura y de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente”*. Esta condición es revisada en este trabajo para el caso de pilotes de fricción, ya que algunos autores han demostrado que, para pilotes de punta, en ensayos de campo (Bjerin, 1977; Fellenius, 1998; Bozozuk, 1981) y de laboratorio (Leung et al., 2004); la fricción negativa se va transfiriendo de manera paulatina al pilote y cuando este sufre un incremento en su carga axial debido a cargas vivas o accidentales, dicha carga por fricción negativa es sustituida por el incremento de la carga axial.

2. MODELADO NUMÉRICO DE PILOTES E INCLUSIONES SOMETIDOS A CONSOLIDACIÓN REGIONAL

2.1. PLANTEAMIENTO

El objetivo de este capítulo es el desarrollo de una metodología para la modelación numérica de pilotes e inclusiones en un medio que se consolida debido al peso de la superestructura y al abatimiento de las presiones intersticiales.

En la primera parte se presentan las bases teóricas necesarias para el modelado numérico de pilotes e inclusiones. Dichas base teóricas incluyen una breve descripción de: los modelos constitutivos empleados para la simulación del comportamiento de los suelos arcillosos; el método para la modelación de la interfaz entre pilote y suelo; algunos métodos simplificados para el análisis de pilotes en tres dimensiones; y el efecto de la instalación de los pilotes en la modelación de su comportamiento a largo plazo.

En la segunda parte se muestran las condiciones generales consideradas para el análisis, tales como: la estratigrafía, las propiedades de los suelos para los distintos modelos constitutivos, el estado de esfuerzos y presión de poro iniciales y la geometría de los pilotes.

Los incisos subsecuentes conforman la parte medular de este capítulo y de la tesis y están formados por varios estudios paramétricos del modelado de pilotes e inclusiones que permiten ampliar el conocimiento acerca del comportamiento de este tipo de cimentaciones y desarrollar una metodología útil para su análisis y diseño. Se comienza con un caso relativamente sencillo, que es el modelado de un pilote aislado empleando un modelo bidimensional de tipo axisimétrico. Este análisis ayudó a calibrar el modelado numérico empleando resultados obtenidos de estudios de campo y laboratorio sobre pilotes instrumentados. El segundo análisis se refiere a la modelación de un grupo de pilotes supuesto infinito, empleando también un modelo axisimétrico. Debido a la relativa simplicidad de este modelo, se presenta un número importante de estudios paramétricos en los cuales fue posible utilizar los distintos modelos constitutivos para simular el comportamiento de los suelos arcillosos, así como comparar el comportamiento de las inclusiones con el de los pilotes. En el tercer análisis, se elevó de manera importante el nivel de los modelos utilizados, ya que se empleó un modelo tridimensional para representar grupos de pilotes. En el primer estudio tridimensional realizado se considera un grupo de pilotes de longitud supuesta infinita y en el segundo se simula de manera explícita una cimentación formada por un número arbitrario de pilotes.

Para el desarrollo del modelado axisimétrico se utilizó el programa *Plaxis V9.02* y para los análisis en 3D el *Plaxis 3D Foundation V2.2*. Se decidió utilizar dichos algoritmos ya que: incluyen los modelos constitutivos requeridos para la realización de este estudio; permiten simular el fenómeno de la consolidación; es posible incluir el hundimiento regional; y permiten añadir elementos de interfaz, placa y de volumen. Además, los programas *Plaxis* han sido calibrados acuciosamente, ya que cuentan entre las herramientas más utilizadas a nivel mundial para el análisis y diseño de cimentaciones. De manera periódica, la empresa que lo programa, emite actualizaciones que corrigen las posibles fallas y mejoran su rendimiento.

En cuanto a los modelos constitutivos, se emplearon el de Mohr-Coulomb (MC) y el Soft-Soil (SS) que se encuentran incluidos en la versión comercial de *Plaxis*. Asimismo, para la simulación del comportamiento de los suelos arcillosos, se utilizaron modelos avanzados basados en la teoría del estado crítico, como el Cam-Clay Modificado (CCM) y el S-CLAY1, este último permite considerar la anisotropía del material. Ambos modelos fueron implementados recientemente en el programa *Plaxis* por Karstunnen y su equipo de trabajo (2006).

Una parte importante de los análisis se efectuó durante una estancia académica de nueve meses en la Universidad de Strathclyde, Escocia, bajo la tutoría de Karstunnen. Dicha estancia fue de gran utilidad para la aplicación de los modelos constitutivos avanzados.

En sí, el contenido de este capítulo describe la metodología para el análisis y diseño de pilotes e inclusiones empleando modelos numéricos; asimismo, en la última parte se presenta una breve descripción de dicha metodología en la que se incluye también la experiencia desarrollada por el autor.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. Modelos constitutivos de suelos blandos

En este inciso se describen de manera general los modelos constitutivos empleados para la modelación del comportamiento de las arcillas lacustres de la ciudad de México mediante el MEF. En el Anexo 2 se presentan a detalle las bases teóricas de cada modelo y algunos valores representativos obtenidos de pruebas de laboratorio de los parámetros que intervienen.

2.2.1.1 Mohr-Coulomb (MC)

Este modelo está implementado en el programa *Plaxis* y tiene las siguientes características principales:

- Es un modelo de tipo elástico con plasticidad perfecta.
- Su ley de resistencia es la Coulomb, Figura 2.2.1.

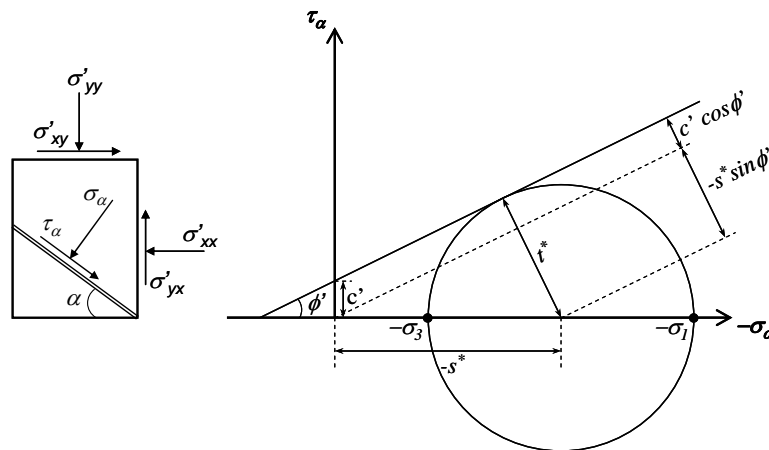


Figura 2.2.1 Ley de resistencia al corte de los suelos de Coulomb

- La relación entre esfuerzos y deformaciones está dada por la ley de Hooke.
- Las deformaciones totales se estiman de la sumatoria de las deformaciones elásticas y plásticas obtenidas.

2.2.1.2 Cam Clay Modificado (CCM)

El modelo Cam Clay fue creado por el equipo de mecánica de suelos de la Universidad de Cambridge. Fue propuesto inicialmente por Roscoe, Schofield, Poorooshasb, Wroth y Thurairajah (1958-1963), partiendo de las ideas de Rendulic (1936) y Hvorslev (1936). Modificado posteriormente por Burland (1967) y revisado nuevamente por Roscoe y Burland (1968). Fue implementado recientemente en el programa *Plaxis* por Karstunnen y su equipo de trabajo (2006). Sus características principales, son:

- Es un modelo elasto-plásticos, basado en la teoría del estado crítico y creado para simular el comportamiento de suelos arcillosos normalmente-consolidados o ligeramente pre-consolidados.
- El comportamiento elástico se asume isotrópico y está definido por los módulos de rigidez volumétrica y al cortante.
- En un plano de esfuerzos triaxial (p' , q), Figura 2.2.2, la superficie de fluencia tiene una forma elíptica que pasa por el origen. La forma está definida por la constante M y el tamaño por el esfuerzo isotrópico p'_m , que representa al parámetro de endurecimiento.

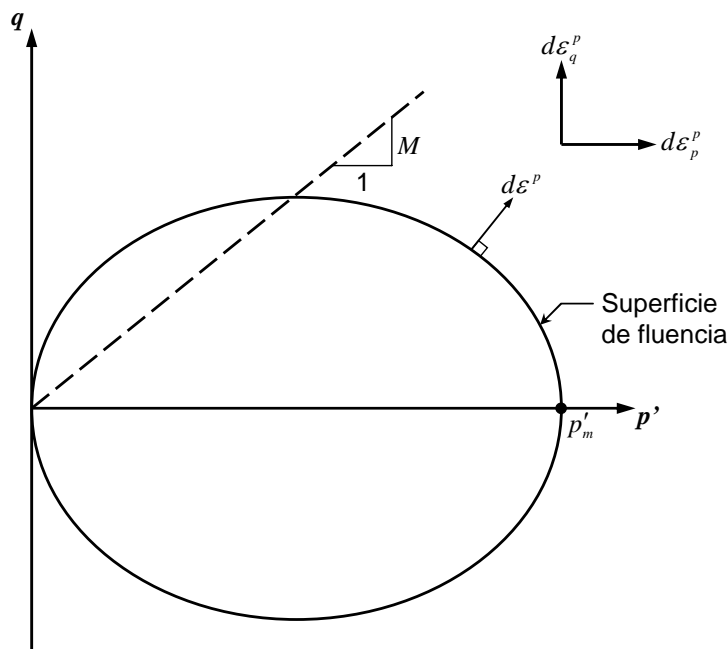


Figura 2.2.2 Superficie de fluencia para el modelo CCM

- La regla de fluencia es asociada, por tanto, el vector de incrementos de las deformaciones plásticas es normal a la superficie de fluencia. De aquí que, la función de potencial plástico tiene la misma forma que la superficie de fluencia.
- El mecanismo de deformación plástica depende únicamente de la relación de esfuerzos a la cual ocurre la fluencia, y cambia constantemente conforme lo hace dicha relación.
- Es un modelo con endurecimiento volumétrico, en el cual el incremento en el tamaño de la superficie de fluencia depende únicamente de las deformaciones isotrópicas plásticas.

2.2.1.3 Soft-Soil (SS)

Este modelo es una modificación del modelo CCM (Brinkgreve, 1994) y se encuentra implementado en la versión comercial del programa *Plaxis*. Sus características principales, son:

- a. Al igual que el CCM, en el modelo SS el comportamiento elástico se asume isotrópico y está definido por los módulos de rigidez volumétrica y al cortante.
- b. La superficie de fluencia utiliza una regla de flujo asociada. Sin embargo, s diferencia del CCM la falla se define con el criterio de MC y la superficie de fluencia es completamente independiente del criterio de falla, Figura 2.2.3.

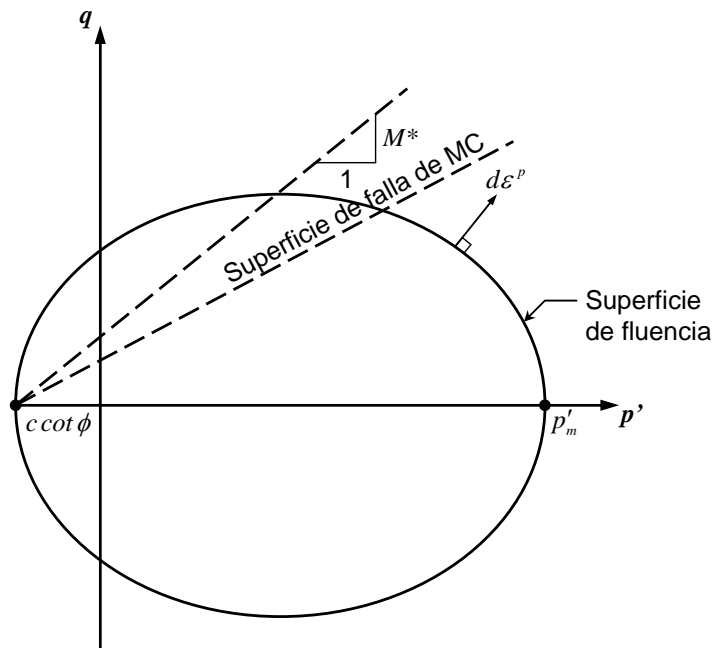


Figura 2.2.3 Superficie de fluencia para el modelo SS

- c. Para suelos normalmente consolidados, el modelo SS obtiene una predicción más realista de la trayectoria de deformaciones con relaciones de esfuerzos cercanas a η_{K_0} utilizando valores de K_0^{NC} entre 0.3 y 0.9 (Brinkgreve, 1994). Lo anterior representa una mejora sustancial del modelo si se compara con el CCM, ya que este último es bien conocido por su mala predicción del K_0 (Karstunen et al., 2006).
- d. Al igual que el CCM, el SS es un modelo de endurecimiento volumétrico en el cual el incremento en el tamaño de la superficie de fluencia depende únicamente de las deformaciones isotrópicas plásticas.

2.2.1.4 S-CLAY1

El S-CLAY1 (Wheeler et al, 2003) es una extensión del modelo CCM que permite considerar el comportamiento anisótropo del material. Es un modelo avanzado que fue desarrollado en la Universidad de Glasgow, Escocia por Wheeler (1997) y modificado por Näätänen et al. (1999). Se ha calibrado con un número importante de arcillas de todo el mundo, incluyendo la lacustre del valle de México. Además de las características principales del modelo CCM, el S-CLAY1 tiene incorporado lo siguiente:

- a. Permite simular la anisotropía del comportamiento plástico del material mediante una superficie de fluencia inclinada, Figura 2.2.4.

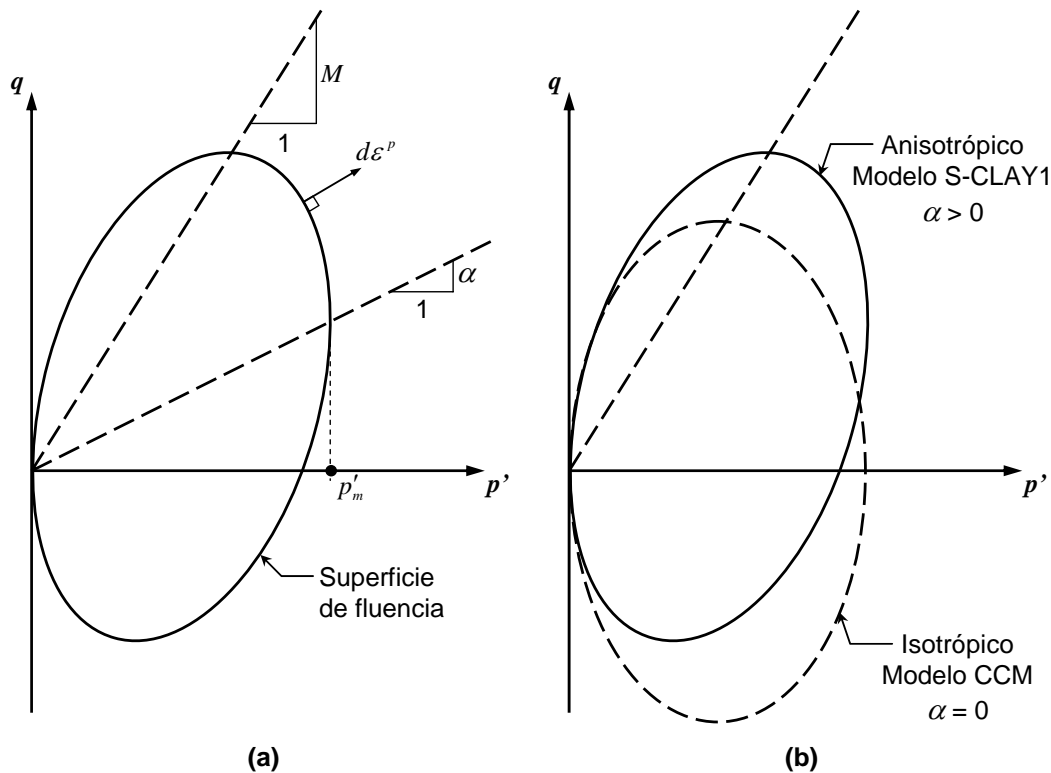


Figura 2.2.4 Superficie de fluencia del modelo S-Clay1

- b. Contiene una componente rotacional de endurecimiento que permite modelar el desarrollo o desvanecimiento de la anisotropía que se genera durante la deformación plástica del suelo.

2.2.2. Tipos de análisis mediante el MEF para suelos saturados

Para el caso de suelos saturados, como las arcillas lacustres de la Ciudad de México, es necesario conocer los tipos de análisis que pueden efectuarse ya sea en términos de los esfuerzos efectivos o totales.

Dependiendo del problema que se analice y del modelo constitutivo que se emplee, los análisis pueden ser de los siguientes tipos:

- Análisis en términos de los esfuerzos totales con parámetros no-drenados
- Análisis en términos de los esfuerzos efectivos con parámetros drenados
- Análisis en términos de los esfuerzos efectivos con parámetros drenados y condiciones iniciales no-drenadas

En la Tabla 2.2.1 se presenta un resumen de los tipos de análisis que pueden efectuarse mediante el MEF para el caso de suelos saturados, en función de: los parámetros que intervienen, de la condición inicial considerada, del modelo constitutivo que debe emplearse y de su aplicación. En el

Anexo 3 de este trabajo se describen de manera detallada los distintos tipos de análisis mencionados y de los parámetros que intervienen.

Tabla 2.2.1 Resumen de los tipos de análisis

Tipo de análisis	Parámetros	Condición inicial	Modelo constitutivo	Aplicación	
Esfuerzos totales	No-drenados (E_u , ν_u y c_u)	-----	MC	Capacidad de carga y desplazamientos inmediatos	
Esfuerzos efectivos	Drenados	Drenada, sin generación de incremento de presión de poro inicial	MC	Desplazamientos diferidos	
			SS		
			CCM		
			S-CLAY1		
	Drenados (E' y ν') No-drenados (c_u)	No-drenada, con generación de incremento de presión de poro inicial (parámetros estimados a partir de los drenados)	MC	Problemas relacionados con el proceso de consolidación	
			SS		
			CCM		
			S-CLAY1		
			MC		

2.2.3. Modelado de la interfaz elemento-suelo

En el programa *Plaxis* se utilizan elementos de interfaz con un modelo constitutivo elasto-plástico para describir su comportamiento. Se emplea el criterio de Coulomb para distinguir entre el comportamiento elástico, donde pueden desarrollarse desplazamientos pequeños, y plástico, donde puede ocurrir un deslizamiento permanente.

La interfaz presentará un comportamiento elástico, siempre y cuando no se rebase la ley de resistencia de Mohr-Coulomb, es decir, cuando:

$$|\tau| < \sigma'_n \cdot \tan \phi'_{int} + c_{int} \quad (2.2.1)$$

, donde:

σ'_n = esfuerzo normal a la interfaz

c_{int}, ϕ'_{int} = parámetros de resistencia al corte de la interfaz, que se definen, como:

$$c_{int} = F_{Rint} \cdot c \quad (2.2.2)$$

$$\tan \phi'_{int} = F_{Rint} \cdot \tan \phi'_{int} \quad (2.2.3)$$

, donde:

F_{Rint} = factor de reducción de la resistencia interfaz

Presentará un comportamiento plástico, cuando:

$$|\tau| = \sigma'_n \cdot \tan \phi'_{int} + c_{int} \quad (2.2.4)$$

Para el comportamiento elástico, el desplazamiento relativo paralelo a la interfaz está definido por la relación:

$$\frac{\sigma'_n}{K_n} = \frac{\sigma'_n \cdot t_{int}}{E_{odo.int}} \quad (2.2.5)$$

, donde:

K_n = rigidez normal de la interfaz

t_{int} = espesor virtual de la interfaz

$E_{odo.int}$ = módulo odométrico de la interfaz, que se define, como:

$$E_{odo.int} = 2 \cdot G_{int} \frac{1 - \nu'_{int}}{1 - 2\nu'_{int}} \quad (2.2.6)$$

$$G_{int} = F_{Rint} \cdot G \quad (2.2.7)$$

G_{int} = módulo al cortante de la interfaz

ν'_{int} = relación de Poisson de la interfaz = 0.45

, y el desplazamiento relativo perpendicular a la interfaz, se define, como:

$$\frac{\tau}{K_s} = \frac{\tau \cdot t_{int}}{G_{int}} \quad (2.2.8)$$

, donde:

K_s = rigidez al cortante de la interfaz

En la Figura 2.2.5 se muestra como se unen las interfaces a los elementos. Cuando se utilizan elementos de 6 ó 15 nodos se emplean interfaces de 3 ó 5 pares de nodos, respectivamente. En la formulación del programa se considera espesor cero del elemento de interfaz, sin embargo, para poder definir las propiedades del elemento se incluye el concepto de espesor virtual (t_{int} , ec. 2.2.61).

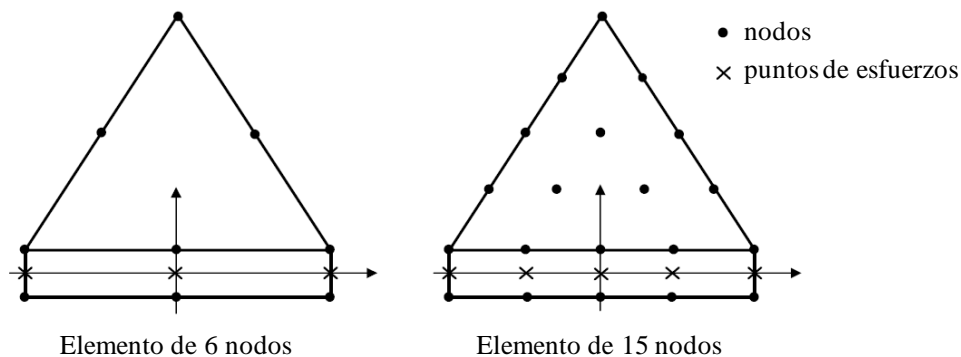


Figura 2.2.5 Distribución de los nodos y los puntos de esfuerzos en los elementos de interfaz y su conexión con los elementos del suelo (Brinkgreve et al., 2008)

Para el caso de pilotes, el diseño de los elementos de interfaz se ha basado en la modelación de problemas de capacidad de carga, en los que los desplazamientos relativos pilote-suelo, antes del desarrollo de la falla, son considerablemente bajos. Por tanto, para problemas de asentamientos diferidos, como es el caso de este trabajo, se revisa la necesidad de emplear estos elementos más adelante (inciso 2.4), ya que su uso incrementa de manera considerable el tiempo de cálculo, especialmente cuando se utilizan en modelos tridimensionales.

2.2.4. Métodos simplificados para el análisis en 3D

2.2.4.1. Uso de “pilotes embebidos”

El uso de “pilotes embebidos” (*embedded piles*) es un método simplificado para la modelación de grupos de pilotes en un medio en tres dimensiones propuesto por Engin, et al. (2009) y que se encuentra implementado en el programa *Plaxis 3D Foundations* (www.plaxis.nl).

En una malla de elementos finitos, el modelo consiste en considerar a un pilote como un elemento lineal (elemento viga). El pilote puede cruzar los elementos de la malla en cualquier posición y orientación. Se generan nodos extras, que representan a los nodos del pilote, a lo largo de su eje y en los puntos de intersección con los elementos. Las fuerzas que actúan en el pilote están representadas por las fuerzas de fricción lateral y punta, Figura 2.2.6. La fricción lateral que actúa en la interfaz pilote-suelo se determina en base al deslizamiento entre los nodos del pilote y el suelo, mientras que la fuerza por punta se estima a partir de los movimientos relativos generados en este punto. Cuando se utilizan modelos elásticos las fuerzas de fricción y de punta se incrementan linealmente, sin embargo, para limitar estas cargas pueden emplearse modelos inelásticos basados en pruebas de carga o en métodos tradicionales de diseño de pilotes por capacidad de carga.

En estudios previos realizados por Engin, se ha verificado que dependiendo del tamaño de la malla, se obtienen diferentes curvas carga-desplazamiento para una capacidad de carga previamente definida. Es común obtener un comportamiento más suave cuando se emplea un mallado más fino; sin embargo, en estos casos, el suelo falla antes de que se alcance la capacidad de carga del pilote. Esto se debe a que cuando existen elementos pequeños alrededor del pilote estos forman parte de “su región real”, Figura 2.2.7. Para eliminar este problema, se ha desarrollado una aproximación denominada como “región elástica”, que consiste en que el comportamiento de los puntos

Gaussianos (puntos de integración o de esfuerzos) que caigan dentro del radio del pilote se asuma como elástico.

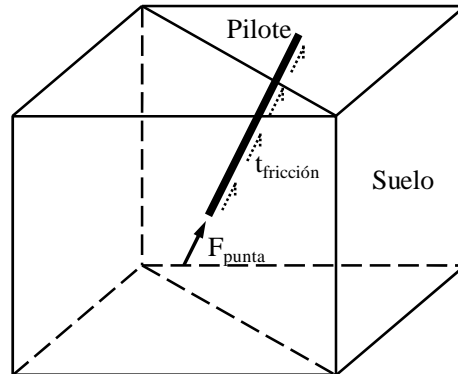


Figura 2.2.6 Esquema simple de un “pilote embebido” (Engin et al., 2009)

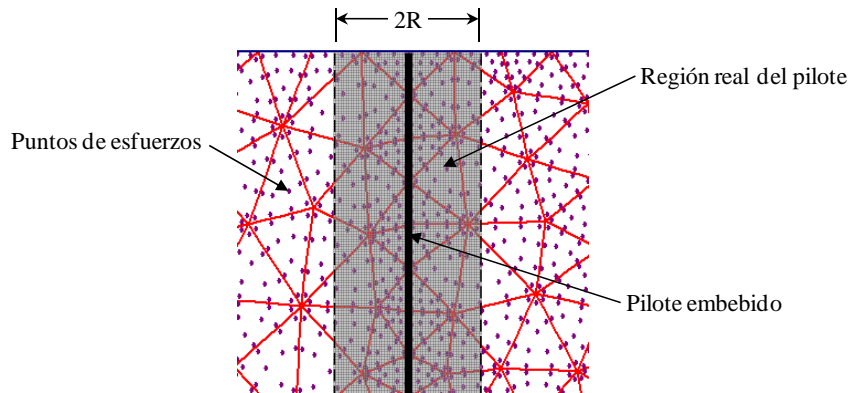


Figura 2.2.7 Esquema de la aproximación de la “región elástica”

Como parte de la validación del método, se han comparado los resultados obtenidos de pruebas de campo de capacidad de carga con modelaciones mediante el MEF tridimensional empleando “pilotes embebidos”. En la Figura 2.2.8 se presentan los resultados de dicha validación para una prueba de capacidad efectuada en un pilote hincado en la ciudad de Ámsterdam, Holanda.

Los resultados de las validaciones con pruebas de capacidad de carga dan resultados satisfactorios, a pesar de que el método no considera el efecto del remoldeo del suelo debido a la instalación del pilote (Engin, et al., 2009). Sin embargo, el modelo no ha sido validado para problemas de grupos de pilotes y de asentamientos diferidos.

2.2.4.2. Axisimetría con cargas no-axisimétricas

El análisis y diseño de pilotes de fricción puede realizarse tomando en cuenta su carácter axisimétrico. Sin embargo, si se quieren considerar cargas locales como puede ser el caso del peso de grúas, estas no pueden considerarse como axisimétricas. Es entonces necesario recurrir al MEF 3D, lo que implica generalmente usar programas comerciales de manejo laborioso y cuyo algoritmo tiene el inconveniente de no ser explícito. Por otra parte, se sabe también que, en elasticidad lineal,

los programas bidimensionales axisimétricos pueden ser modificados en forma relativamente sencilla para tomar en cuenta las cargas locales.

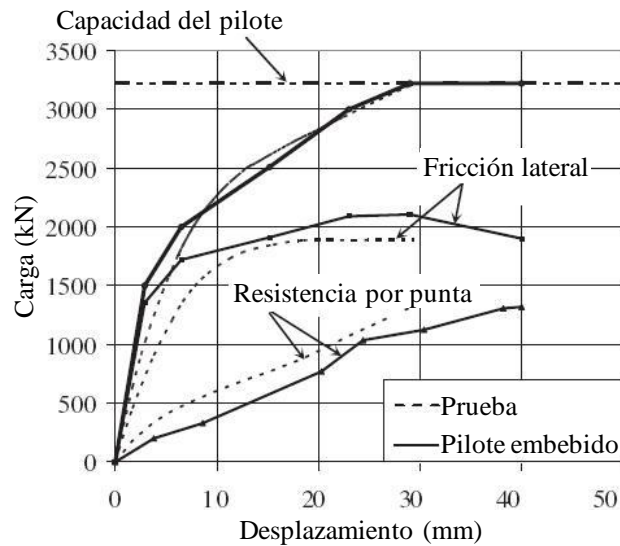


Figura 2.2.8 Curvas carga-desplazamiento con los resultados de la prueba de carga y la modelación en Plaxis 3D con el “pilote embebido” (Engin et al., 2009)

Por medio del MEF axisimétrico es posible determinar los esfuerzos, deformaciones y desplazamientos que se generan en un medio elástico formado por elementos triangulares de revolución sujetos a una carga no-axisimétrica, Figura 2.2.9. La carga no-axisimétrica puede simularse haciendo uso de las series de Fourier (Wilson, 1965).

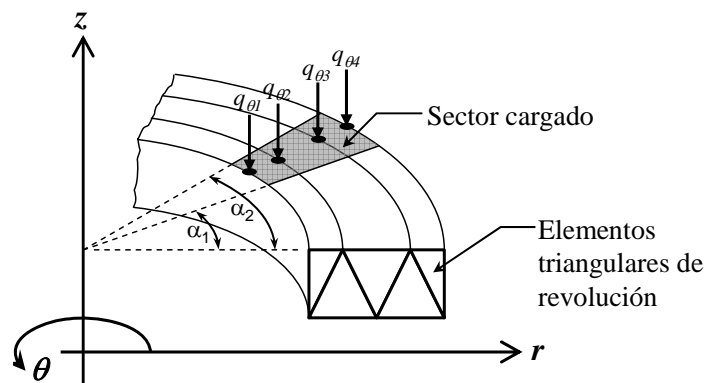


Figura 2.2.9 Planteamiento del problema

De acuerdo con la metodología descrita en el Anexo 4, se desarrolló un algoritmo en lenguaje Visual Basic (*MefNonAxi2006*) que permite conocer el estado de esfuerzos y deformaciones en un medio elástico sometido a cargas locales. Como un ejemplo de los resultados que pueden obtenerse con dicho algoritmo, en la Figura 2.2.10 se presenta el modelo desarrollado para analizar la influencia de una grúa de 1,000 kN de capacidad sobre un pilote de punta. Se consideró una arcilla compresible (típica de la zona lacustre de la Ciudad de México) hasta 25m de profundidad, sobre

una capa dura de 5m de espesor. El pilote es de concreto y descansa su punta en la capa dura. La carga transmitida por la grúa es de 45kPa y se utilizaron 1,000 armónicas para su modelación.

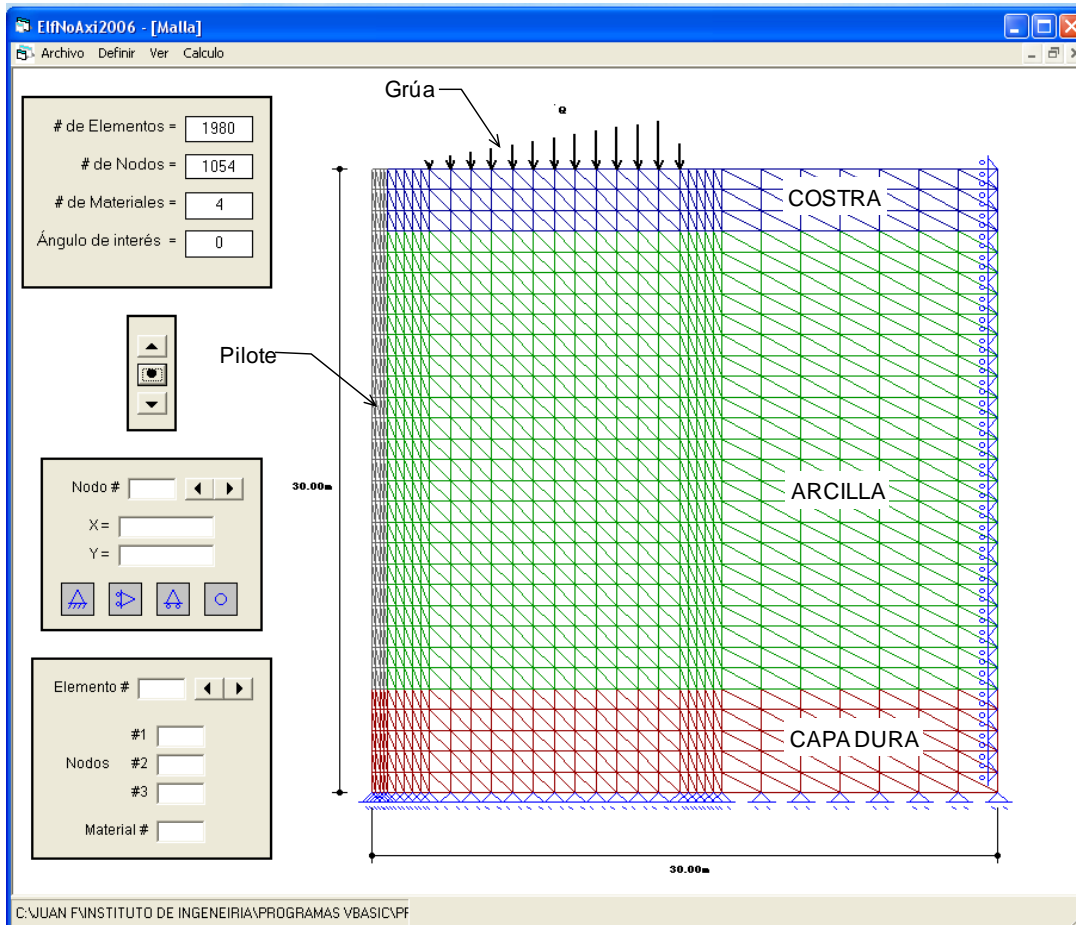


Figura 2.2.10 Modelo desarrollado

En la Figura 2.2.11 se presentan los asentamientos inmediatos obtenidos alrededor del pilote. En base a estos resultados se puede decir que el modelo desarrollado simula de manera razonable el efecto tridimensional de la carga de la grúa sobre el pilote. Como parte del proyecto de drenaje de la Ciudad de México (Auvinet y Rodríguez, 2003(b)), este modelo se ha utilizado de manera satisfactoria para el análisis de la estabilidad de lumbreras cilíndricas de grandes dimensiones sometidas a cargas locales.

2.2.5. Modelado del efecto de la instalación

El efecto de la instalación de pilotes es de gran importancia cuando se realiza el modelado de su comportamiento a corto plazo (e.g. capacidad de carga). Como se menciona a continuación, se han realizado un número importante de estudios de campo en los que se ha demostrado que dicho efecto se vuelve despreciable con el paso del tiempo.

Housel y Burkey (1948) y Cummings et al. (1950) fueron, entre otros, los primeros en realizar estudios de campo respecto al efecto de la instalación de pilotes en suelos formados por arcillas blandas. En estos estudios, se observó una distorsión importante en las capas de suelo en muestras

tomadas adyacentes al fuste del pilote, mientras que a una distancia de aproximadamente dos veces su diámetro, medida a partir del fuste, no se reportaron efectos de importancia. Por su parte, Reese y Seed (1955) realizaron una serie de ensayos de campo en pilotes instrumentados hincados en los suelos arcillosos de la Bahía de San Francisco. Se colocaron celdas en el fuste de los elementos a distintas profundidades, con el propósito de medir las cargas axiales, los esfuerzos totales y las presiones de poro. Asimismo, se tomaron muestras del suelo antes, un día y un mes después del hincado del pilote, Seed y Reese (1957). Los resultados muestran un incremento importante de la presión de poro en el fuste del pilote, que disminuye al alejarse del mismo y es prácticamente nulo a una distancia de 15 diámetros. Los ensayos de campo sugieren que la presión generada por el hincado del pilote es transferida al suelo en gran medida a través del incremento de la presión de poro, que puede ser significativamente mayor que los esfuerzos totales iniciales del medio.

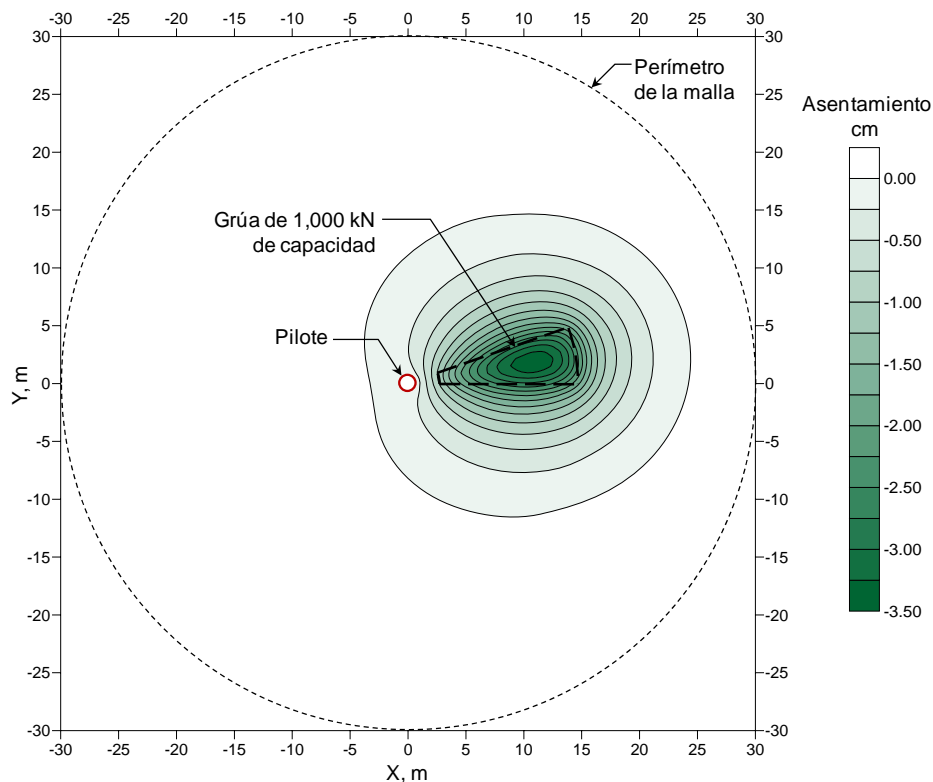


Figura 2.2.11 Asentamientos superficiales alrededor de un pilote debidos a una carga local

Estudios de campo han mostrado que, inmediatamente después del hincado de los pilotes, se han registrado reducciones en la resistencia no-drenada del suelo hasta una distancia de 1.5 a 2 veces el diámetro del elemento, medida a partir de su fuste, y que dicha resistencia se recupera prácticamente en su totalidad después de que el incremento de la presión de poro se abate por completo (Holtz y Lowitz, 1965; Fellenius y Samson, 1976), Figura 2.2.12. Más allá de 2 a 3 veces el diámetro del pilote no se detectaron cambios en el contenido de agua y en la resistencia al corte del suelo circundante (Holtz y Lowitz, 1965; Orrje and Broms, 1967; Airhart et al., 1969; Torstensson, 1973).

Para los suelos lacustres de la Ciudad de México, Zeevaert (1957) tomó muestras inalteradas de arcillas próximas al fuste de pilotes hincados. En la Figura 2.2.13 se observa la variación de la relación de resistencia no-confinada (q'_u/q_u = resistencia de la arcilla remoldeada / resistencia de la

arcilla en su estado natural) con la distancia al fuste del pilote. Puede observarse que hasta una distancia de un diámetro del fuste del pilote la resistencia de la arcilla en su estado natural se reduce aproximadamente a un 60%. Por su parte, Reséndiz (1964), en una investigación efectuada también en pilotes de concreto hincado, determinó la influencia del tiempo en la adherencia desarrollada entre pilotes de concreto y la arcilla del Valle de México, Figura 2.2.14. Se observa que para un tiempo de tan solo un día, la adherencia desarrollada es prácticamente igual a la resistencia al corte ($\alpha = 1$), inclusive para un periodo superior a los 30 días, la adherencia supera a la resistencia al corte en un 20% ($\alpha = 1.2$).

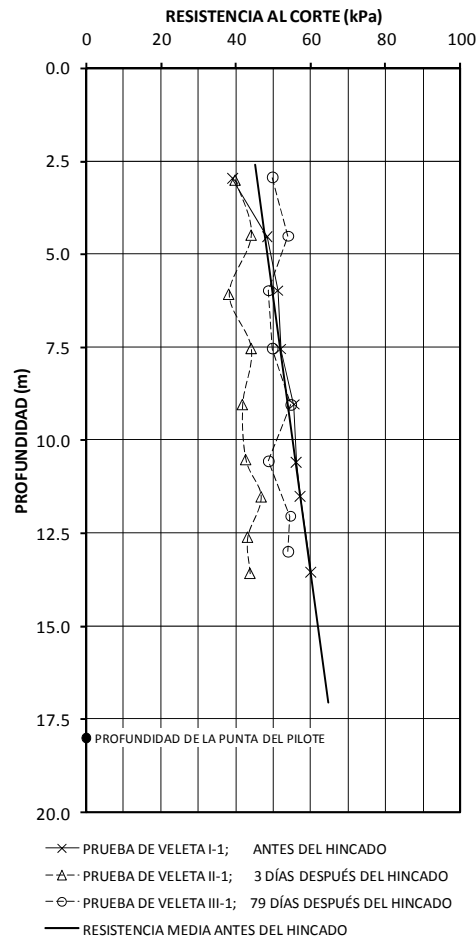


Figura 2.2.12 Resultados de pruebas de veleta realizadas a distintos tiempos, en el interior de un grupo de pilotes hincados (Fellenius y Samson, 1976)

En un estudio efectuado en un pilote instrumentado a escala, de 38mm de diámetro, denominado como piezocelda de esfuerzos laterales (*piezolateral stress cell, PLS*), colocado en dos depósitos arcillosos, Azzous y Morrison (1988) presentan los resultados detallados de valores obtenidos de la variación del esfuerzo efectivo horizontal antes, durante y después de la instalación del pilote. Se presentan gráficas de la variación de la relación de esfuerzos efectivos horizontales ($K = \sigma'_h / \sigma'_{v,0}$) con el tiempo, Figura 2.2.15. Se observa una reducción importante de K durante la penetración del pilote, seguido de otra pequeña disminución durante la etapa temprana de consolidación y, finalmente, con el paso del tiempo, el esfuerzo efectivo horizontal se incrementa y K se acerca al

valor del coeficiente lateral de presión de tierras en reposo K_0 , estimado para las condiciones iniciales antes de la instalación del pilote.

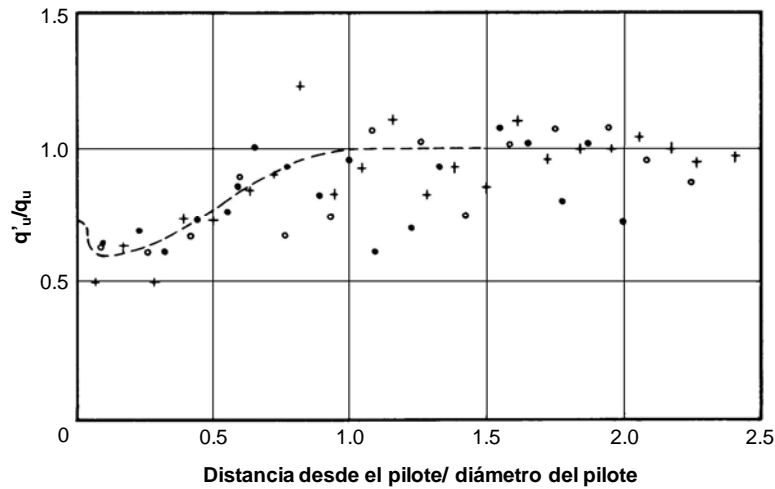


Figura 2.2.13 Variación de la relación de resistencia no-confinada con la distancia al fuste del pilote, para arcillas lacustres de la Ciudad de México remoldadas por el hincado (Zeevaert, 1957b)

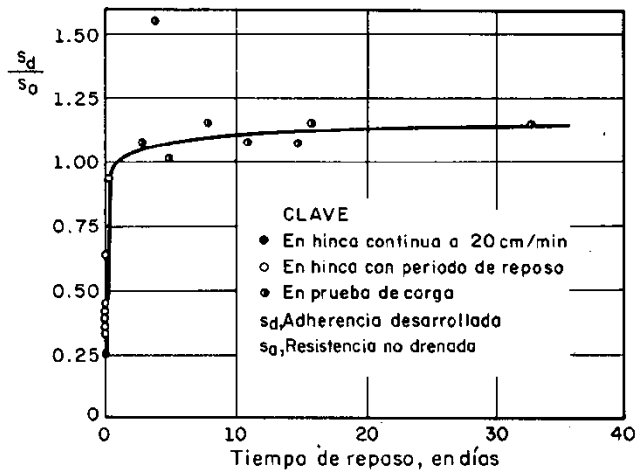


Figura 2.2.14 Influencia del tiempo de reposo en la adherencia desarrollada entre pilotes de concreto y la arcilla del Valle de México (Reséndiz, 1964)

En un estudio reciente realizado en la península de San Francisco, en los Estados Unidos, Pastana et al. (2002) presentan los resultados de un ensayo de campo efectuado en un pilote de acero (de punta cerrada) de 61cm de diámetro y 36.6m de longitud, hincado en un suelo compresible de alta plasticidad (*Young Bay Mud*), con contenidos de agua de hasta un 80%. Se colocaron piezómetros e inclinómetros a distintas distancias alrededor del pilote, con el propósito de medir el incremento de la presión de poro y los desplazamientos horizontales, respectivamente; antes, durante y después de su hincado. Como se muestra en la Figura 2.2.16, inmediatamente después de la instalación del pilote, la presión de poro se incrementa de manera importante, y hasta una distancia de un diámetro, excede ligeramente el valor del esfuerzo vertical efectivo inicial. La magnitud de dicha presión decrece con el incremento de la distancia al fuste del pilote ($\approx 1/r^2$,

donde r es la distancia al centro del pilote). Asimismo, puede observarse su disipación con el tiempo, apreciándose que, para tan solo 50 y 80 días desde la instalación del pilote, se alcanza el 80% de la consolidación. Asimismo, los inclinómetros mostraron un desplazamiento axial inicial hacia afuera del pilote. Con el paso del tiempo, dicho desplazamiento tiende a regresar hacia el pilote conforme el exceso de presión se disipa.

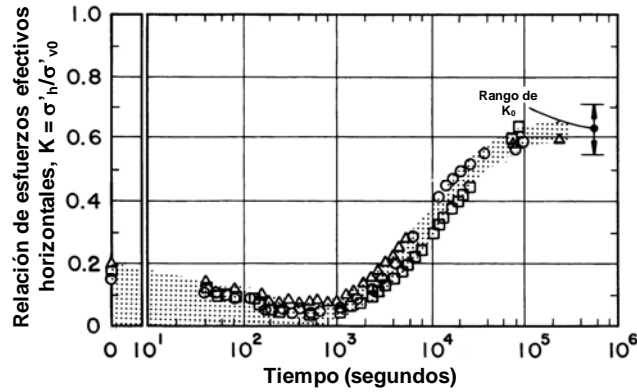


Figura 2.2.15 Variación de la relación de esfuerzos efectivos horizontales en el fuste con el tiempo, a partir de la instalación del pilote en las Arcillas Azules de Boston (Azzous y Morrison, 1988)

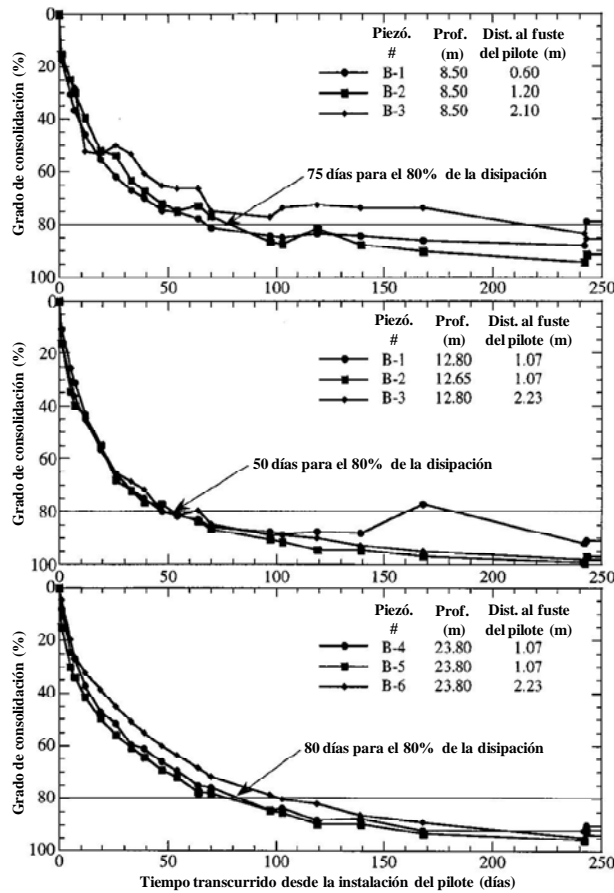


Figura 2.2.16 Disipación del exceso de presión de poro con el tiempo, para tres distintas profundidades (Pastana et al., 2002)

Puede concluirse que la información anterior constituye evidencia suficiente para que el efecto de la instalación sea ignorado en este estudio, ya que los modelos que se presentan a continuación se efectuaron para el análisis del comportamiento de pilotes e inclusiones a largo plazo (hasta varias decenas de años), es decir, colocados en un medio que se consolida debido, tanto al peso del edificio, como al abatimiento de las presiones intersticiales generado por el bombeo de agua de los estratos profundos.

2.3. CONDICIONES GENERALES DEL ANÁLISIS

2.3.1. Estratigrafía

Con el propósito de poder considerar condiciones estratigráficas típicas de áreas en desarrollo de la zona lacustre de la Ciudad de México, se utilizó la información de estudios de mecánica de suelos proveniente del oriente de la ciudad, cerca del ex-lago de Texcoco. Esta área se caracteriza por la construcción de nuevos conjuntos habitacionales de interés social de grandes dimensiones. Asimismo, el abatimiento piezométrico producido por el bombeo está en su etapa inicial y es relativamente bajo, por tanto, también lo es el nivel de preconsolidación de los estratos arcillosos.

La información para la definición de la estratigrafía se obtuvo de la base de datos del Sistema de Información Geográfica del Instituto de Ingeniería de la UNAM (SIG, 2008). Esta base de datos cuenta con un número importante de estudios realizados en el área considerada, formados por: sondeos de cono eléctrico, sondeos de penetración estándar combinados con muestreo inalterado con tubo Shelby, piezómetros y pruebas de laboratorio tipo índice, triaxiales y de consolidación unidimensional.

El perfil estratigráfico propuesto para el modelado numérico se muestra en la Figura 2.3.1. En esta figura se presentan, además, los perfiles de contenido de agua (w) de la resistencia por punta del cono eléctrico (q_c), del número de golpes de la prueba de penetración estándar (N) y de la resistencia al corte no drenada (c_v), obtenida de pruebas de compresión triaxial tipo UU (no consolidadas-no drenadas).

Se puede observar que el perfil estratigráfico está formado prácticamente por ocho estratos. Superficialmente, hasta 2m de profundidad, se tiene la denominada Costra Seca, formada por arcillas de consistencia muy rígida con un contenido de agua medio, w , de 55%, y una alta carga de preconsolidación debida a ciclos de humedecimiento y secado. Hasta 5m de profundidad, le sigue la Costra, esta capa también está constituida por una arcilla pre-consolidada, pero por debajo del nivel de aguas freáticas; su consistencia va de media a semirígida y el w medio es de 170%. De 5 a 29m de profundidad, se tiene la Formación Arcillosa Superior (FAS); está constituida por arcillas altamente compresibles de consistencia muy blanda. Para fines de este trabajo, la FAS se dividió en tres partes, en función del contenido de agua y del nivel de pre-consolidación: la FAS #1 presenta un w medio de 340% y una relación de sobre-consolidación, OCR , (esfuerzo de pre-consolidación / esfuerzo efectivo vertical) de 1.6; la FAS #2 presenta un w medio de 350% y un OCR de 1.1 y la FAS#3 un w medio de 270% y un OCR de 1.1. Con un espesor de 2m, sigue la denominada Capa Dura, formada por arenas arcillosas de compacidad densa a muy densa y con un w medio de 30%. De 32 a 40m de profundidad, le subyace la Formación Arcillosa Inferior (FAI), compuesta también por arcillas altamente compresibles de consistencia blanda, intercaladas con algunos lentes de arcillas arenosas y w medio de 140%. Finalmente, se presentan los depósitos profundos, constituidos por arenas y gravas limosas de compacidad muy densa y w medio de 40%.

En el modelado numérico se considera solamente la estratigrafía hasta la Capa Dura, ya que, para fines de este estudio, no se consideran relevantes los estados de esfuerzos y desplazamientos que se generen en las capas subyacentes.

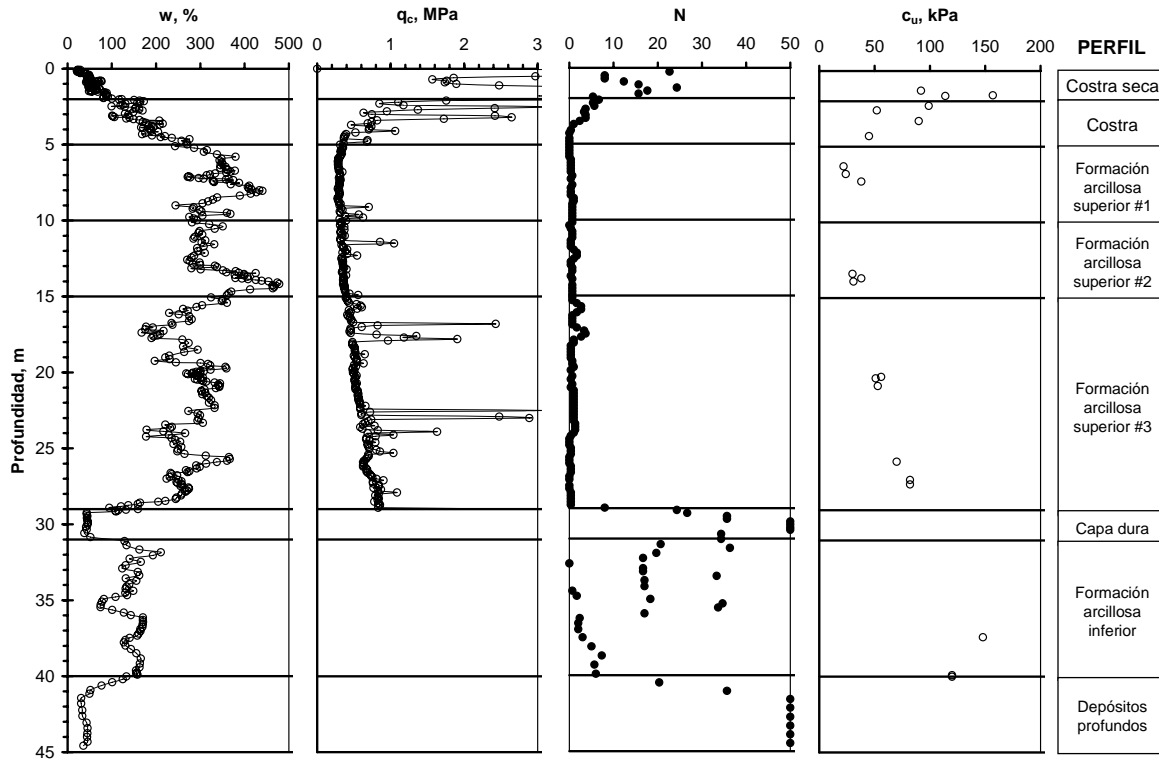


Figura 2.3.1 Perfil estratigráfico considerado para el modelado numérico

2.3.2. Propiedades

En las Tablas 2.3.1 a 2.3.5 se presentan las propiedades asignadas a cada estrato, para los distintos modelos constitutivos considerados.

Tabla 2.3.1 Propiedades modelo MC

Estrato	γ kN/m ³	E' kPa	ν'	ϕ' °	E_u kPa	ν_u	c_u kPa	K_0
Costra seca	14.5	4,825	0.25	55	13,690	0.49	125	1.17
Costra	12.0	3,444	0.25	47	7,240	0.49	60	0.82
FAS ₁	11.4	261	0.30	43	3,680	0.49	28	0.44
FAS ₂	11.1	209	0.30	40	3,270	0.49	33	0.38
FAS ₃	11.5	325	0.30	40	5,110	0.49	70	0.38
Capa dura	18.0	10,000	0.33	45	---	---	---	0.29

Los valores de ϕ' , ϕ_u y M se obtuvieron de pruebas triaxiales tipo CD y CU (consolidadas-drenadas y consolidadas-no drenadas, respectivamente) publicadas por Marsal y Mazari (1959), Marsal y Salazar (1960), Lo (1962), Alberro e Hiriart (1973) y Villa (2004). Los valores de e_0 , λ , κ , λ^* , κ^* , E' y POP , se obtuvieron de pruebas de consolidación unidimensional de varios estudios de mecánica de suelos del SIG (2008) y se calibraron con algunas pruebas de consolidación

triaxial publicadas por Díaz (1992) y Villa (2004). Los valores de c_u y E_u se obtuvieron de pruebas triaxiales tipo UU (no consolidadas-no drenadas) también del SIG (2008).

Tabla 2.3.2 Propiedades modelo SS

Estrato	γ kN/m ³	λ^*	κ^*	POP kPa	ν	c kPa	ϕ' °	K_0	K_0^{NC}
FAS ₁	11.4	0.35	0.021	25	0.30	0	43	0.44	0.32
FAS ₂	11.1	0.30	0.021	5	0.30	0	40	0.38	0.36
FAS ₃	11.5	0.33	0.018	10	0.30	0	40	0.38	0.36

Tabla 2.3.3 Propiedades modelo CCM

Estrato	γ kN/m ³	e_0	λ	κ	POP kPa	ν	M	K_0
FAS ₁	11.4	8.7	3.35	0.204	25	0.30	1.77	0.44
FAS ₂	11.1	10.0	3.30	0.230	5	0.30	1.64	0.38
FAS ₃	11.5	7.2	2.73	0.145	10	0.30	1.64	0.38

Tabla 2.3.4 Propiedades modelo S-CLAY1

Estrato	γ kN/m ³	e_0	λ	κ	POP kPa	ν	M	α_0	β	μ	K_0
FAS ₁	11.4	8.7	3.35	0.204	25	0.30	1.77	0.73	0.97	20	0.44
FAS ₂	11.1	10.0	3.30	0.230	5	0.30	1.64	0.65	1.02	20	0.38
FAS ₃	11.5	7.2	2.73	0.145	10	0.30	1.64	0.65	1.02	20	0.38

Tabla 2.3.5 Permeabilidades para los análisis en términos de esfuerzos totales con medición de presión de poro (ver Anexo 3)

Estrato	$k_H = k_V$ cm/s
Costra seca	1×10^{-5}
Costra	1×10^{-8}
FAS ₁	1×10^{-8}
FAS ₂	1×10^{-8}
FAS ₃	1×10^{-8}
Capa dura	1×10^{-4}

Los valores del coeficiente lateral de presión de tierras en reposo normalmente consolidado, K_0^{NC} , se estimaron a partir de la fórmula de Jaky (1944, ec. A2.10) y el coeficiente K_0 (coeficiente lateral de presión de tierras en reposo) se obtuvo mediante la ecuación propuesta por Mayne y Kulhaway (1982, ec. A2.11).

Las variables para el modelo anisótropo S-CLAY1, como α_0 y β se obtuvieron a partir de ϕ' , como lo propone Wheeler et al. (2003, ecs. A2.17 y A.2.20, respectivamente), y μ es el menor valor reportado en la misma referencia (ver Inciso 3.2.7.4).

Los valores de ν' y ν_u corresponden a las relaciones de Poisson para condiciones drenadas y no-drenadas, respectivamente (Anexo 2).

2.3.3. Estado inicial de esfuerzos y condiciones piezométricas

En la Figura 2.3.2 se presentan los esfuerzos verticales efectivos iniciales considerados en el modelo numérico. Se calcularon los esfuerzos geostáticos a partir del producto del espesor de cada estrato por su peso volumétrico efectivo (γ'), asumiendo que el Nivel de Aguas Freáticas, NAF, se encuentra a una profundidad media de 2m. El esfuerzo efectivo inicial se calculó sumándole al esfuerzo geostático el abatimiento de las presiones intersticiales inicial, que se indica en la Figura 2.3.3.

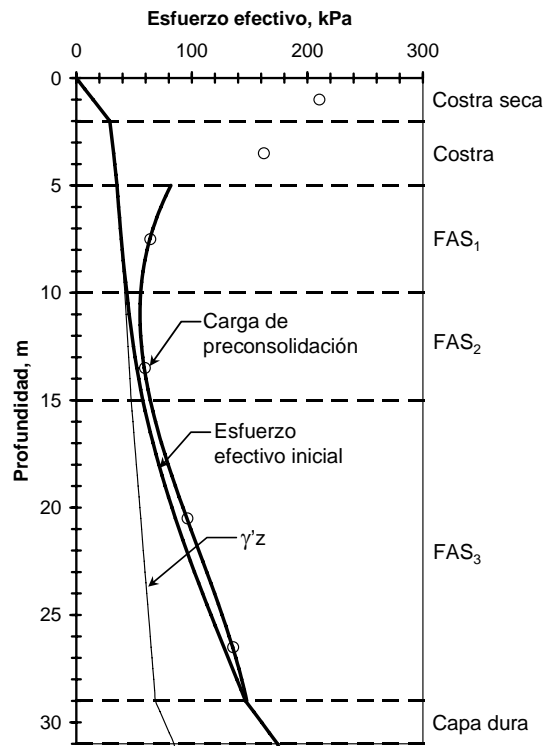


Figura 2.3.2 Estado inicial de esfuerzos

Los esfuerzos de preconsolidación se estimaron a partir de ensayos de consolidación unidimensional. Debido a los ciclos de humedecimiento y secado a los que fue sometida la costra seca, muestra evidencias de sobre-consolidación importante. Por lo anterior, se decidió representar el comportamiento de esta capa con el modelo MC. La ligera sobre-consolidación observada en la FAS, se debe a variaciones en la profundidad del NAF durante las temporadas de lluvia y de sequía.

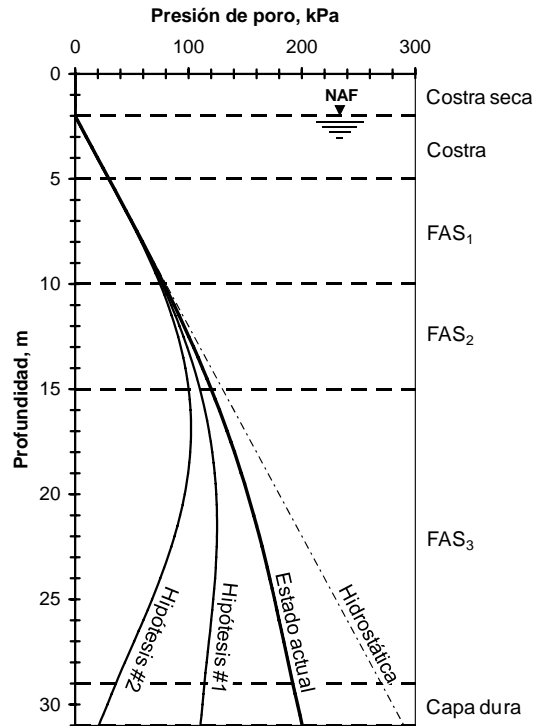


Figura 2.3.3 Condiciones piezométricas

La profundidad del NAF y el perfil de presiones de poro inicial se obtuvieron de mediciones realizadas en tubos de observación y piezómetros abiertos de varios estudios de mecánica de suelos obtenidos del SIG (2008). Dichos piezómetros están instalados en lentes permeables a distintas profundidades de la FAS y en la Capa Dura. Se considera este valor inicial de la presión de poro como un abatimiento moderado representativo de la zona de estudio. Para los análisis que consideran la influencia del hundimiento regional, se utilizaron las hipótesis de abatimiento piezométrico futuro mostradas en la Figura 2.3.3. La hipótesis #1 representa a un abatimiento moderado típico de la zona, y hipótesis #2, representa un caso extremo, pero posible de abatimiento.

2.3.4. Geometría de los pilotes

Se consideran pilotes típicos de concreto, cuadrados, de 0.4m de lado y 25m de longitud, con punta a 4m de la capa dura. Este diseño previene que en el futuro el pilote haga contacto con dicha capa, debido al hundimiento regional.

2.4. MODELADO DE UN PILOTE AISLADO

2.4.1. Planteamiento

Los ensayos de campo y laboratorio que se han realizado en pilotes aislados sometidos a fricción negativa (Inciso 1.1) pueden modelarse por medio del MEF bidimensional considerando el carácter axisimétrico del problema.

Con el propósito de efectuar una calibración del MEF (desde el punto de vista cualitativo) se planteó la realización de las siguientes modelaciones:

- a) *Estudio de la variación de la fricción negativa ante cargas accidentales.* Este análisis es análogo a los estudios relacionados con pilotes de punta realizados por Bjerin (1977, Inciso 1.1.1.4), Bozozuk (1981, Inciso 1.1.1.7) y Leung et al. (2004, Inciso 1.1.2). Se trata de estudiar las variaciones de la carga por fricción negativa cuando un pilote, en este caso de fricción, se somete a cargas accidentales, considerando condiciones estratigráficas y piezométricas típicas de la zona lacustre de la Ciudad de México.
- b) *Estudio de la variación de la fricción negativa ante cambios estacionales del nivel de aguas freáticas (NAF).* En este caso, se trata de efectuar un modelado numérico de las pruebas de campo realizadas por Auvinet y Hanel (1981) en pilotes instrumentados. El modelo trata de simular el comportamiento de un pilote de fricción que se encuentra en un medio que es sometido a variaciones importantes de las presiones intersticiales debidas, tanto al bombeo de agua de los estratos profundos, como a variaciones del nivel de aguas freáticas durante las temporadas de lluvias y de sequías.

Para ambos estudios, la sección del pilote se consideró circular de 0.5m de diámetro (equivalente a una sección cuadrada de 0.4m de lado). La malla de elementos finitos empleada es la que se muestra en la Figura 2.4.1. Después de realizar un análisis de sensibilidad, se determinó que para poder obtener resultados suficientemente confiables, es aceptable utilizar elementos triangulares de 15 nodos, elementos de interfaz pilote-suelo con cinco pares de nodos, efectuando un refinado de la malla alrededor de la punta del pilote y a lo largo del fuste y colocando la frontera lateral a una distancia de 10m, medida a partir del eje de axisimetría. Para todos los estratos, se consideró un valor unitario del factor de reducción de la interfaz ($F_{Rint} = 1$, Inciso 2.2.2). Las fronteras laterales de la malla se restringieron en dirección horizontal, mientras que la inferior en ambos sentidos.

Los análisis se realizaron en términos de los esfuerzos efectivos considerando parámetros drenados y condiciones iniciales no-drenadas (inciso 2.2.2). Para simular el comportamiento de la Costra Seca, de la Costra y de la Capa Dura, se utilizó el modelo MC (Tabla 2.3.1) y para los estratos arcillosos el SS (Tabla 2.3.2).

Los detalles del desarrollo de cada análisis y de los resultados obtenidos se presentan a continuación.

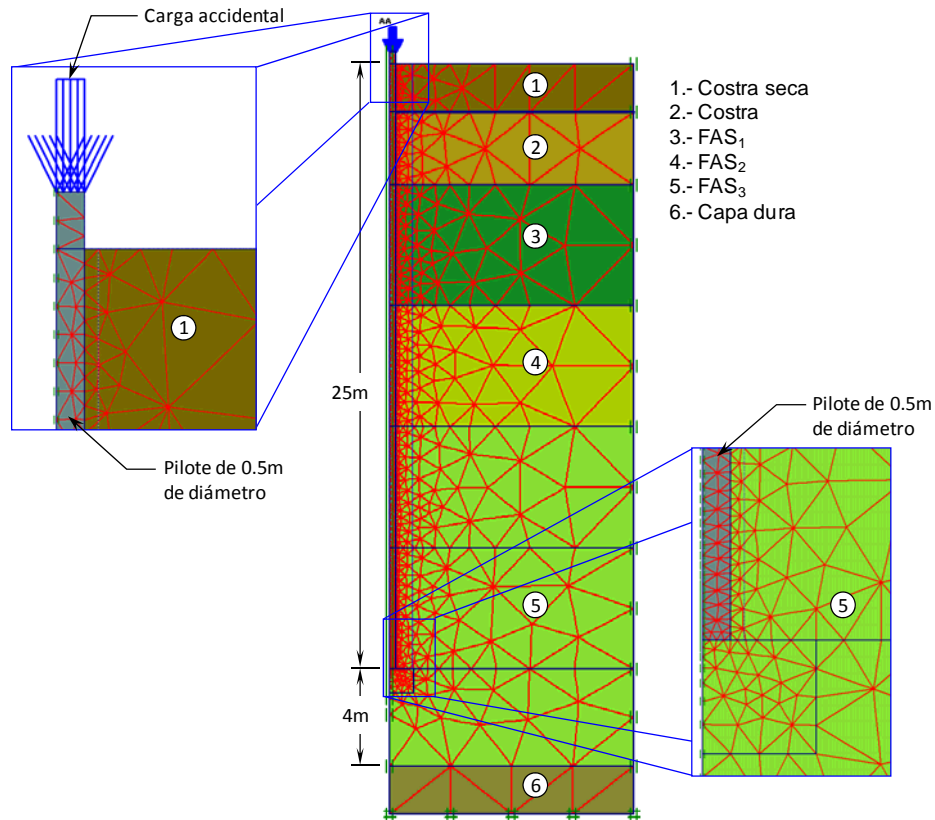


Figura 2.4.1 Malla de elementos empleada para ambos análisis

2.4.2. Fricción negativa ante cargas accidentales

Para fines de comparación con los resultados reportados por Bjerin (Figura 1.1.10), Bozozuk (Figura 1.1.18) y Leung (Figuras 1.1.23 y 1.1.24), se efectuó un modelado numérico de un pilote de fricción aislado, colocado en condiciones estratigráficas y piezométricas típicas de la zona lacustre de la Ciudad de México, considerando las siguientes etapas de análisis:

- Etapa 1. Consolidación por peso del pilote
- Etapa 2. Consolidación por abatimiento moderado de las presiones intersticiales (Figura 2.3.3, Abatimiento #1)
- Etapa 3. Aplicación, en condiciones no-drenadas, de cargas sobre la cabeza del pilote en incrementos de 100kN, hasta alcanzar los 500kN
- Etapa 4. Consolidación por la carga de 500kN
- Etapa 5. Consolidación por abatimiento extremo de las presiones intersticiales (Figura 2.3.3, Abatimiento #2)

Como parte de los resultados obtenidos, en la Figura 2.4.2 se presenta la gráfica de la variación de la carga transmitida por el pilote (Q_{pilote}) con la profundidad, para las distintas etapas del análisis. De estos resultados se puede observar lo siguiente:

- a) Para la Etapa 1, el peso del pilote genera una carga axial que va incrementándose con la profundidad hasta un valor máximo de 90kN.

- b) En la Etapa 2, el nivel neutro se mantiene prácticamente constante a unos 20m de profundidad (nivel neutro #1) para los distintos grados de consolidación ($U = 20$ a 100%) del abatimiento piezométrico.
- c) Al ir incrementando la sobrecarga (Etapa 3), se observa como gradualmente una parte importante de la carga por fricción negativa es substituida por dicha carga; inclusive, para valores superiores a los 300kN , se aprecia el desarrollo de un segundo nivel neutro a una profundidad de 4m (nivel neutro #2).
- d) Conforme se desarrolla el segundo abatimiento piezométrico (Etapa 5), la fricción positiva generada en la parte superior del pilote por la sobrecarga, tiende a anularse. Al avanzar el proceso de consolidación, el nivel neutro se estabiliza a 16.5m de profundidad (nivel neutro #3).
- e) Existe una disminución importante de la profundidad del nivel neutro para la Etapa 5 (nivel neutro #3) en comparación con la Etapa 2 (nivel neutro #1), debido a que las condiciones iniciales de carga, para ambas etapas, son distintas.

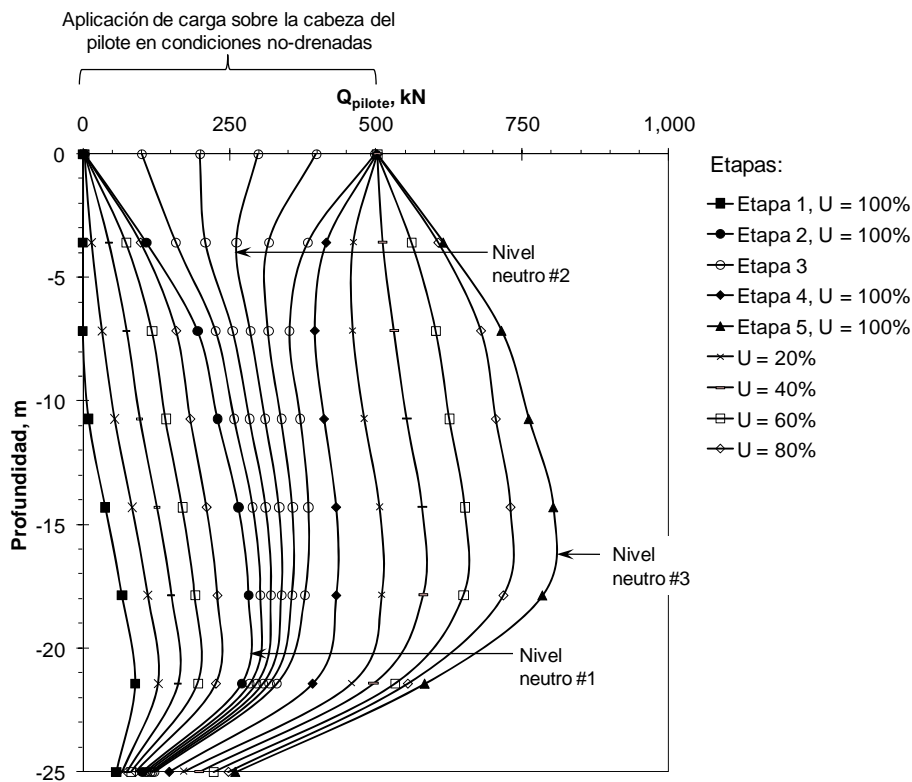


Figura 2.4.2 Variación de la carga axial con la profundidad para las distintas etapas del análisis

Debido a lo anterior, es posible concluir que existen similitudes importantes entre los resultados aquí expuestos con los obtenidos por Bjerin, Bozozuk y Leung para pilotes de punta. Una de las más significativas es que una parte importante de la fuerza por fricción negativa generada puede ser substituida por sobrecargas e inclusive la fricción negativa puede transformarse en positiva.

Los análisis anteriores y los resultados presentados por los autores mencionados permiten afirmar que, para el diseño de pilotes, resulta exageradamente conservador sumar el efecto de la fricción negativa con el de las cargas accidentales.

El análisis también confirma que la profundidad del nivel neutro tiende a estabilizarse conforme se desarrolla el proceso de consolidación, asimismo, se comprueba que la profundidad de dicho nivel depende significativamente de las condiciones iniciales de carga del pilote.

En las curvas de la Figura 2.4.3 se observa el desplazamiento obtenido en la cabeza del pilote al ir incrementando la sobrecarga, para un pilote sometido a fricción negativa por abatimiento piezométrico y para un pilote no sometido a esta condición, respectivamente. Puede observarse que, en el primer caso, el pilote desarrolla un comportamiento elástico (relación carga-desplazamiento lineal) hasta prácticamente los 500kN, es decir, hasta que la fuerza aplicada sobrepasa la carga por fricción negativa máxima desarrollada en el pilote. Este comportamiento es similar al de un elemento pre-cargado (Fellenius, 1998) y, por tanto, los desplazamientos obtenidos son apreciablemente menores que cuando no se considerara el efecto del abatimiento.

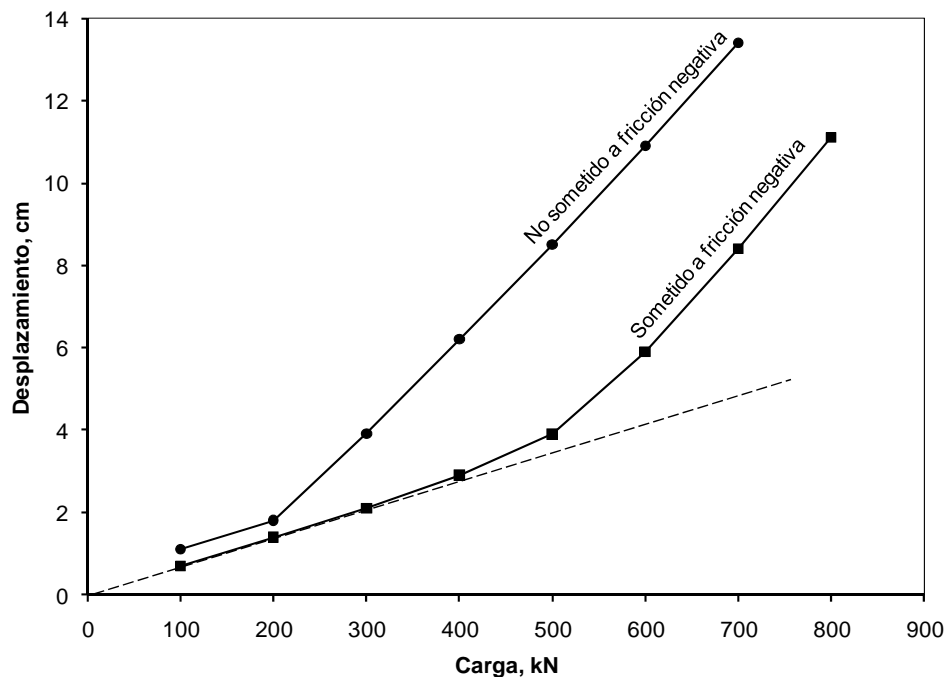


Figura 2.4.3 Curvas carga-desplazamiento en la cabeza de un pilote sometido y de otro no sometido a fricción negativa por abatimiento piezométrico

2.4.3. Fricción negativa ante variaciones estacionales del nivel freático

Como se menciona en el Inciso 1.1.1.6 de este trabajo, Auvinet y Hanel (1981) presentan los resultados obtenidos de una prueba de campo efectuada en dos pilotes instrumentados, uno de fricción y el otro de punta, colocados en la zona lacustre de la Ciudad de México. El área de estudio fue sometida a cambios importantes en las condiciones piezométricas, ocasionados por la elevación y descenso del nivel de aguas freáticas (NAF), generado por las temporadas de lluvias y sequías,

respectivamente, así como, por el bombeo de agua en pozos cercanos (construcción del lago Nabor Carrillo). Las presiones de poro medidas en la zona se presentan en la Figura 1.1.14.

Como se ilustra en la Figura 2.4.4, la prueba se inició en junio de 1976 y el bombeo en la zona se detuvo prácticamente por completo en agosto de 1978 (al suspenderse la construcción del lago). Puede observarse que, durante las temporadas de lluvias, el nivel superficial del terreno (TS) se eleva rápidamente e inclusive llega a presentar expansiones que superan al nivel de la cabeza de los pilotes (PP y PF), registrando valores superiores a los dos centímetros. Al terminar la temporada de lluvias, debido al descenso del NAF y al bombeo de la zona, el asentamiento del TS se incrementa rápidamente, registrándose, para mayo de 1978, una emersión aparente de los pilotes, superior a los cuatro centímetros.

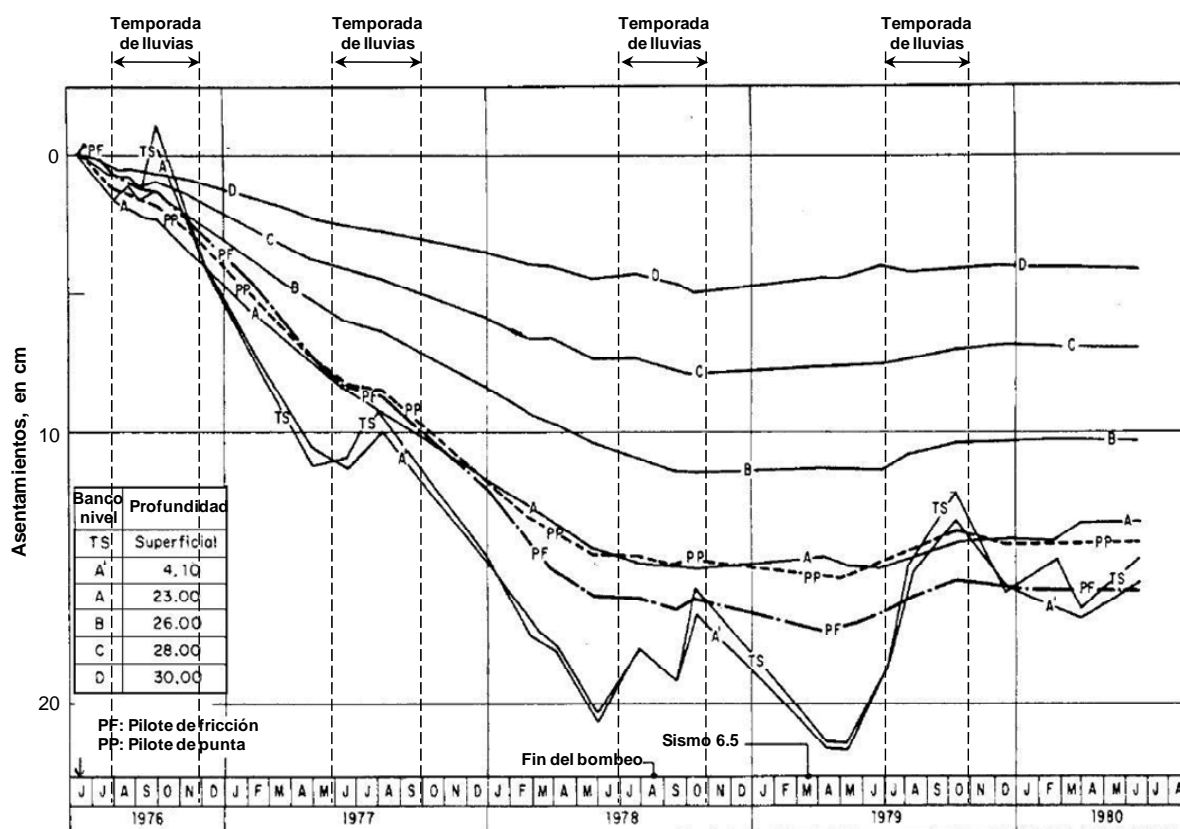


Figura 2.4.4 Asentamientos medidos en bancos de nivel a distintas profundidades y en los pilotes instrumentados (Auvinet y Hanel, 1981)

Durante el periodo de bombeo, el estrato reforzado por el pilote (del banco de nivel TS al D, Figura 2.4.4) sufrió un hundimiento superior a los 15cm. Dicho hundimiento generó fricción negativa en ambos pilotes. Sin embargo, como se observa en la Figura 1.1.15, la expansión del suelo desarrollada durante la temporada de lluvias, ocasionó en el pilote de fricción una descarga en la parte superior del elemento, desarrollándose un segundo nivel neutro. Al finalizar la temporada de lluvias, las cargas se transformaron nuevamente en positivas a todo lo largo del elemento, generándose un solo nivel neutro y la emersión aparente del pilote.

Para la modelación numérica de esta prueba se utilizó la estratigrafía y las propiedades de los suelos establecidas en los Incisos 2.3.1 y 2.3.2 de este trabajo, debido a que la publicación carece de esta información a detalle. Asimismo, se consideró adecuado utilizar la misma malla y geometría del pilote que se empleó en el inciso anterior, Figura 2.4.1. Es importante recordar que los pilotes utilizados en la publicación eran de sección triangular, en este caso, debido al carácter axisimétrico del problema se considera como circular.

En la Figura 2.4.5 se muestran las condiciones piezométricas consideradas. Puede observarse que la condición inicial de presión de poro no parte de la hidrostática, con el propósito de ser congruentes con las propiedades de compresibilidad definidas (Inciso 2.3.2) para los suelos arcillosos. En dicha figura se incluyen las hipótesis de abatimiento de las presiones intersticiales para las temporadas de lluvia y sequías.

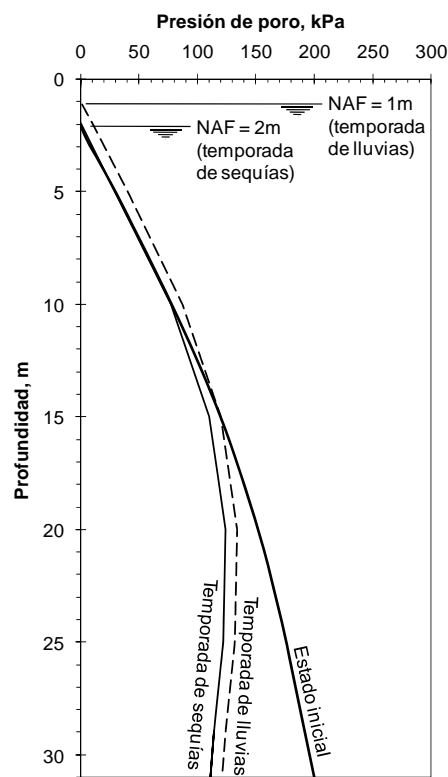


Figura 2.4.5 Condiciones piezométricas consideradas

Se consideraron las siguientes etapas de análisis:

- Etapa 1. Consolidación por abatimiento piezométrico hasta la condición de temporada de sequías
- Etapa 2. Consolidación por el primer incremento del NAF debido a la condición de temporada de lluvias
- Etapa 3. Consolidación por el primer decremento del NAF debido a la condición de temporada de sequías
- Etapa 4. Consolidación por el segundo incremento del NAF debido a la condición de temporada de lluvias

- Etapa 5. Consolidación por el segundo decremento del NAF debido a la condición de temporada de sequías
- Etapa 6. Consolidación por suspensión del bombeo (de regreso a la condición inicial)

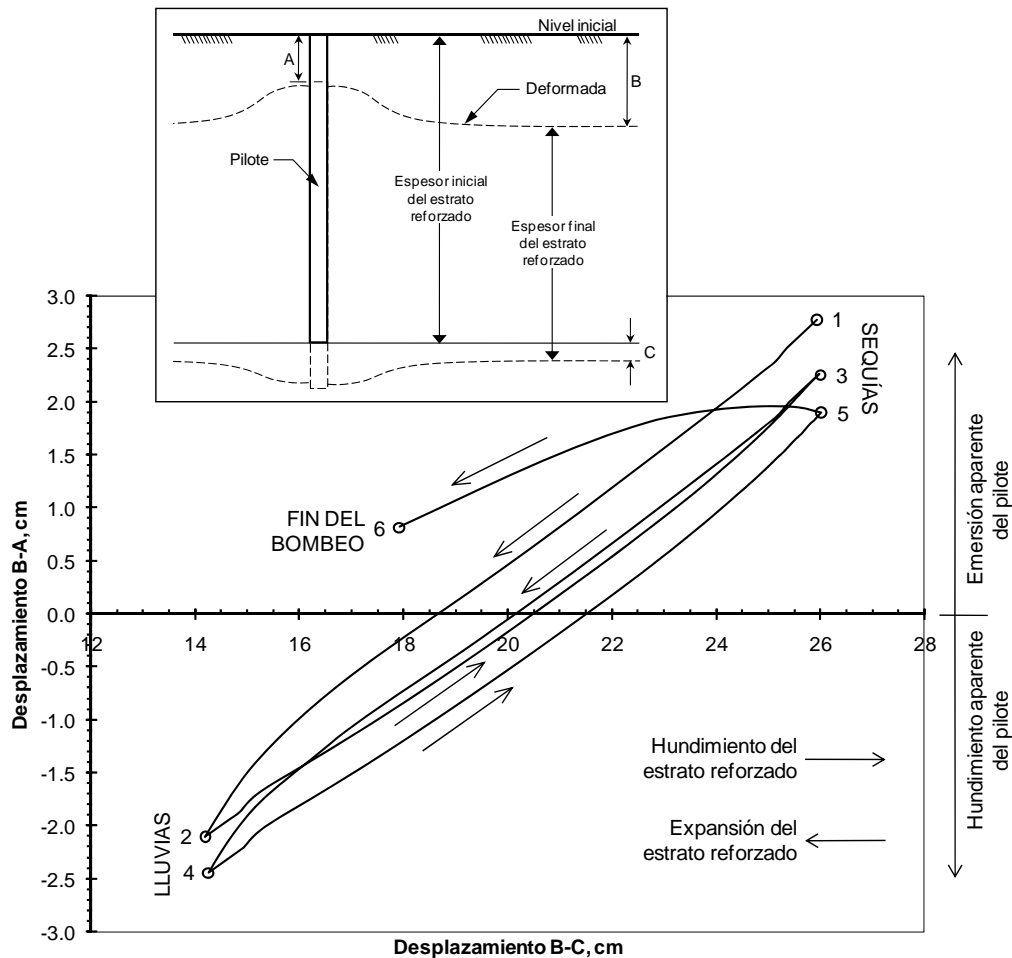


Figura 2.4.6 Desplazamientos obtenidos para las distintas etapas del análisis

En la Figura 2.4.6 se presentan los desplazamientos obtenidos al final del proceso de consolidación para las distintas etapas del análisis. Puede observarse que, debido al abatimiento de las presiones intersticiales (Etapa 1), el estrato reforzado presenta un hundimiento de 26cm (B-C), y el pilote sufre una emersión aparente de 2.8cm (B-A). Al disminuirse por primera vez la profundidad del NAF, debido a la temporada de lluvias (Etapa 2), el estrato reforzado presenta una expansión del orden de los 14cm, mientras que el pilote un hundimiento aparente de 2.1cm. Para la Etapa 3 (primera temporada de sequías), el estrato reforzado se hunde 26cm y el pilote emerge 2.2cm. Si se adiciona otro ciclo de lluvias y sequías (Etapas 4 y 5) se repite el mismo comportamiento presentado en las Etapas 2 y 3, respectivamente. Puede observarse que, de acuerdo con el modelo constitutivo empleado, se genera una deformación permanente durante los ciclos de humedecimiento y secado, que consiste en la disminución progresiva de la emersión aparente del pilote para las temporadas de sequías, y en el incremento del hundimiento aparente para la temporada de lluvias. Al finalizar el bombeo (Etapa 6), el estrato reforzado sufre un desplazamiento permanente del orden de los 18cm y la emersión del pilote disminuye de 1.9cm (Etapa 5) a 0.8cm.

De acuerdo con lo anterior, el modelo presentado permite obtener un comportamiento similar al reportado por Auvinet y Hanel, para el caso del pilote de fricción. Durante la temporada de sequías, el pilote tiende a presentar una emersión aparente respecto al suelo, y durante las lluvias, el NAF se levanta, el suelo se expande y, por el contrario, el pilote presenta un hundimiento aparente respecto al suelo. Al finalizar el bombeo, el pilote y el suelo circundante desarrollan una deformación permanente de magnitud considerable, debida a la plastificación del suelo en la interfaz pilote-suelo y a la consolidación del medio generada por el abatimiento piezométrico.

Dichas deformaciones son las que generan fuerzas de fricción y punta en el cuerpo del pilote. Como se muestra en el Inciso 1.1.4 de este trabajo, la interacción suelo-pilote puede entenderse de manera más clara analizando la carga axial que se genera en el cuerpo del elemento (Q_{pilote}). Cuando Q_{pilote} se incrementa con la profundidad, significa que el suelo transmite fricción negativa al pilote, y cuando Q_{pilote} disminuye, entonces el pilote transmite fricción positiva al suelo. El nivel donde Q_{pilote} es máxima se conoce como nivel neutro, definido también como el nivel en el cual el desplazamiento relativo entre pilote y suelo es nulo, y que fue señalado por primera vez por Plomp y Mierlo en 1948, como se describe en el Inciso 1.1.1.1. En la gráfica de la Figura 2.4.7 se presenta la variación de la carga axial registrada en el elemento, para distintos grados de consolidación, al pasar de la temporada de sequías a la de lluvias.

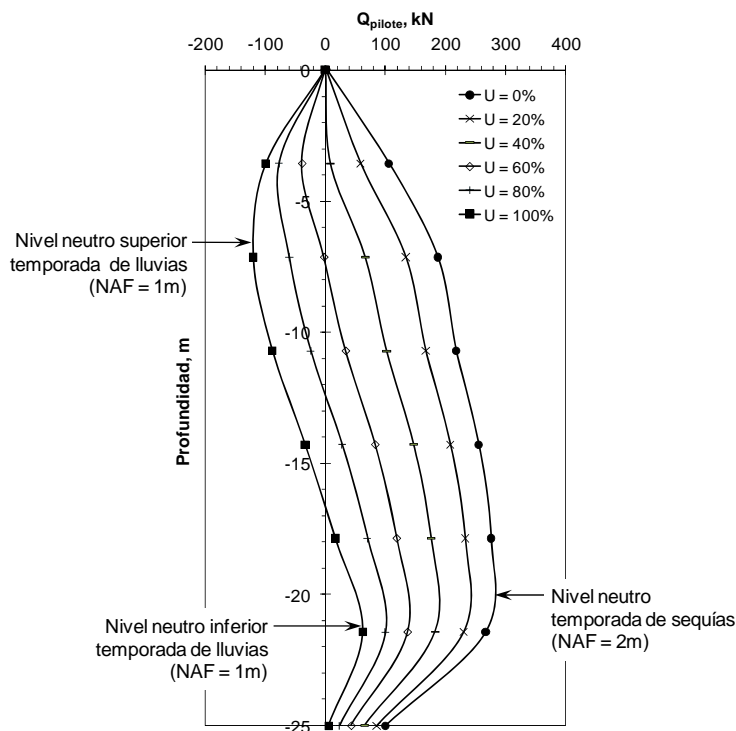


Figura 2.4.7 Cargas en el pilote al pasar de la temporada de lluvia a la de sequías

Para la temporada de sequías el nivel neutro se ubicó a una profundidad del orden de los 20m. Al irse consolidando el medio debido a la disminución de la profundidad del NAF (temporada de lluvias), puede observarse un pequeño incremento en la profundidad del nivel neutro (a 21m) y el

desarrollo de un segundo nivel en la parte superior del pilote, a una profundidad del orden de los 6.5m. De nuevo, se confirman los resultados obtenidos por Auvinet y Hanel y se demuestra que, para que se generen dos niveles neutros es necesario que el medio experimente una consolidación importante (incremento de los esfuerzos efectivos) debida a variaciones, no tan importantes, en la profundidad del NAF.

2.4.4. Conclusiones

Con la finalidad de efectuar una calibración del MEF (desde el punto de vista cualitativo) se presenta en esta parte del trabajo, la modelación numérica de estudios de campo y de laboratorio efectuados en pilotes instrumentados ubicados en un medio que se consolida debido a cambios en las condiciones piezométricas. Dichos modelos se efectuaron considerando pilotes de fricción y condiciones estratigráficas y piezométricas típicas de la zona lacustre de la Ciudad de México. El primer modelo está basado en los resultados de los estudios efectuados por Bjerin, Bozozuk y Leung para pilotes de punta, y el segundo en las pruebas realizadas por Auvinet y Hanel, para pilotes de punta y de fricción.

De la primera modelación se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- a) Existen similitudes importantes entre los resultados obtenidos del modelado con los reportados por Bjerin, Bozozuk y Leung. Una de las más significativas es que una parte importante de la fuerza por fricción negativa generada puede ser substituida por sobrecargas e inclusive la fricción negativa puede transformarse en positiva.
- b) Se confirma que, para el diseño de pilotes, resulta exageradamente conservador sumar el efecto de la fricción negativa con el de las cargas accidentales.
- c) Se confirma también que la profundidad del nivel neutro tiende a estabilizarse conforme se desarrolla el proceso de consolidación, asimismo, se comprueba que la profundidad de dicho nivel depende significativamente de las condiciones iniciales de carga del pilote.
- d) Se observa que cuando el pilote se somete a un abatimiento inicial de las presiones intersticiales, al aplicar incrementos de cargas en la cabeza del elemento, su comportamiento es prácticamente elástico hasta que dicha carga sobrepasa la fuerza por fricción negativa máxima desarrollada inicialmente en el elemento. Este comportamiento es similar al de un elemento precargado y, por tanto, los desplazamientos obtenidos son apreciablemente menores que cuando no se considerara el efecto del abatimiento inicial.

Para la segunda modelación se concluye, que:

- a) El modelo presentado permite obtener un comportamiento similar al reportado por Auvinet y Hanel, para el caso del pilote de fricción.
- b) Durante la temporada de sequías, el pilote tiende a presentar una emersión aparente respecto al suelo, y durante las lluvias, el NAF se levanta, el suelo se expande y, por el contrario, el pilote presenta un hundimiento aparente respecto al suelo.

- c) Al finalizar el bombeo, el pilote y el suelo circundante desarrollan una deformación permanente de magnitud considerable, debida a la plastificación del suelo en la interfaz pilote-suelo y a la consolidación del medio generada por el abatimiento piezométrico.
- d) Al irse consolidando el medio debido a la disminución de la profundidad del NAF (temporada de lluvias), se observa un pequeño incremento en la profundidad del nivel neutro y el desarrollo de un segundo nivel en la parte superior del pilote.
- e) Se demuestra que, para que se generen dos niveles neutros es necesario que el medio experimente una consolidación importante (incremento de los esfuerzos efectivos) debida a variaciones, no tan importantes, en la profundidad del NAF.

Es posible concluir que los modelos desarrollados con el MEF permiten obtener resultados similares a los reportados en ensayos de campo y laboratorio. Dichos resultados permiten obtener conclusiones adicionales a las reportadas por los distintos autores, además de incrementar la confiabilidad de los resultados que se obtengan al realizar modelos en grupos de pilotes e inclusiones, como los que se muestran a continuación.

2.5. MODELADO DE UN GRUPO DE ELEMENTOS SUPUESTO INFINITO

2.5.1. Planteamiento

Con el objeto de evaluar el comportamiento a largo plazo de grupos de pilotes de fricción e inclusiones en presencia de consolidación regional, se realizaron una serie de análisis paramétricos. Para el modelado de los suelos arcillosos se utilizan, desde modelos constitutivos básicos como el Mohr-Coulomb, hasta modelos avanzados que consideran anisotropía como el S-CLAY1 (Inciso 2.2.1.7). El grupo de pilotes e inclusiones se supuso de extensión infinita en planta.

Como se menciona en el Inciso 1.2.5.5, el modelado numérico del comportamiento de un grupo de pilotes o inclusiones supuesto infinito puede realizarse tomando en cuenta el carácter axisimétrico del problema (Rodríguez, 2001; Auvinet y Rodríguez 2002) y haciendo uso del concepto de la celda de influencia (Figura 1.2.30). Para los elementos de la periferia, el problema deja de ser axisimétrico, sin embargo, se considera que las condiciones de frontera pueden perder importancia para un grupo numeroso de elementos.

Para verificar las condiciones en las que un grupo de pilotes puede considerarse en primera aproximación como un grupo infinito, es posible comparar el incremento de esfuerzos efectivos $\Delta\sigma'_v$ generado por una carga uniformemente repartida Δq en un área superficial en condiciones axisimétricas, con el incremento de esfuerzos generado por dicha carga en un medio en tres dimensiones (3D). En la Figura 2.5.1 se presenta la comparativa entre ambos casos, para un medio compresible de 50m de espesor ($H = 50m$). Para el caso 3D se considera una cimentación cuadrada de 10m de lado ($B = L = 10m$) y $\Delta\sigma'_v(z)$ se obtuvo en el centro del área cargada a través de la ecuación de Boussinesq. Para el caso axisimétrico se sabe que $\Delta\sigma'_v(z) = \Delta q$. Es aceptable decir entonces que, el problema puede considerarse como axisimétrico si en el medio 3D el área bajo la curva del perfil de esfuerzos de un punto en el centro de la cimentación es aproximadamente constante con la profundidad. Por tanto, es posible proponer la siguiente expresión:

$$F(B, L) = \frac{1}{\Delta q H} \int_0^H \Delta\sigma'_v(z, B, L) dz \quad (2.5.1)$$

, cuando la relación $F(B, L)$ se aproxima a la unidad, entonces $\Delta\sigma'_v$ es prácticamente constante con la profundidad y el problema en el centro de la cimentación puede considerarse entonces como axisimétrico. Graficando esta expresión para distintos valores de B , L y H , y para $F(B, L) = 0.9$, se obtienen las fronteras representadas por las curvas de la Figura 2.5.2. De acuerdo con lo anterior, para el caso típico de estratigrafía considerado en este trabajo ($H = 29m$) se puede decir que el análisis desarrollado en este inciso es representativo del comportamiento de los pilotes centrales de una cimentación con dimensiones B y L superiores a los 40m.

Para los análisis presentados a continuación se emplearon las condiciones generales descritas en el Inciso 2.3 de este trabajo. Adicionalmente, se consideró una carga de servicio uniformemente repartida de 75kPa aplicada directamente sobre una losa de cimentación de concreto reforzado de

40cm de espesor. Dicha carga se considera representativa de edificios de entre cinco y diez niveles de altura.

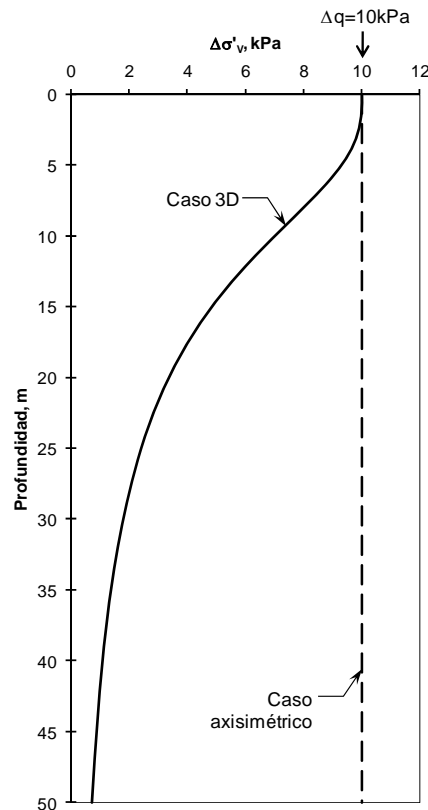


Figura 2.5.1 Variación con la profundidad del incremento de esfuerzos efectivo vertical para los casos 3D y axisimétrico

El modelado se efectuó en tres etapas: en la Etapa 1 se aplicó la carga de 75kPa directamente sobre la losa de cimentación, simulando el peso de la estructura; en la Etapa 2 se aplicó un primer abatimiento de las presiones intersticiales (hipótesis #1, Figura 2.3.3), representando condiciones piezométricas típicas a futuro; en la Etapa 3 se consideró un segundo abatimiento de las presiones intersticiales (hipótesis #2, Figura 2.3.3), simulando un caso extremo, pero posible, de las condiciones piezométricas futuras. Este proceso de análisis es consistente con los resultados reportados por Leung et al. (2004, Inciso 1.1.2), en donde el autor demuestra, que: *el proceso de transmisión de carga a través del fuste del pilote debido a la carga aplicada, es independiente del desarrollo de la carga por fricción negativa ocasionada por el asentamiento del suelo.*

Se desarrolló una malla de elementos finitos como la que se muestra en la Figura 2.5.3. Después de realizar un análisis de sensibilidad, se determinó que para poder obtener resultados suficientemente precisos, es aceptable utilizar elementos triangulares de 15 nodos y efectuar un refinado de la malla debajo de la losa de cimentación, a lo largo del fuste y alrededor de la punta del pilote. Como se explicará más adelante, no fue necesario el uso de elementos de interfaz entre el fuste del pilote y el suelo. Los movimientos en las fronteras laterales se restringieron en dirección horizontal, mientras que en la frontera inferior los movimientos se restringieron en ambos sentidos.

La losa de cimentación se simuló mediante elementos viga de cinco nodos. El análisis se efectuó en términos de esfuerzos efectivos considerando parámetros drenados (inciso 2.2.2).

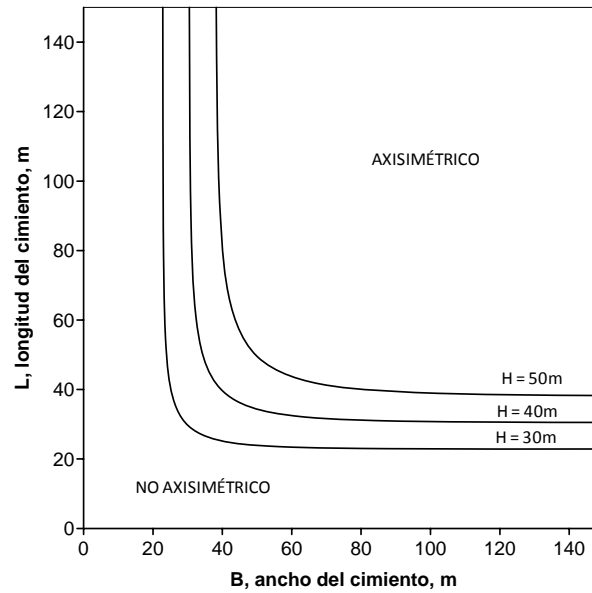


Figura 2.5.2 Criterio aproximado para determinar si un problema puede considerarse como axisimétrico, en función de las dimensiones en planta de la estructura, B y L , y el espesor del estrato compresible, H

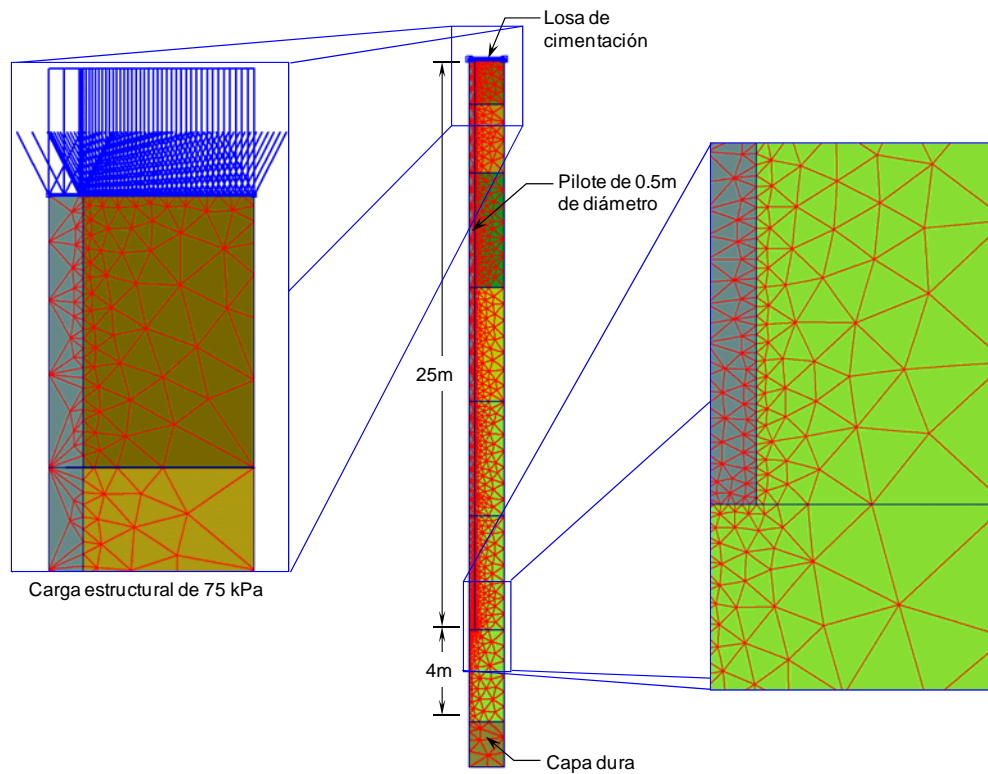


Figura 2.5.3 Ejemplo de la malla de elementos finitos desarrollada

2.5.2. Comparación entre modelos constitutivos

Se efectuó un análisis paramétrico empleando diversos modelos constitutivos para simular el comportamiento de la Formación Arcillosa Superior (FAS), tales como: Mohr-Coulomb (MC, Tabla 2.3.1), Soft-Soil (SS, Tabla 2.3.2), Cam-Clay Modificado (CCM, Tabla 2.3.3) y S-CLAY1 (Tabla 2.3.4). Las costras y la capa dura se simularon, en todos los casos, con el MC.

Para la Etapa 1 del análisis, en la Figura 2.5.4 se presenta la variación de la relación de asentamientos obtenidos $\delta_{Ycon} / \delta_{Ysin}$, con la separación entre pilotes, para los distintos modelos constitutivos empleados, donde: δ_{Ycon} representa el desplazamiento vertical efectivo en el centro de la losa de cimentación con pilotes y δ_{Ysin} el desplazamiento vertical en el centro de la losa de cimentación sin pilotes. Si $\delta_{Ycon} / \delta_{Ysin} = -1$, la eficiencia de los pilotes es nula ya que los asentamientos estimados con y sin pilotes son los mismos. Un valor de $\delta_{Ycon} / \delta_{Ysin} = -0.2$ indica que el asentamiento estimado sin pilotes se reduce a un 20% del valor calculado cuando estos son incluidos.

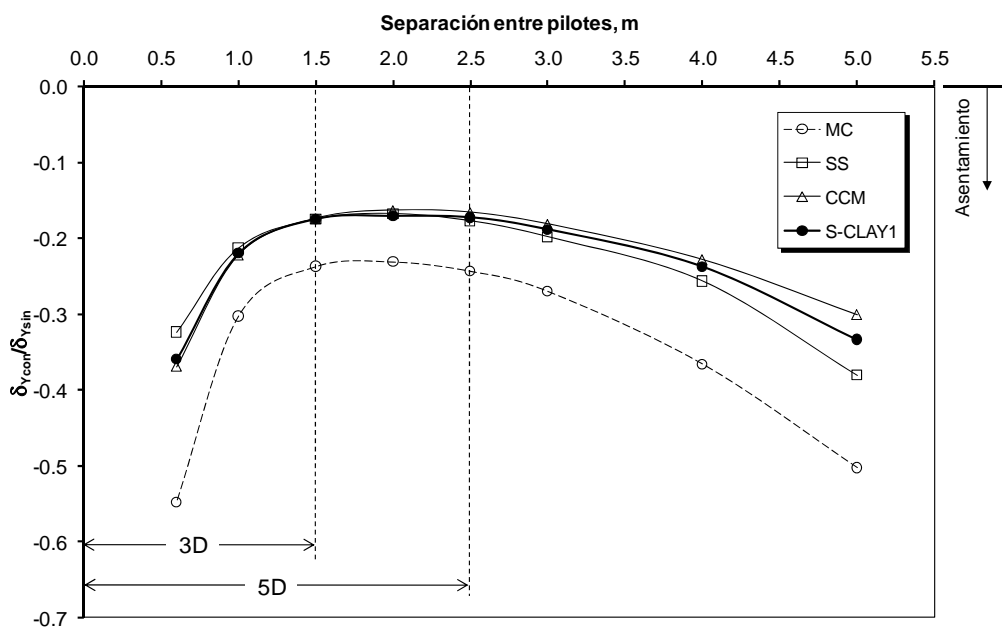


Figura 2.5.4 Variación de la relación de asentamientos con la separación entre pilotes, para todos los modelos y para la primera etapa de consolidación

Se puede observar que, en general, todos los modelos presentan la misma tendencia. De cero a tres diámetros de separación (0 a $3D$, medido de centro a centro de pilote) el asentamiento crece de manera importante debido al peso de los pilotes. Si estos se acercan demasiado, entonces el peso volumétrico del suelo (11.5kN/m^3), es substituido prácticamente por el del pilote (24kN/m^3). De $3D$ a $5D$, todos los modelos muestran un comportamiento óptimo ya que $\delta_{Ycon} / \delta_{Ysin}$ alcanza su valor máximo y se mantiene prácticamente constante. Para separaciones mayores a $5D$ se observa un incremento importante en el asentamiento, debido al incremento de puntos de plastificación (se alcanza el estado crítico) y fluencia (se rebasa la superficie de fluencia), como se muestra en las

Figuras 2.5.5 y 2.5.6, respectivamente. Se puede decir que, cualitativamente, todos los modelos simulan el mismo comportamiento.

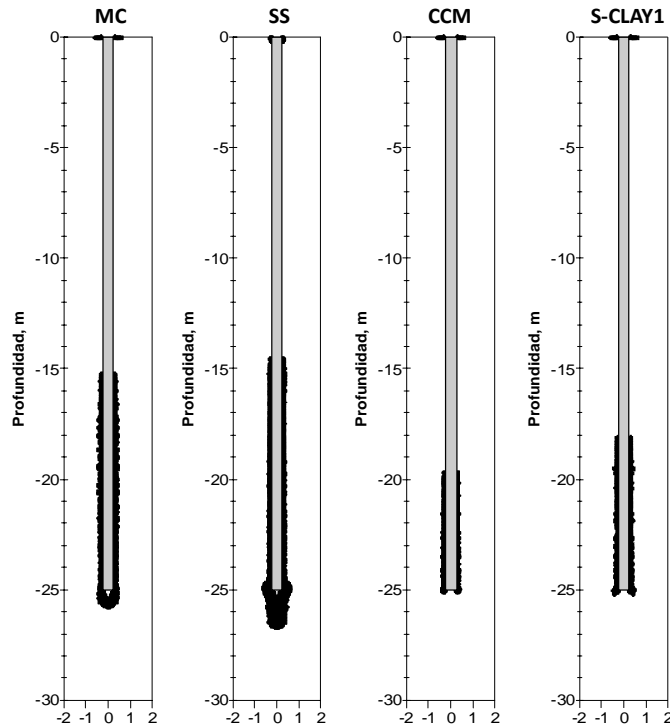


Figura 2.5.5 Puntos de plastificación para una separación entre pilotes de 4m

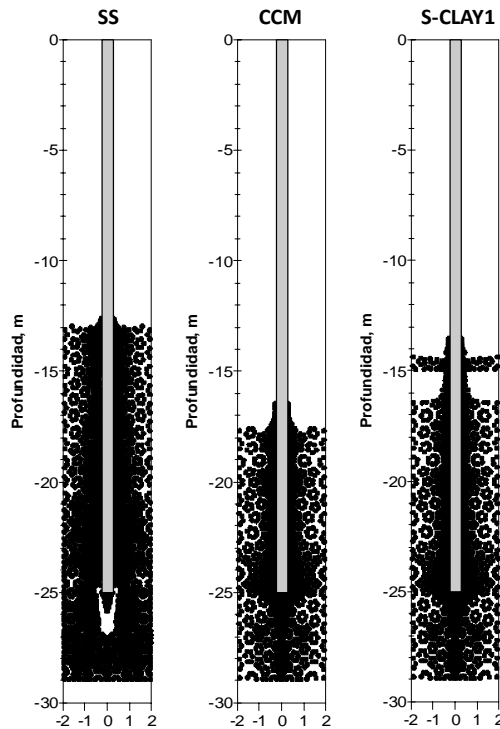


Figura 2.5.6 Puntos de fluencia para una separación entre pilotes de 4m

Desde el punto de vista cuantitativo, se aprecian diferencias importantes. El modelo MC presenta los mayores asentamientos. Se puede decir que este modelo presenta la solución menos realista, debido a que es necesario asignar un valor constante a los parámetros elásticos que definen la matriz de rigidez del problema, y es difícil asegurar que estos sean consistentes con el nivel y la trayectoria de esfuerzos que se generen.

Para los modelos SS, CCM y S-CLAY1, los valores obtenidos son muy similares hasta la separación de $5D$; después de este punto, se aprecian algunas diferencias. Comparado con el CCM y el S-CLAY1, el SS es el que presenta el mayor número de puntos de plastificación y fluencia. Esto se debe a diferencias importantes que se generan en la trayectoria de esfuerzos durante el proceso de carga. Para ilustrar lo anterior, se seleccionaron dos puntos de esfuerzos: uno en la parte baja del fuste y otro debajo de la punta del pilote, Figuras 2.5.7 y 2.5.8, respectivamente. En las trayectorias de esfuerzos de la Figura 2.5.7 se observa que los modelos isotrópicos SS y CCM predicen direcciones opuestas al alcanzar la falla/estado crítico, mientras que en el S-CLAY1, prácticamente toda la trayectoria se mantiene dentro de la región elástica hasta que se alcanza el estado crítico, seguido de un ligero reblandecimiento debido al efecto de la anisotropía.

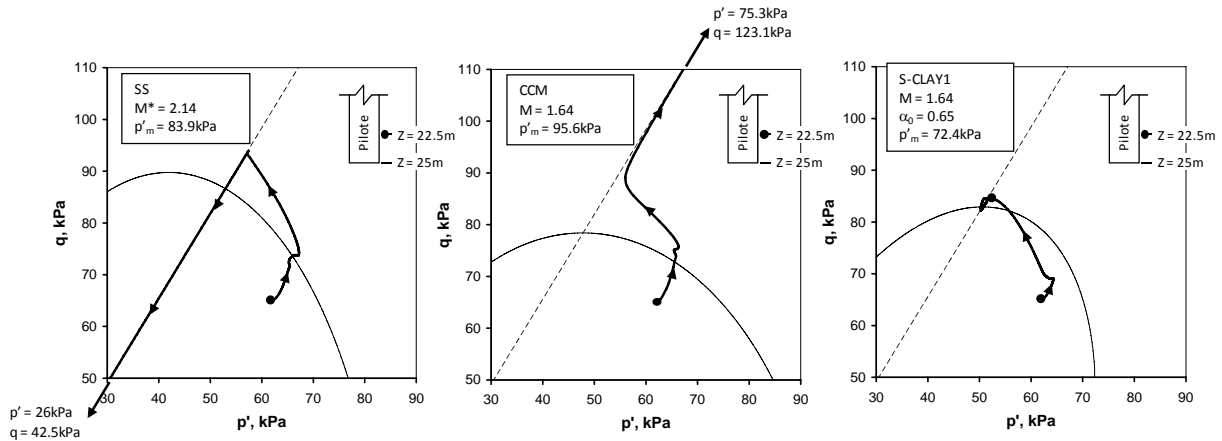


Figura 2.5.7 Trayectorias de esfuerzos en el fuste cerca de la punta del pilote

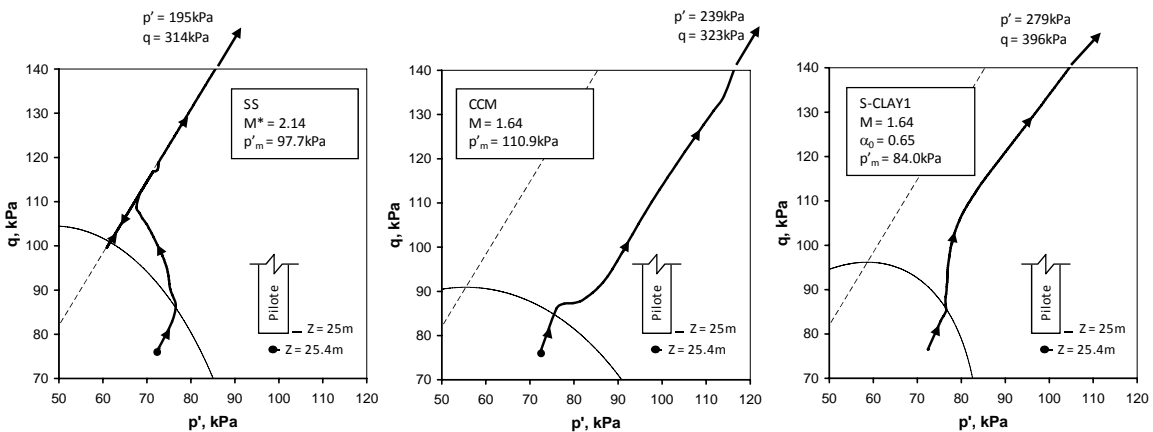


Figura 2.5.8 Trayectorias de esfuerzos por debajo de la punta del pilote

Para el punto situado a 40cm debajo de la punta del pilote, Figura 2.5.8, únicamente la trayectoria de esfuerzos del modelo SS alcanza la falla, como es de esperarse si se observan los puntos de plastificación de la Figura 2.5.5. A pesar de las diferencias importantes observadas en las trayectorias de esfuerzos obtenidas en el fuste y punta de los pilotes, las diferencias de comportamiento general pilote-suelo no son tan significativas. Esto explica el por qué no se requieren elementos de interfaz entre pilote y suelo, ya que las diferencias entre los asentamientos obtenidos dependen más de la compresibilidad del material que de su resistencia al corte. Sin embargo, es necesario utilizar los elementos de interfaz para simulaciones con separaciones mayores o en problemas de capacidad de carga.

En la Figura 2.5.9 se presenta la relación de asentamientos obtenida para la segunda etapa del análisis (abatimiento moderado). En este caso δ_{Ycon} se define, como:

$$\delta_{Ycon} = \delta_{Yreg} - \delta_{Ytot} \quad (2.5.2)$$

, donde:

δ_{Yreg} = hundimiento regional

δ_{Ytot} = desplazamiento vertical total en el centro de la losa de cimentación con pilotes

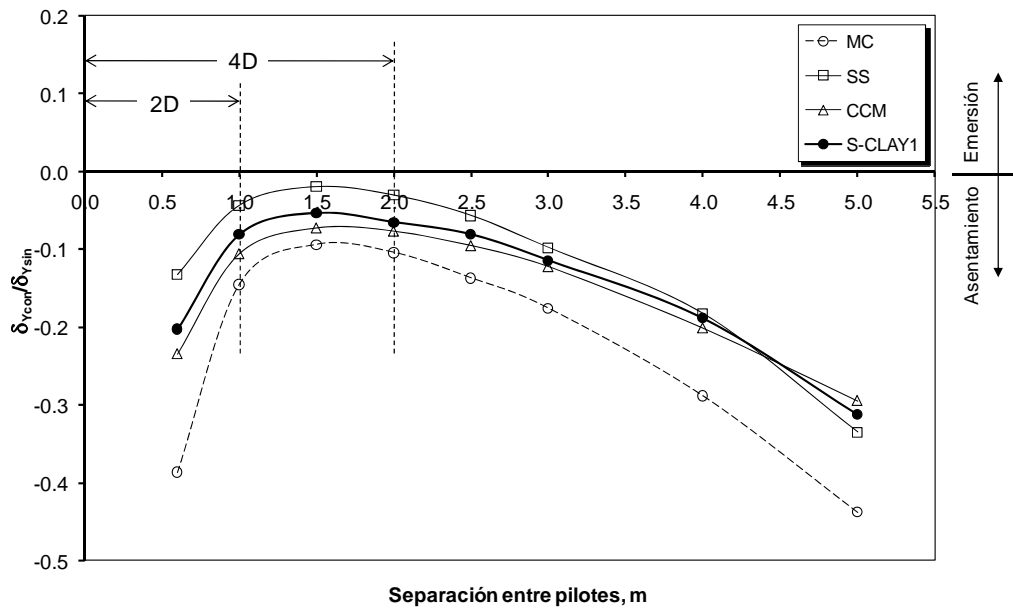


Figura 2.5.9 Variación de la relación de asentamientos con la separación entre pilotes, para todos los modelos numéricos y para la segunda etapa de consolidación

De nuevo, todos los modelos muestran la misma tendencia pero, en comparación con la primera etapa, los valores de la relación $\delta_{Ycon} / \delta_{Ysin}$ se encuentran más cercanos a cero. Esto se debe a que el suelo ha sido reforzado con los pilotes, y por tanto, los asentamientos debidos al hundimiento regional son menores en el área reforzada que en la superficie circundante. En este caso, la separación óptima entre pilotes está entre $2D$ y $4D$.

Como se muestra en la Figura 2.5.10, se produce un cambio radical en el comportamiento de la cimentación piloteada si se incrementa el hundimiento regional inducido por un segundo abatimiento de las presiones intersticiales (Etapa 3 del análisis). Por ejemplo, para el modelo SS y para una separación entre pilotes de 1.5m, la cimentación presenta una emersión aparente igual al 18% del asentamiento producido por la carga estructural sin pilotes ($\delta_{Ycon} / \delta_{Ysin} = 0.18$). Por lo contrario, si la separación entre pilotes es de 4m, entonces $\delta_{Ycon} / \delta_{Ysin} = -0.04$, es decir se produce un asentamiento igual al 4% de δ_{Ysin} . Para este caso en particular, la separación óptima entre pilotes es de 3.6m, ya que $\delta_{Ycon} / \delta_{Ysin} = 0$, condición ideal en la cual no se presenta emersión ni asentamiento. Es decir que, para los modelos SS, CCM y S-CLAY1, la separación óptima va de 3.3 a 3.6m, mientras que para el MC es de apenas 2.2m.

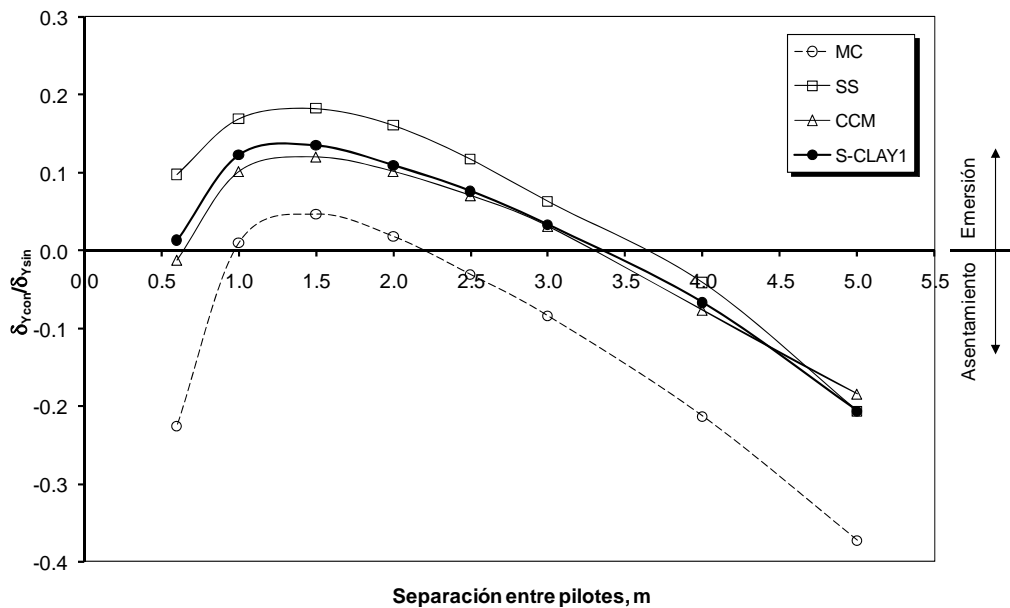


Figura 2.5.10 Variación de la relación de asentamientos con la separación entre pilotes, para todos los modelos numéricos y para la tercera etapa de consolidación

Estos resultados muestran que, para efectuar un diseño óptimo de la cimentación, es importante realizar una buena predicción de las condiciones piezométricas futuras del sitio. Sin embargo, es difícil efectuar una estimación confiable de la distribución de poro futura, debido a cambios importantes en las condiciones hidrogeológicas de la región. Por tanto, cuando exista la posibilidad de que se presente un caso extremo de abatimiento piezométrico, se recomienda que el diseño se base en una solución intermedia, con el propósito de minimizar los inconvenientes tanto del asentamiento como el de la emersión aparente. Por ejemplo, de acuerdo con los resultados obtenidos para el modelo S-CLAY1, una separación de 2.5m parece adecuada, ya que para ambas condiciones piezométricas futuras, no se predicen emersiones o asentamientos mayores al 8% de δ_{Ysin} .

Se observaron algunas diferencias entre los resultados obtenidos con los modelos SS, CCM y S-CLAY1 para las etapas dos y tres del análisis. Esto se debe a que la magnitud de los desplazamientos totales es mayor, y por tanto, las diferencias entre modelos en términos de los cálculos de esfuerzo-deformación adquieren mayor relevancia. Comparando al SS con el CCM y el S-CLAY1, existen algunas diferencias implícitas en las consideraciones para el cálculo de las

deformaciones volumétricas. Otro factor es la forma de la superficie de fluencia. Como se muestra en la Figura 2.5.11, el modelo SS es el que tiene el mayor dominio elástico, y por tanto, predice los menores desplazamientos (i.e. las mayores emergencias).

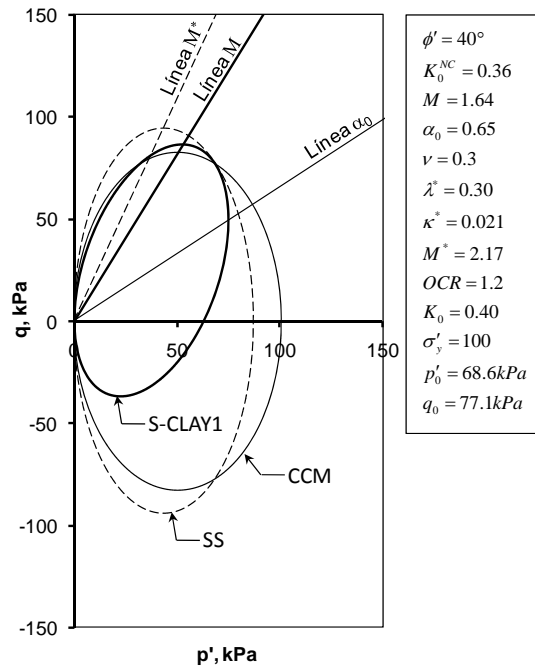


Figura 2.5.11 Ejemplos de superficies de fluencia para los modelos SS, CCM y S-CLAY1

Existen algunas diferencias entre los resultados obtenidos con modelos CCM y S-CLAY1, debido seguramente a que el valor de la anisotropía considerado influye en la predicción de los esfuerzos horizontales. Como se muestra en la Figura 2.5.12, se realizaron algunos análisis paramétricos para evaluar la influencia de la anisotropía inicial α_0 en la estimación de los asentamientos. La relación $\delta_{Yani} / \delta_{Yiso} - 1$, se ha definido como la variación de los desplazamientos verticales, y representa el porcentaje obtenido de la relación entre el desplazamiento total con anisotropía (δ_{Yani} , $\alpha_0 > 0$, modelo S-CLAY1) y el desplazamiento total sin anisotropía (δ_{Yiso} , $\alpha_0 = 0$, modelo CCM). Como lo mencionan Wheeler *et al.* (2003, ver Anexo 2), las constantes del suelo que se relacionan con la anisotropía (α_0 y β) pueden obtenerse a partir de ϕ' . Se consideraron valores de ϕ' de 32 a 48°, para obtener valores de α_0 entre 0.5 y 0.9. Los puntos de la Figura 2.5.12 representan los resultados de la simulación y se adicionó la línea de tendencia que mejor se ajustaba.

Para una separación entre pilotes de 2m, se obtienen valores relativamente bajos de la relación $\delta_{Yani} / \delta_{Yiso} - 1$ y prácticamente se mantiene igual al incrementar el valor de α_0 ; asimismo, estos valores son mayores para la Etapa 1 que para las 2 y 3. Al aumentar la separación a 4m, se presenta un incremento importante de dicha relación y se observa cierta disminución al incrementar el valor de α_0 . La principal causa de estas variaciones es el número de puntos de fluencia que se genera en cada caso, Figura 2.5.13 (i.e. cuando el número de puntos de fluencia crece entonces la forma de la superficie de fluencia adquiere mayor relevancia). Es posible observar que, para una separación de

2m, no se presenta un cambio sustancial en el número de puntos de fluencia cuando α_0 pasa de 0.50 a 0.88, sin embargo, para separaciones de 4m, el número de puntos crece de manera importante y se vuelve sensible al valor de α_0 .

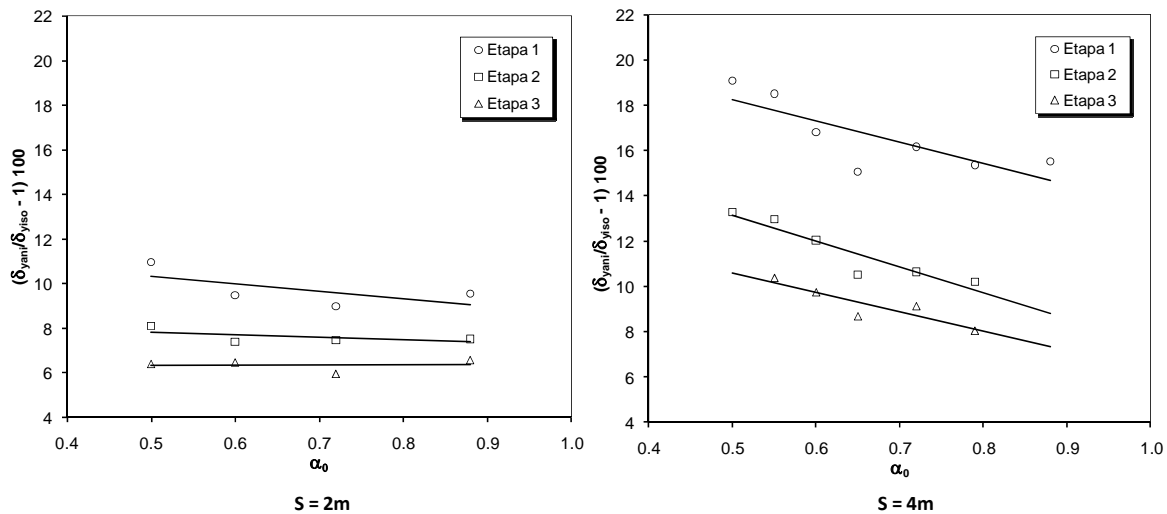


Figura 2.5.12 Variación del asentamiento para diferentes grados de anisotropía, para las tres etapas de consolidación y para separaciones entre pilotes de 2 y 4m

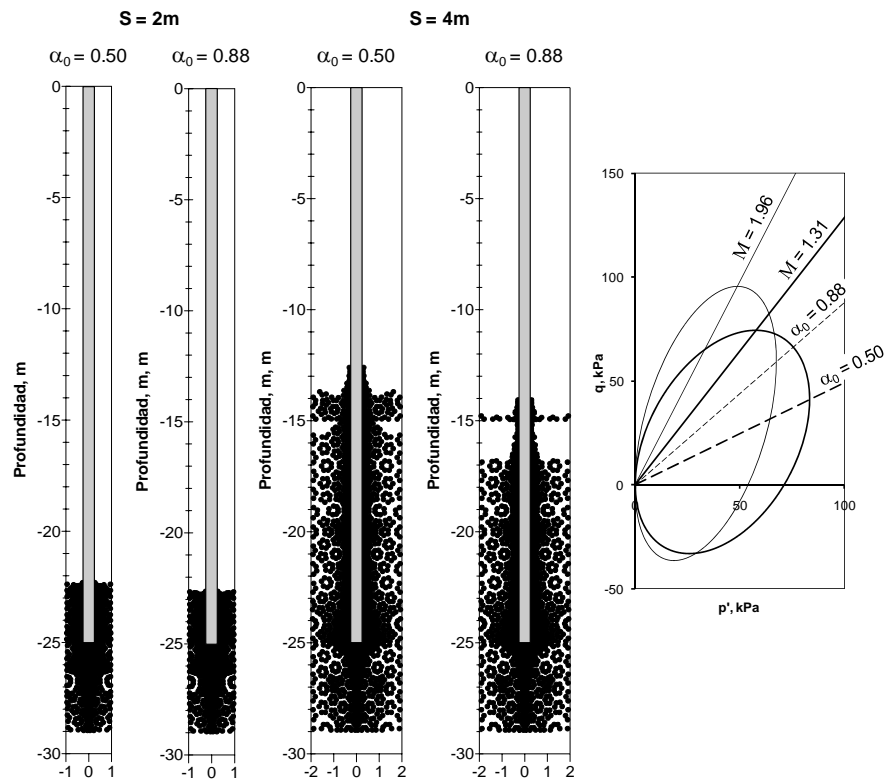


Figura 2.5.13 Puntos de fluencia obtenidos para separaciones entre pilotes de 2 y 4m y para valores extremos de α_0 de 0.50 a 0.88

Existen dos razones principales por las cuales los valores obtenidos de $\delta_{Yani} / \delta_{Yiso} - 1$ presentan una reducción importante al pasar de la Etapa 1 a la 3: la primera es que el número de puntos de fluencia disminuye debido a que el suelo se cuelga del fuste del pilote al reducirse las presiones intersticiales; la segunda es que el número de puntos de plastificación crece sustancialmente y, por tanto, la anisotropía pierde importancia.

Para mostrar mejor la interacción generada pilote-suelo, en la Figura 2.5.14, se presenta la variación de la carga axial desarrollada en el pilote (Q_{pilote}) con la profundidad, para separaciones de 1.5 y 4.0m, para las tres etapas de consolidación y para el modelo S-CLAY1.

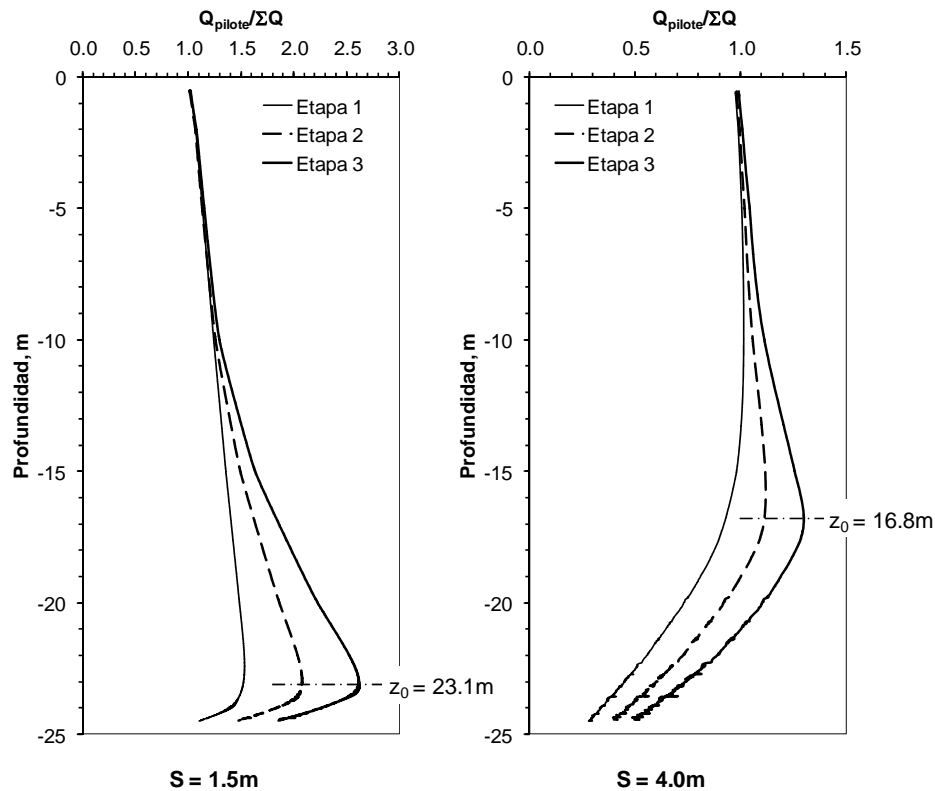


Figura 2.5.14 Carga axial en el pilote, para separaciones de 1.5 y 4.0m y para las tres etapas de consolidación

Para la separación de 1.5m y para la Etapa 1, puede observarse que la carga aplicada (ΣQ) se transmite de manera íntegra a la cabeza del pilote ($Q_{pilote} / \Sigma Q = 1$), y que, debido a su peso, Q_{pilote} crece paulatinamente con la profundidad hasta la cercanía de su punta, donde prevalecen condiciones límite. Para las Etapas 2 y 3, se desarrolla fricción negativa en la parte superior del fuste debido al abatimiento de las presiones intersticiales. El nivel neutro se localiza cerca de su punta y se mantiene sin variaciones en ambas etapas. La posición de dicho nivel es similar a la que se observa en un pilote de punta, lo que explicaría la emersión aparente que se obtuvo en la Etapa 3 del análisis, Figura 2.5.10.

Para la separación de 4m, se presenta un incremento sustancial de la fricción positiva y el nivel neutro se eleva hasta los 16.8m. Los resultados obtenidos confirman que la posición de z_0 depende más de la separación entre pilotes que de la magnitud del abatimiento de las presiones intersticiales.

En la Figura 2.5.15 se muestran las curvas de isovalores del incremento de los esfuerzos efectivos en el medio alrededor del pilote para las Etapas 2 y 3, y para separaciones de 1.5 y 4m. Puede observarse que, para todos los casos, los mayores valores del incremento de los esfuerzos verticales se presentan cerca de la punta del pilote y arriba de z_0 son prácticamente nulos.

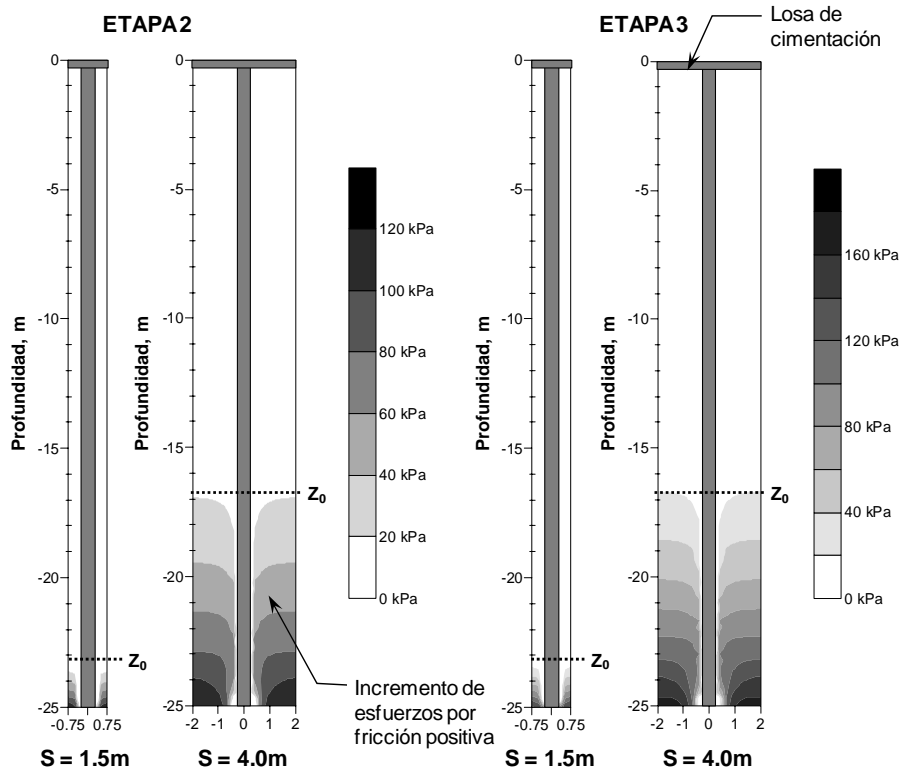


Figura 2.5.15 Incremento del esfuerzo efectivo vertical en el suelo, para las etapas de consolidación 2 y 3 y para separaciones entre pilotes de 1.5 y 4m

La comparación de los esfuerzos que se generan en el medio en presencia y ausencia de pilotes (dentro y fuera de la superficie reforzada, respectivamente) permite comprender el comportamiento de este tipo de cimentaciones. Para separaciones entre pilotes de 1.5 y 4m y para la Etapa 3 del análisis, en las Figuras 2.5.16.a y 2.5.17.a, se presentan los esfuerzos efectivos verticales desarrollados en el medio para una condición sin pilotes (σ'_{SP}) y con pilotes (σ'_{CP}), y en las Figuras 2.5.16.b y 2.5.17.b, el incremento de esfuerzos obtenido de $\sigma'_{CP} - \sigma'_{SP}$. La condición $\sigma'_{CP} - \sigma'_{SP} < 0$ representa una descarga del medio reforzado respecto al suelo circundante. Puede observarse que, arriba del z_0 el esfuerzo efectivo sin pilotes generado por el decremento de las presiones intersticiales (σ'_{SP}) se abate prácticamente por completo al incluir los pilotes (σ'_{CP}), es decir que, arriba de dicho nivel no se produce consolidación del medio ya que σ'_{CP} es prácticamente igual al esfuerzo efectivo inicial (σ'_0). Esto se debe a que el suelo, al colgarse del fuste, le transmite al pilote

prácticamente por completo el incremento de esfuerzo generado por el abatimiento piezométrico ($\sigma'_{SP} - \sigma'_0$). Debajo de z_0 , el suelo se consolida debido a $\sigma'_{CP} - \sigma'_0$, término en el que van incluidas las cargas debidas al abatimiento de las presiones intersticiales y al peso de la estructura.

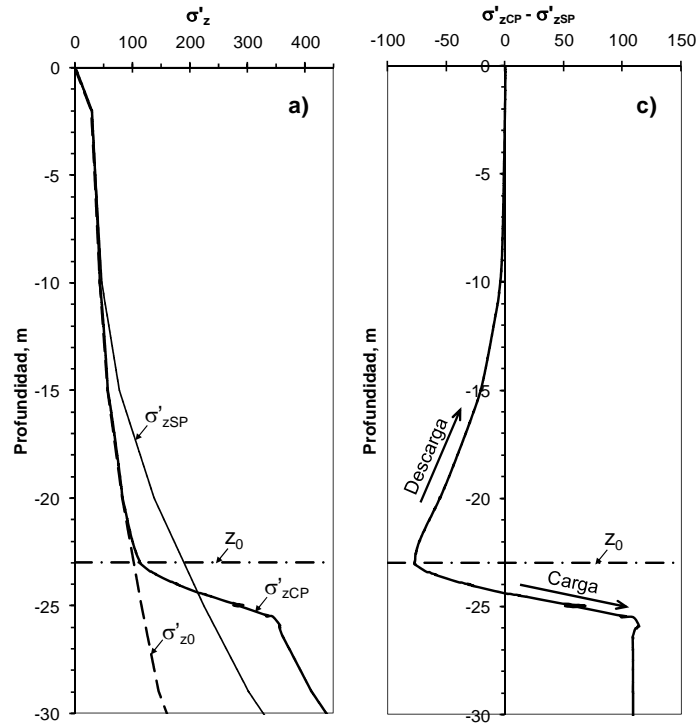


Figura 2.5.16 Esfuerzos efectivos en el medio para la condición sin y con pilotes (σ'_{zSP} y σ'_{zCP} , respectivamente), para separación entre pilotes de 1.5m y para la Etapa 3 del análisis

Se observa también que la descarga para la separación entre pilotes de 2m (Figura 2.5.16.b) es considerablemente mayor que para 4m (Figura 2.5.17.b), por lo que para la primera se obtiene una emersión aparente de la cimentación respecto al suelo circundante (Figura 2.5.10), mientras que para la segunda se obtiene un asentamiento.

2.5.3. Inclusiones rígidas

En la tesis de maestría del autor (Rodríguez 2001) se presenta un estudio paramétrico exhaustivo del comportamiento de distintos tipos de inclusiones, en un medio que también se consolida por una carga externa y por el abatimiento de las presiones intersticiales. En este trabajo, el análisis se enfoca a comparar su desempeño con el de los pilotes de fricción y estudiar con mayor detalle la posibilidad de penetración de la punta superior de la inclusión (cabeza) en el estrato de apoyo (capa de repartición) y la influencia de las propiedades de compresibilidad de este mismo estrato en el comportamiento general de un grupo supuesto infinito de inclusiones.

Se analiza un tipo de inclusión cuya punta superior se ubica en un estrato duro (Caso 2, Rodríguez 2001, Figura 2.5.18). Se considera que esta disposición es ideal para la Ciudad de México, ya que típicamente:

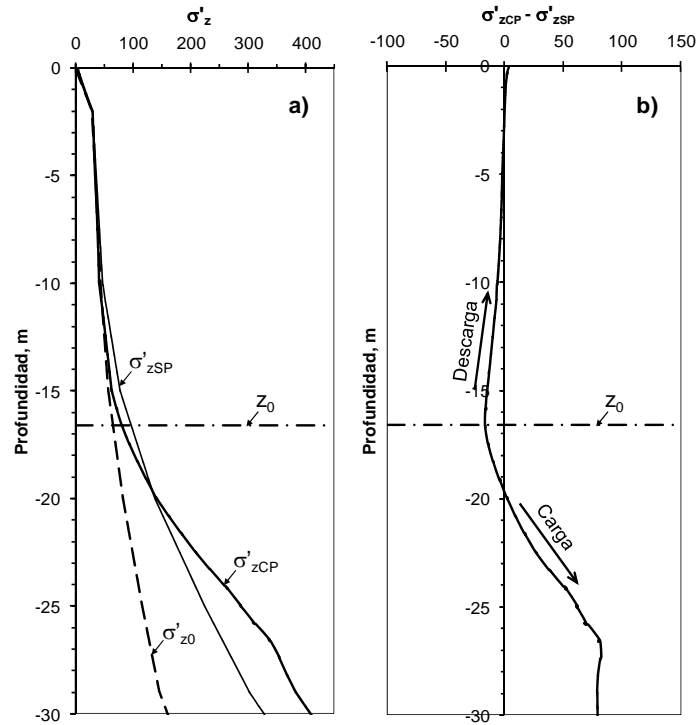


Figura 2.5.17 Esfuerzos efectivos en el medio para la condición sin y con pilotes (σ'_{zSP} y σ'_{zCP} , respectivamente), para separación entre pilotes de 4m y para la Etapa 3 del análisis

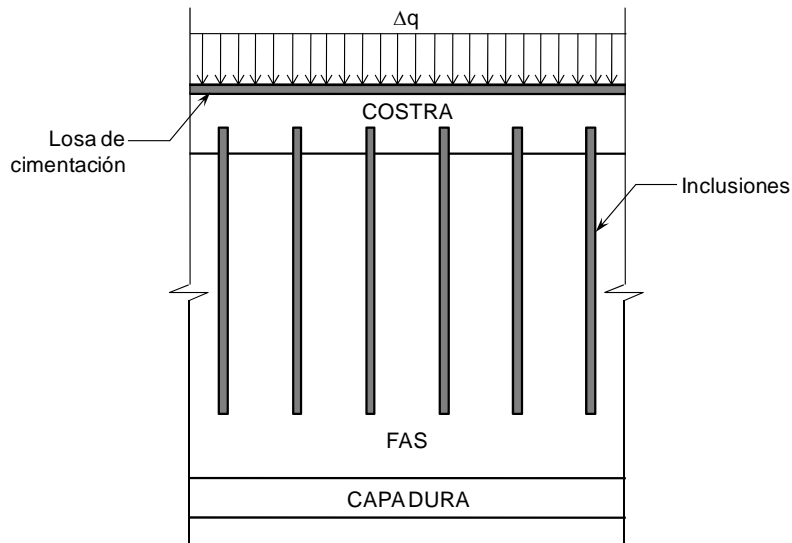


Figura 2.5.18 Esquema general de un grupo de inclusiones que recarga su punta superior en un estrato duro

- 1) superficialmente se encuentra un relleno o una costra de varios metros de espesor con una rigidez suficiente para poderse considerar como una capa de repartición, en donde puede recargarse la cabeza de la inclusión, con propiedades de resistencia y compresibilidad considerablemente mayores que las del estrato reforzado,

- 2) el estrato que se refuerza es el que subyace al relleno y/o costra y es el que presenta la mayor compresibilidad y la menor carga de pre-consolidación,
- 3) la resistencia al corte y la carga de pre-consolidación del estrato compresible se incrementan con la profundidad, por lo que la inclusión transmite su carga a un estrato con propiedades considerablemente mejores que las del suelo reforzado,
- 4) su comportamiento es similar al de un pilote de fricción y, por tanto, permite que la estructura siga en cierta medida el hundimiento regional.

La geometría de la inclusión analizada es similar a la del pilote empleado en el inciso anterior. También se considera de concreto, de sección circular de 0.5m de diámetro y sus puntas superior (cabeza) e inferior se encuentran a una profundidad de 2 y 25m, respectivamente. Se supone que el suelo excavado sobre la cabeza de la inclusión es sustituido por uno con propiedades similares a la de la costra seca.

Como primera parte del análisis, para las tres etapas de consolidación, se estimaron los asentamientos al variar la separación entre inclusiones y el módulo de compresibilidad de la costra (capa de repartición). Los resultados se compararon con lo obtenido anteriormente para los pilotes. El modelo constitutivo utilizado para la FAS fue el CCM.

En la gráfica de la Figura 2.5.19 se presenta la variación de la relación de asentamientos con la separación entre elementos, para la primera etapa de consolidación. Los módulos de compresibilidad de la capa de repartición se consideraron igual a E' , $E'/2$ y $E'/4$, donde el valor de E' se presenta en la Tabla 2.3.1.

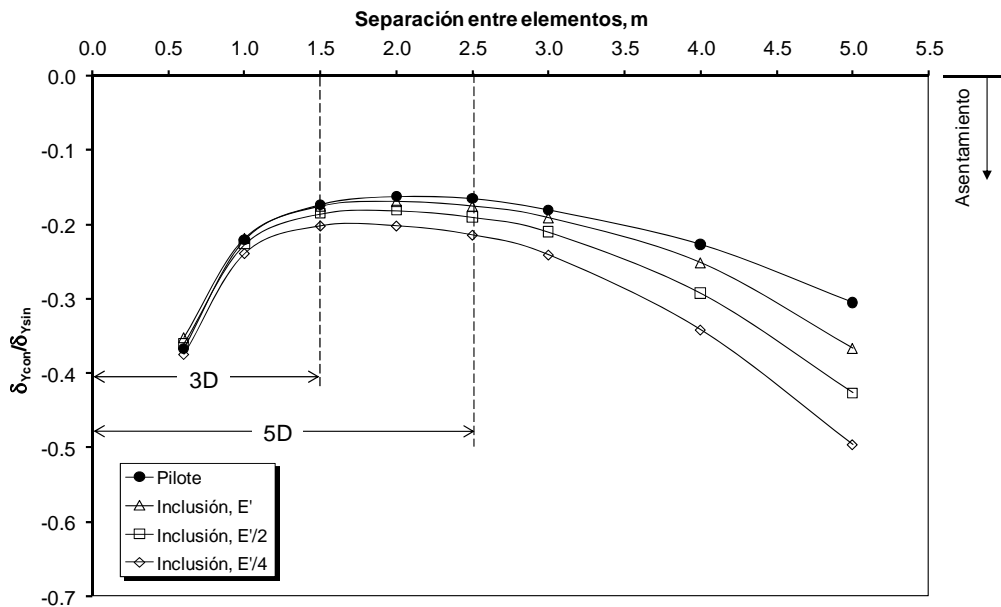


Figura 2.5.19 Variación de la relación de asentamientos con la separación entre elementos, para la primera etapa de consolidación

Cualitativamente, puede observarse que las inclusiones presentan el mismo comportamiento que los pilotes y su separación óptima, para esta etapa, también se encuentra entre $3D$ y $5D$.

Cuantitativamente, las inclusiones presentan mayores asentamientos que los pilotes al incrementar su separación, e inclusive, los desplazamientos verticales aumentan de manera importante al incrementarse la compresibilidad de la capa de repartición. El mismo comportamiento se observa para las Etapas 2 y 3 del análisis, Figura 2.5.20 y 2.5.21, respectivamente.

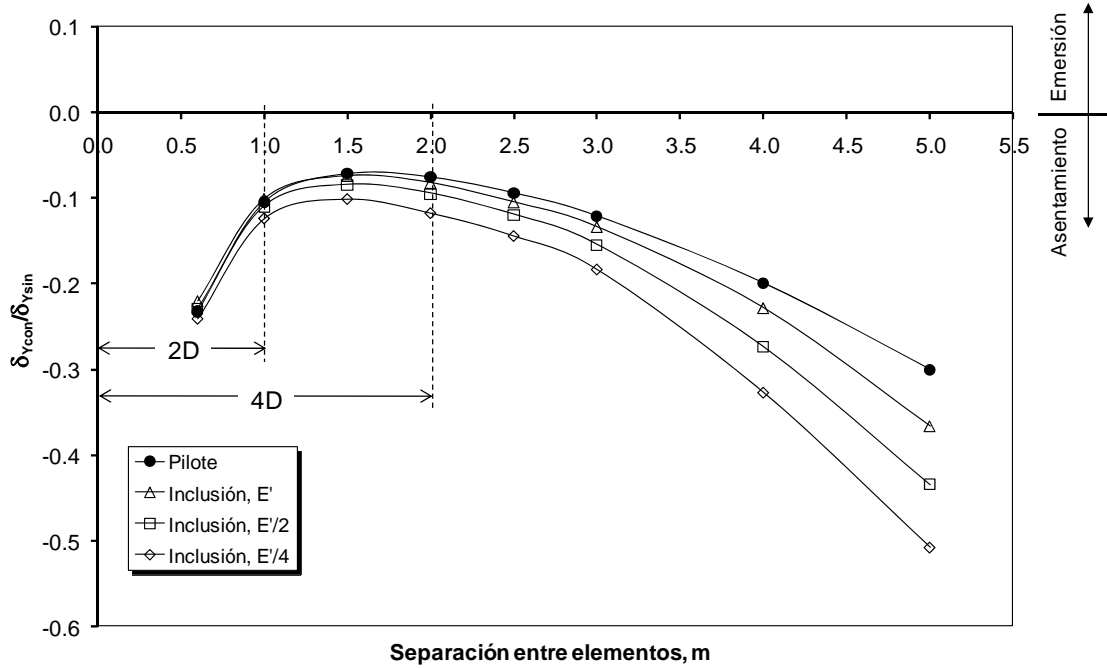


Figura 2.5.20 Variación de la relación de asentamientos con la separación entre elementos, para la segunda etapa de consolidación

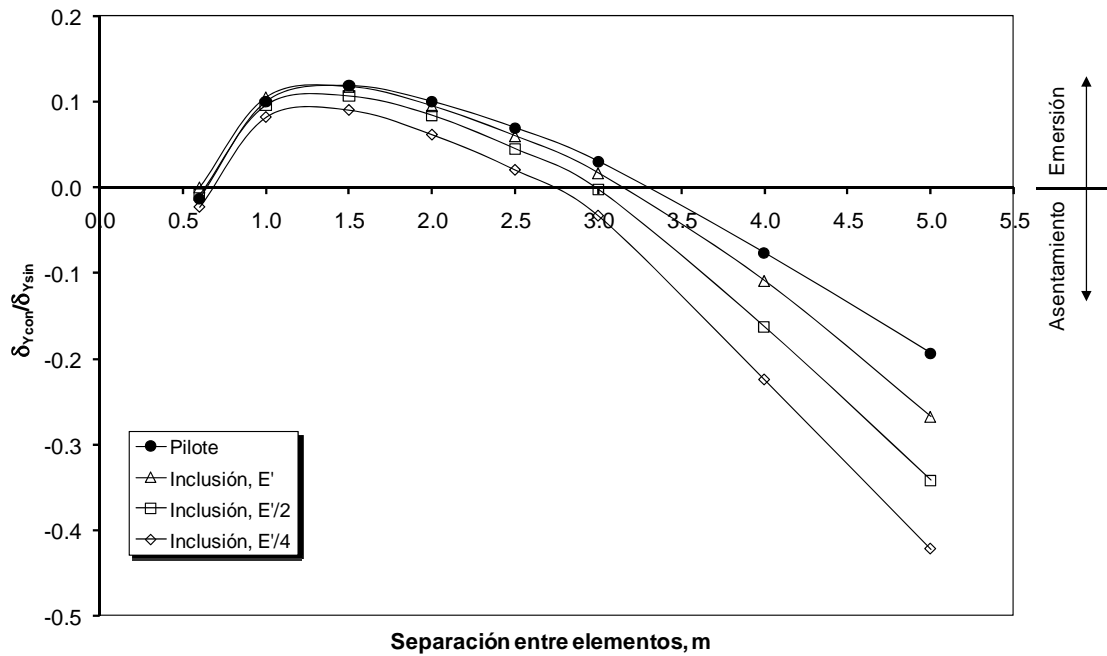


Figura 2.5.21 Variación de la relación de asentamientos con la separación entre elementos, para la tercera etapa de consolidación

La menor eficiencia que presentan las inclusiones respecto a los pilotes, se debe a que la carga externa en las primeras se transmite tanto por la cabeza, como por el fuste (fricción negativa) y, por tanto, para que estas trabajen, debe desarrollarse cierta deformación de la capa de repartición y del estrato reforzado. A medida que la separación entre inclusiones disminuye y la rigidez de la costra se incrementa, la carga tiende a transmitirse exclusivamente por la punta ya que la capa de repartición se comienza a comportar como una losa de cimentación. En la Figura 2.5.22, se presenta la variación de la carga axial desarrollada en la inclusión ($Q_{inclusion}$, normalizada respecto a la carga externa aplicada ΣQ) con la profundidad, para el modelo CCM, para separaciones de 2.0 y 4.0m y para las tres etapas de consolidación. Puede observarse que, para inclusiones cercanas (separación de 2m), la carga externa se transmite prácticamente en su totalidad ($Q_{inclusion}/\Sigma Q = 1$, para la Etapa 1) a través de la costra, tanto por la cabeza como por el fuste (fricción negativa); mientras que, para inclusiones alejadas (separación de 4m), la mayor parte de la carga se transmite a través del fuste. Al igual que los pilotes, la posición de z_0 depende más de la separación entre elementos que de la magnitud del abatimiento de las presiones intersticiales.

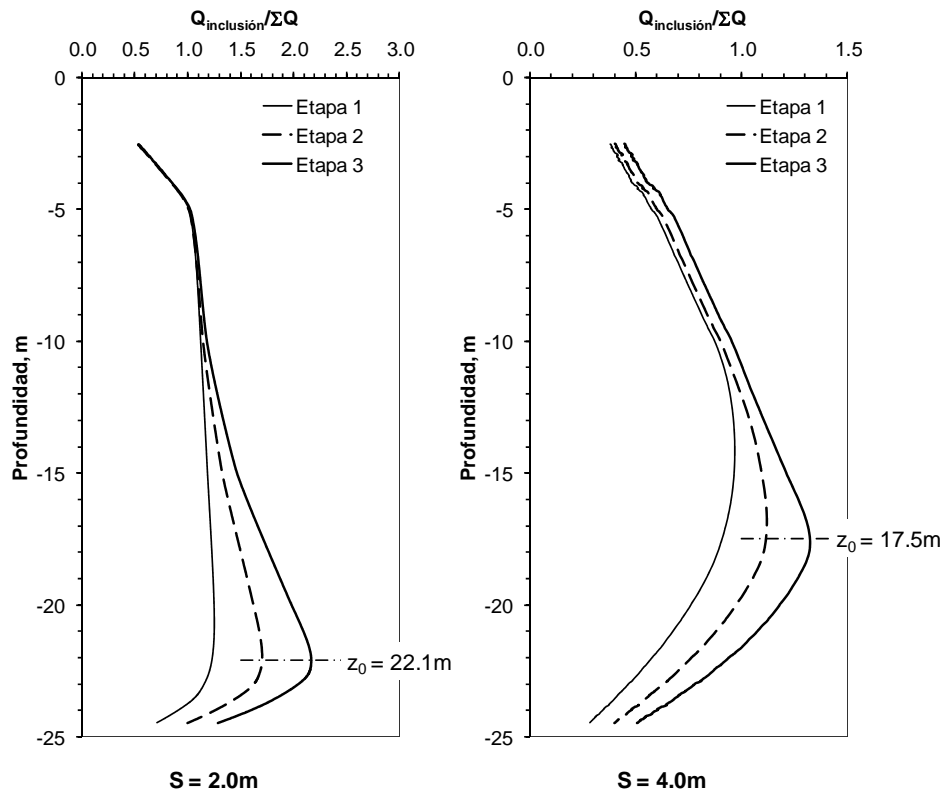


Figura 2.5.22 Carga axial en la inclusión, para separaciones de 2 y 4m y para las tres etapas de consolidación

En la Figura 2.5.23 se presentan las curvas de isovalores del incremento de esfuerzos efectivos vertical en el suelo alrededor del fuste de la inclusión, para separaciones entre elementos de 2 y 4m y para la primera y tercera etapas. En comparación con los resultados obtenidos para los pilotes (Figura 2.5.15), en las inclusiones se genera un incremento de esfuerzos importante en la parte

superior ocasionado por la carga transmitida por la capa de repartición. Dicha transmisión de carga se debe a que se desarrolla cierta penetración de la cabeza de la inclusión en la costra.

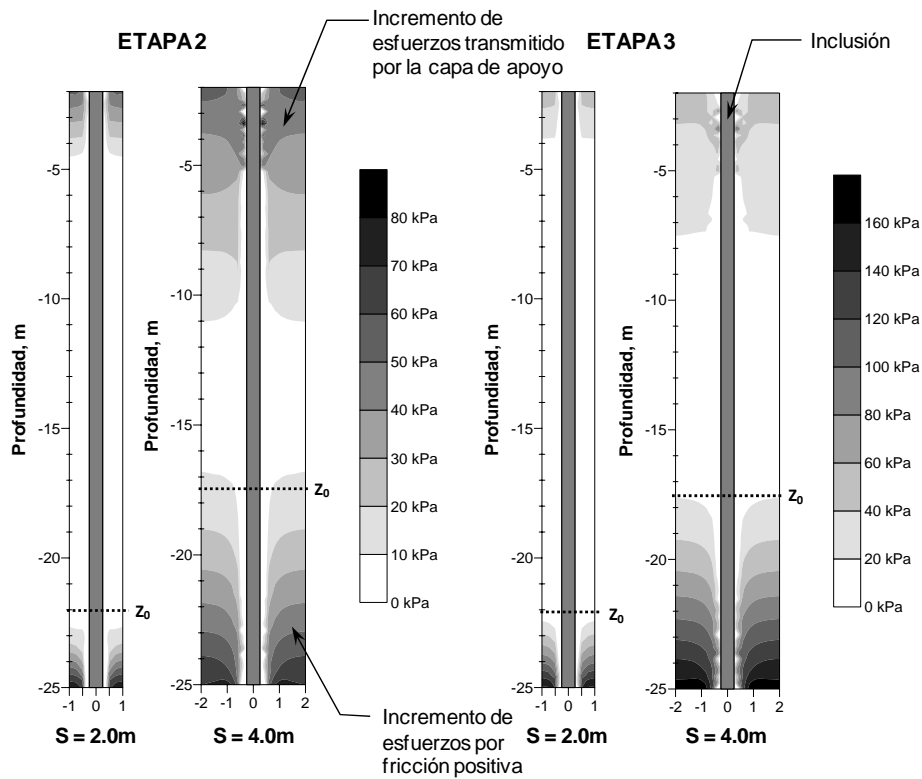


Figura 2.5.23 Incremento del esfuerzo efectivo vertical en el suelo, para las Etapas 1 y 3 y para separaciones entre inclusiones de 2 y 4m

En la Figura 2.5.24 se muestra el incremento de los esfuerzos efectivos verticales $\Delta\sigma'_v$ normalizado respecto a la carga externa Δq (75kPa) en la capa de repartición, para separaciones entre inclusiones de 2 y 4m y para las tres etapas del análisis. Para la separación de 2m, se observa que el bulbo de esfuerzos no pasa de la mitad del espesor de la capa de repartición y se mantiene prácticamente constante para las tres etapas. Sin embargo, para la separación de 4m, el bulbo de esfuerzos crece de manera importante, abarcando prácticamente todo el espesor de la capa e inclusive transmitiendo carga a la losa de cimentación. Puede observarse también que conforme avanza el proceso de consolidación, dicha carga crece de manera considerable.

Como se muestra en la Figura 2.5.25, el incremento en el bulbo de esfuerzos al avanzar las etapas de consolidación para la separación entre inclusiones de 4m, se debe al aumento de los puntos de plastificación en la capa de repartición, es decir, a la proximidad a la falla por punta de la cabeza del elemento.

En la gráfica de la Figura 2.5.26 se presenta la variación con la profundidad del incremento del esfuerzo efectivo normalizado, para distintas separaciones entre inclusiones. Puede observarse que, para separaciones de hasta 3m, no se transmite ninguna carga concentrada a la losa de cimentación ya que $\Delta\sigma'_v / \Delta q = 1$, mientras que para 4 y 5m se transmite una carga que va de 1.6 a 2.5 veces Δq , respectivamente. Es posible mencionar que, mientras la separación entre inclusiones se encuentre

cerca de la óptima, la cabeza estará lejos de la falla y, por tanto, el tamaño del bulbo de esfuerzos producido en la capa de repartición se mantendrá prácticamente constante, sin importar la magnitud de la consolidación inducida.

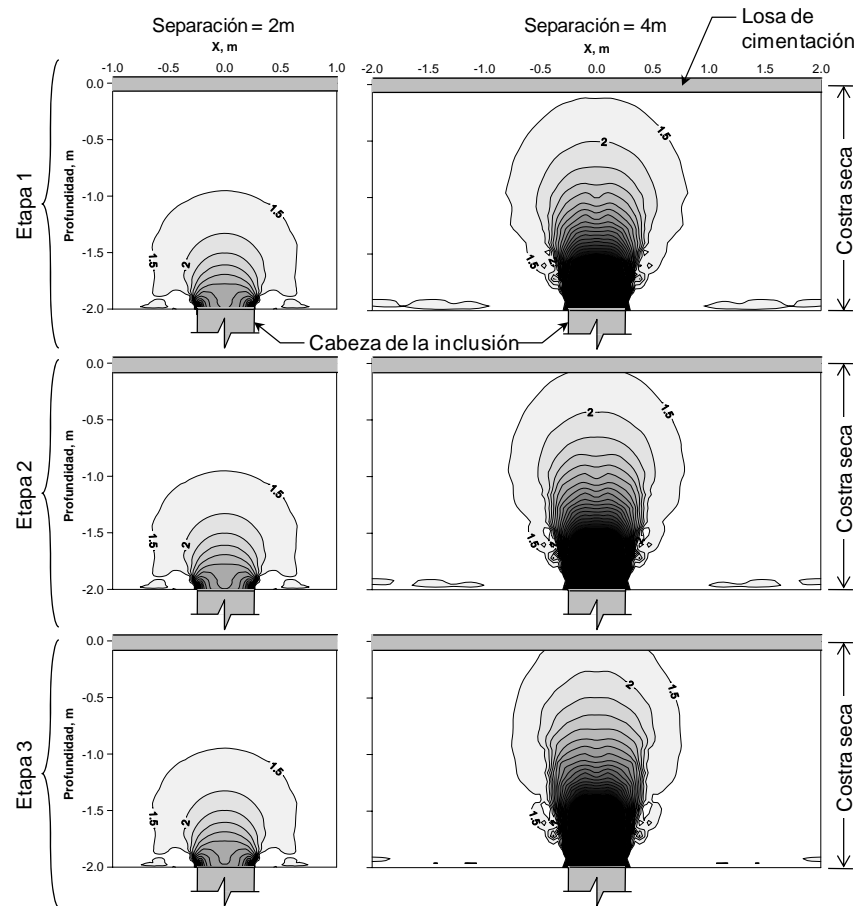


Figura 2.5.24 Curvas de isovalores del incremento del esfuerzo vertical efectivo normalizado ($\Delta\sigma'_v / \Delta q$), en la capa de repartición

La penetración excesiva de la cabeza de la inclusión en la capa de repartición es una condición no deseada ya que, como se ha observado, se pueden transmitir cargas concentradas importantes a la losa de cimentación que pueden generar, a su vez, deformaciones totales y diferenciales excesivas, e inclusive, su falla estructural.

Para la determinación del mecanismo de falla que pudiese generarse en la capa de repartición debido a la penetración excesiva de la cabeza de la inclusión, se simuló numéricamente una prueba de capacidad de carga, incrementando la carga externa Δq , hasta que se presentara dicho mecanismo. Para facilitar la penetración de la cabeza en dicha capa, se decidió restringir los desplazamientos verticales de la punta del elemento, es decir, se consideró que la punta de la inclusión se recargaba en un estrato infinitamente rígido.

La separación entre inclusiones se consideró de 4m y el espesor de la costra seca de 1 y 2m. En la Figura 2.5.27 se presentan las curvas de isovalores del incremento de las deformaciones angulares

en la costra seca en el momento de la falla. Es posible observar que, para ambos casos, se desarrolla una falla vertical por cortante que se extiende desde la cabeza de la inclusión hasta la superficie. Este tipo de falla se debe a una diferencia importante en los desplazamientos verticales que se desarrollan entre el suelo que se encuentra sobre la cabeza de la inclusión y el que lo rodea. Inclusive, esta condición se acentúa si, por razones del procedimiento constructivo, el material sobre la cabeza se substituye por uno de mayor rigidez y/o resistencia que el de la costra.

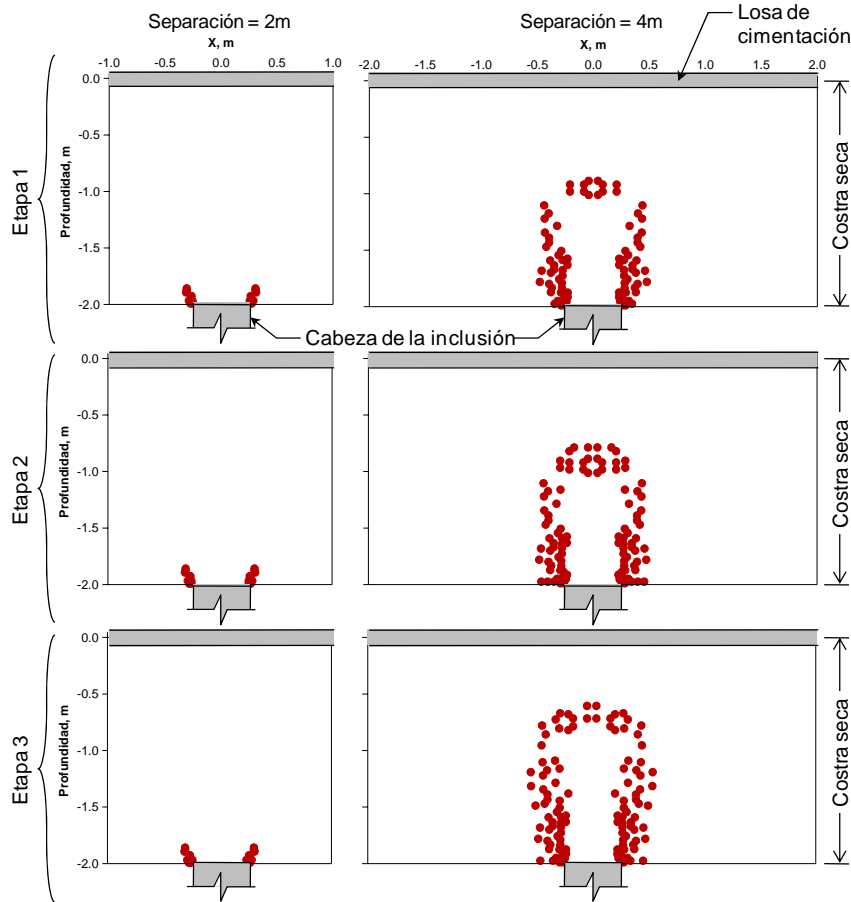


Figura 2.5.25 Puntos de plastificación en la capa de repartición

En base a los resultados obtenidos, en la Figura 2.5.28 se presenta un esquema con el mecanismo de falla propuesto para el cálculo de la capacidad de carga de la cabeza de una inclusión.

El esfuerzo efectivo horizontal puede calcularse como:

$$\sigma'_H = K_0 \sigma'_V \tag{2.5.3}$$

, substituyendo el coeficiente lateral K_0 por el propuesto por Mayne y Kulhaway (1982, ec. A2.11) y el esfuerzo efectivo vertical medio σ'_V , se tiene:

$$\sigma'_H = \left[(1 - \sin \phi') \cdot OCR^{\sin \phi'} \right] \cdot \left(\gamma \frac{h}{2} + \Delta q \right) \tag{2.5.4}$$

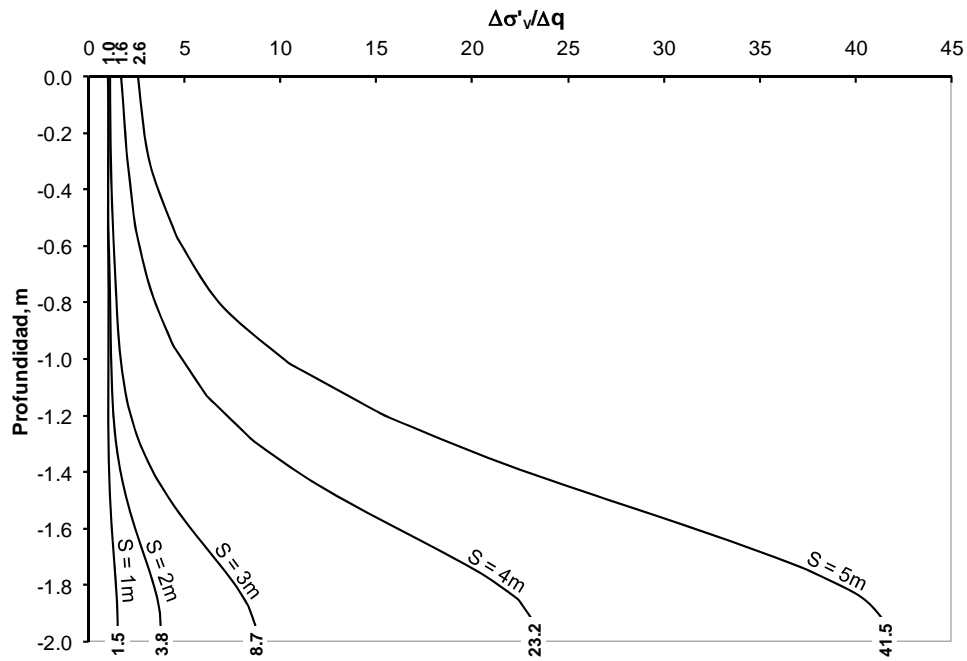


Figura 2.5.26 Variación con la profundidad del incremento del esfuerzo vertical efectivo normalizado ($\Delta\sigma'_v / \Delta q$), dentro de la capa de repartición, en el eje de la inclusión, para la tercera etapa de consolidación

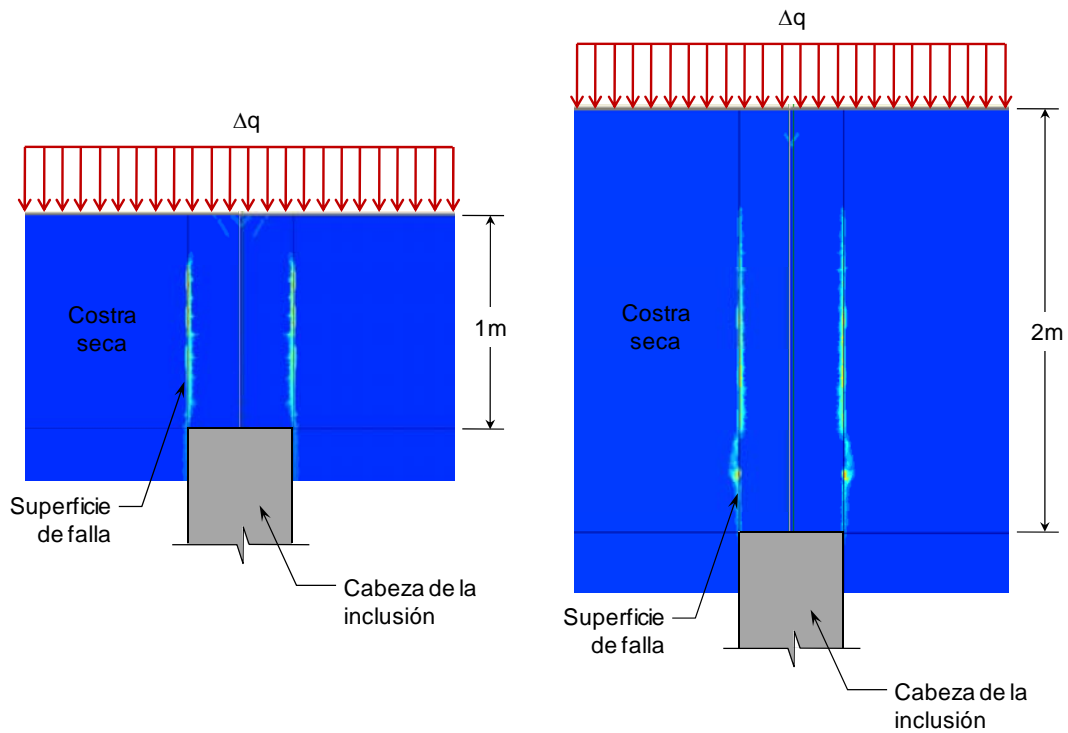


Figura 2.5.27 Superficie de falla desarrollada a lo largo de la capa de repartición al crecer la carga Δq

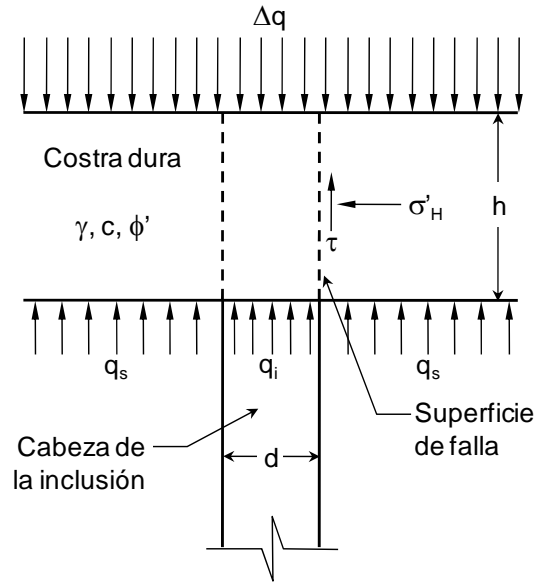


Figura 2.5.28 Mecanismo de falla supuesto por capacidad de carga de la cabeza de la inclusión

, el esfuerzo cortante medio en la superficie de falla, es:

$$\tau = c + \left[(1 - \sin \phi') \cdot OCR^{\sin \phi'} \right] \cdot \left(\gamma \frac{h}{2} + \Delta q \right) \cdot \tan \phi' \quad (2.5.5)$$

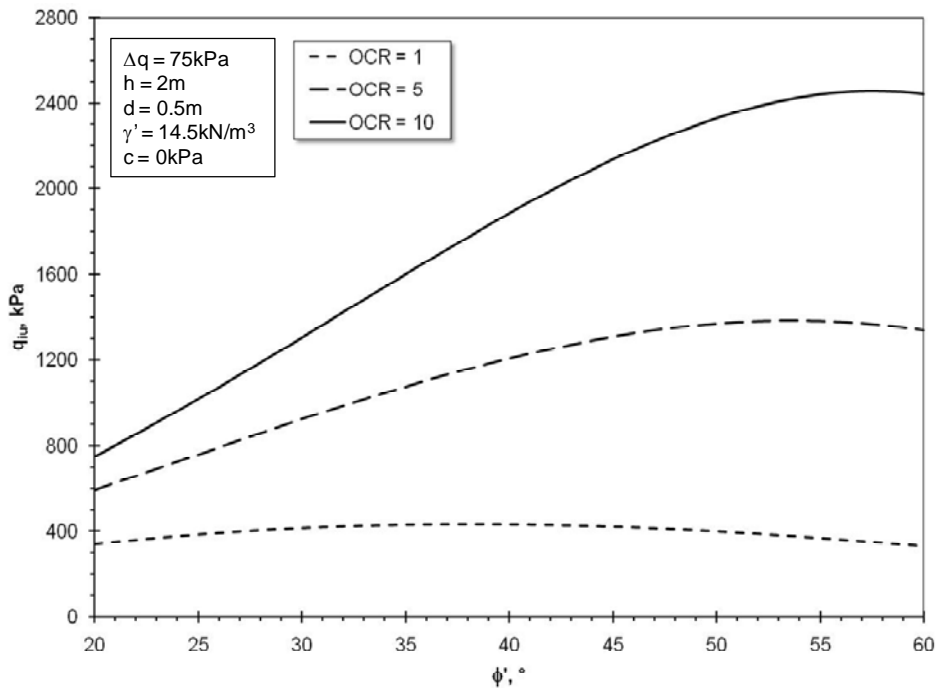
, por tanto, la carga última por punta de la cabeza de la inclusión, es:

$$q_{iu} = \frac{4h}{d} \left\{ c + \left[(1 - \sin \phi') \cdot OCR^{\sin \phi'} \right] \cdot \left(\gamma \frac{h}{2} + \Delta q \right) \cdot \tan \phi' \right\} \quad (2.5.6)$$

En la gráfica de la Figura 2.5.29 se presenta la variación de la capacidad de carga última con el ángulo de fricción ϕ' , estimada con la ec. 2.5.6, para valores de la relación de sobre-consolidación OCR de 1, 5 y 10.

De la tercera etapa del análisis, se obtuvo la carga generada en la cabeza de la inclusión (q_i) para las distintas separaciones entre elementos. Asimismo, mediante la ec. 2.5.6 se obtuvo la capacidad de carga última por punta de la costra dura, $q_{iu} = 2,379 \text{ kPa}$. En la Figura 2.5.30 se muestra la variación de q_i normalizada respecto a q_{iu} , con la separación entre inclusiones. Puede observarse que, para una separación del orden de los 3.2m y para una relación q_i / q_{iu} de 0.44, se comienza a presentar la plastificación de la costra debido a la penetración de la cabeza de la inclusión. La falla por capacidad de carga ($q_i / q_{iu} = 1$) se alcanza para una separación del orden de los 4.4m. Asimismo, se observa que, cuando se comienza a presentar la plastificación de la costra seca, disminuye considerablemente la carga transmitida al suelo reforzado (q_s) y, por tanto, se incrementa de manera importante la carga transmitida a la cabeza de la inclusión. Asimismo, el modelo no considera la resistencia de la losa de cimentación y, por tanto, esta únicamente se flexiona

transmitiendo la mayor parte de la carga al suelo sobre la cabeza del elemento. La inclusión seguirá registrando incremento en la carga transmitida por su cabeza, hasta que el suelo sobre la misma se plastifique por completo.



2.5.29 Variación de la capacidad de carga última por punta de la cabeza de la inclusión q_{iiu} con ϕ' , para distintos OCR

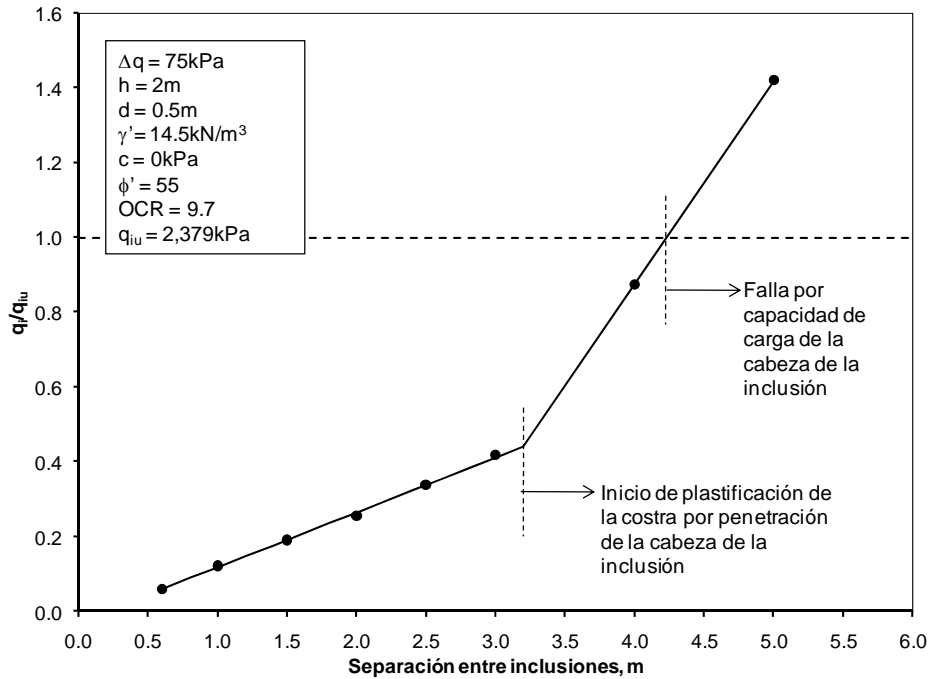


Figura 2.5.30 Variación de la carga desarrollada en la cabeza de la incisión q_i con la separación

2.5.4. Conclusiones

Se presenta un análisis paramétrico del comportamiento de una cimentación formada por un grupo supuesto infinito de pilotes o inclusiones, en un medio con características típicas de la zona lacustre de la Ciudad de México, sometido a consolidación debida tanto a la carga de la estructura como al abatimiento de las presiones intersticiales. Se hizo variar: la separación entre elementos, la magnitud del abatimiento piezométrico, el modelo constitutivo para la serie arcillosa superior y la anisotropía inicial del material.

Para la ejecución del modelo numérico, se tomó en cuenta el carácter axisimétrico del problema y se utilizó el concepto de la celda de influencia. Se establece una metodología para determinar de manera aproximada hasta cuando el problema puede considerarse como axisimétrico, sin que las condiciones de frontera influyan significativamente en los resultados. Para las condiciones estratigráficas aquí estudiadas se obtuvo que los resultados son aplicables a cimentaciones con largo y ancho superiores a los 40m.

Para los pilotes de fricción se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- a) Desde el punto de vista cualitativo, todos los modelos constitutivos empleados simulan el mismo comportamiento del pilote, para las tres etapas del análisis.
- b) Desde el punto de vista cuantitativo se apreciaron diferencias importantes entre modelos constitutivos, sobre todo con el MC, que es el que presentó los mayores asentamientos y menores emersiones. Se considera que este modelo es el que representa a la solución menos realista debido a que es necesario asignar un valor constante a los parámetros elásticos que definen la matriz de rigidez del problema, y es difícil asegurar que estos sean consistentes con el nivel y la trayectoria de esfuerzos que se generen.
- c) Para los modelos SS, CCM y S-CLAY1, a pesar de las diferencias importantes observadas en las trayectorias de esfuerzos obtenidas en el fuste y punta de los pilotes, que a su vez generan diferencias significativas entre el número de puntos de plastificación y fluencia en el medio, el comportamiento general pilote-suelo obtenido de los tres modelos es muy similar. Esto explica el porqué no fue necesario emplear elementos de interfaz entre pilote y suelo, ya que las diferencias entre los asentamientos obtenidos dependen mayormente de la compresibilidad del material que de su resistencia al corte.
- d) Debido a las diferencias entre las separaciones óptimas obtenidas para las Etapas 2 y 3 del análisis, se puede decir que, para efectuar un diseño óptimo de la cimentación, es importante realizar una buena predicción de las condiciones piezométricas futuras del sitio. Sin embargo, es difícil efectuar una estimación confiable de la distribución de poro futura, debido a cambios importantes en las condiciones hidrogeológicas de la región. Por tanto, cuando exista la posibilidad de que se presente un caso extremo de abatimiento piezométrico, se recomienda que el diseño se base en una solución intermedia, con el propósito de minimizar los inconvenientes tanto del asentamiento como el de la emersión aparente.

- e) El valor de la anisotropía inicial tiene influencia en los resultados para separaciones altas entre pilotes y para niveles de esfuerzos bajos, es decir, en aquellos casos en los que tiene mayor relevancia la forma de la superficie de fluencia que la posición del criterio de falla, como es el caso presentado para los 4m de separación de la Etapa 1 del análisis.
- f) Los resultados obtenidos confirman que la posición del nivel neutro depende en mayor medida de la separación entre pilotes que de la magnitud del abatimiento de las presiones intersticiales.
- g) Los análisis de interacción pilote-suelo, muestran que en presencia de pilotes de fricción en un medio que se consolida debido al abatimiento de las presiones intersticiales no pueden presentarse descargas en el suelo que conduzcan a esfuerzos efectivos menores que los iniciales y a un “desconfinamiento” del estrato de apoyo, contrariamente a lo propuesto por Zeevaert (1973, Inciso 1.2.5.1, Figura 1.2.18). Asimismo, los resultados obtenidos permiten proponer una simplificación al modelo en condiciones límite propuesto por Reséndiz y Auvinet (1973), tomando en cuenta que arriba del nivel neutro el incremento de los esfuerzos efectivos generado por el abatimiento de las presiones intersticiales es prácticamente nulo y, por tanto, la fricción negativa no puede ser mayor que el incremento aparente del peso sumergido de la masa de suelo que rodea al pilote por encima del nivel neutro.

Para las inclusiones se concluyó, que:

- a) Para todos los casos analizados se puede decir que, cualitativamente las inclusiones presentan el mismo comportamiento que los pilotes.
- b) Para todas las etapas del análisis, las inclusiones presentan mayores asentamientos que los pilotes al aumentar su separación, e inclusive, los desplazamientos verticales crecen de manera importante al aumentar la compresibilidad de la capa de repartición. La menor eficiencia que presentan las inclusiones respecto a los pilotes, se debe a que la carga externa en las primeras se transmite tanto por la cabeza, como por el fuste y, por tanto, para que estas trabajen, debe desarrollarse cierta deformación de la capa de repartición y del estrato reforzado. A medida que la separación entre inclusiones disminuye y la rigidez de la costra se incrementa, la carga tiende a transmitirse exclusivamente por la cabeza ya que la capa de repartición comienza a comportarse como una losa de cimentación.
- c) Al igual que los pilotes, la posición de nivel neutro depende más de la separación entre elementos que de la magnitud del abatimiento de las presiones intersticiales.
- d) Fue posible demostrar que, mientras la separación entre inclusiones se encuentre cerca de la óptima, la cabeza estará lejos de la falla y no se transmitirán cargas puntuales a la losa de cimentación. Asimismo, el tamaño del bulbo de esfuerzos producido en la capa de repartición se mantendrá prácticamente constante, sin importar la magnitud de la consolidación inducida.
- e) La penetración excesiva de la cabeza de la inclusión en la capa de repartición puede transmitir cargas concentradas importantes a la losa de cimentación que pueden generar, a su vez, deformaciones totales y diferenciales excesivas, e inclusive, su falla estructural.

- f) Se propone una ecuación para la estimación de la capacidad de carga última de la cabeza de la inclusión, que se basa en un mecanismo de falla por cortante y en dirección vertical, que se extiende desde la cabeza del elemento hasta la superficie.

Como se verá más adelante, las conclusiones aquí expuestas resultaron de gran utilidad para el desarrollo de la metodología para el análisis y diseño de pilotes de fricción e inclusiones, así como, para el desarrollo y calibración del modelo analítico propuesto.

2.6. MODELADO EN TRES DIMENSIONES (3D)

2.6.1. Planteamiento

Se presenta un análisis paramétrico del comportamiento de una cimentación piloteada empleando modelos tridimensionales (3D). Los objetivos de este análisis son: estudiar el comportamiento de los pilotes de borde y de esquina, verificar las hipótesis del modelo axisimétrico para el modelado de un grupo de pilotes supuesto infinito e interpretar algunos casos para poder calibrar el modelo analítico que se propone en el siguiente capítulo de este trabajo.

Se consideran dos técnicas para el análisis en 3D. La primera acepta una aproximación en la que se considera una franja de elementos supuesta infinita. En la segunda se modela de manera directa al grupo de pilotes. Para ambos casos, se consideran las condiciones generales descritas en el inciso 2.3 de este capítulo; asimismo, las etapas de análisis, el espesor de la losa de cimentación y la geometría de los pilotes son las mismas que las empleadas en el inciso anterior.

Todos los análisis se efectuaron en términos de esfuerzos efectivos considerando parámetros drenados (inciso 2.2.2). Para la simulación del comportamiento de las costras y la capa dura se empleó el modelo MC y para las arcillas el SS; sus propiedades se resumen en las Tablas 2.3.1 y 2.3.2, respectivamente. No fue posible utilizar el modelo S-CLAY1 ya que este genera problemas de convergencia importantes en el programa *Plaxis 3D Foundations*.

Las características particulares de cada modelo 3D y los resultados obtenidos se presentan a continuación.

2.6.2. Franja de pilotes supuesta infinita

El modelado numérico de una cimentación formada por una franja de pilotes o inclusiones de longitud lo suficientemente grande para que pueda considerarse como infinita, Figura 2.6.1, puede realizarse suponiendo un estado plano de deformaciones o analizando únicamente una franja o rebanada transversal del problema y utilizando un modelo en 3D. Para los elementos de la esquina, el problema deja de ser de una franja infinita, sin embargo, se considera que las condiciones de frontera pueden perder importancia para un grupo numeroso de elementos en dirección longitudinal.

Los análisis paramétricos que se presentan a continuación se realizaron para una separación entre pilotes de 2m, variando su número (ancho de la losa de cimentación) y para las tres etapas de consolidación. La malla de elementos finitos desarrollada se muestra en las Figuras 2.6.2 y 2.6.3. En la Figura 2.6.2 puede observarse que, debido a la separación considerada entre pilotes, el ancho de la malla es también de 2m. Se modela la mitad del problema debido a su simetría, es decir que, para el caso que se muestra en la figura, el ancho real de la losa de cimentación es de 80m y el número total de pilotes en la rebanada es de 40. Como se muestra en la Figura 2.6.3, los pilotes se consideraron circulares, con el propósito de poder comparar los resultados con los obtenidos con el modelo axisimétrico. El eje de simetría se encuentra del lado izquierdo de la malla, por tanto, los pilotes extremos izquierdo y derecho, representan el comportamiento de los pilotes central y de borde, respectivamente.

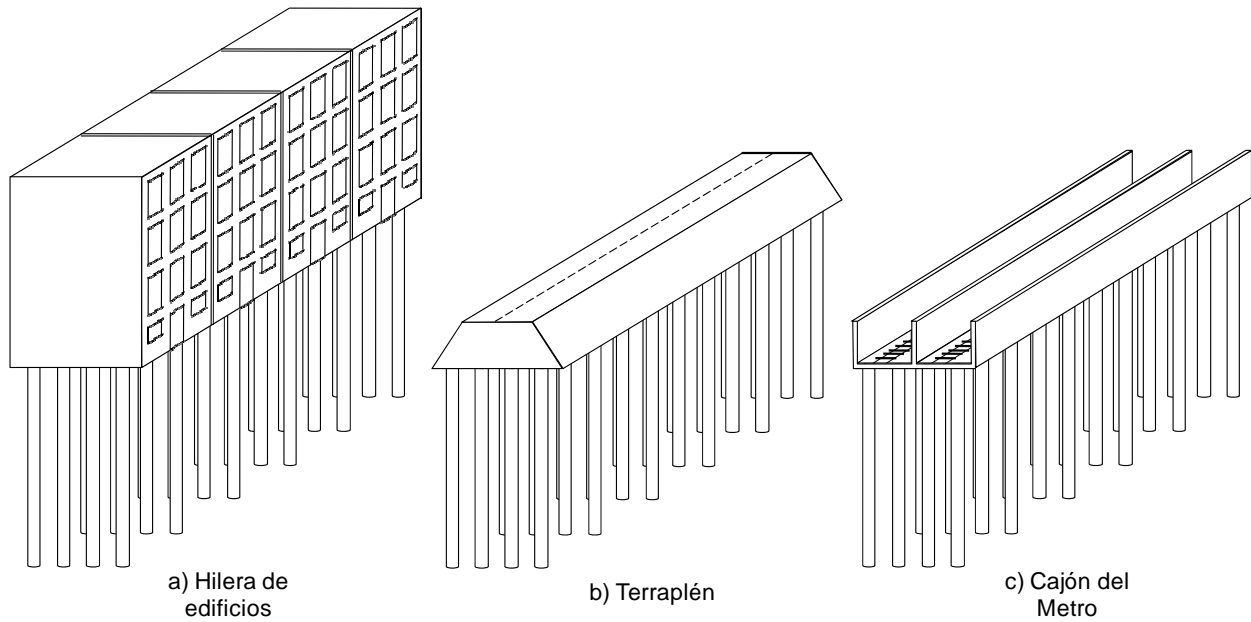


Figura 2.6.1 Algunos ejemplos en los que se puede considerar una franja de elementos de longitud supuesta infinita

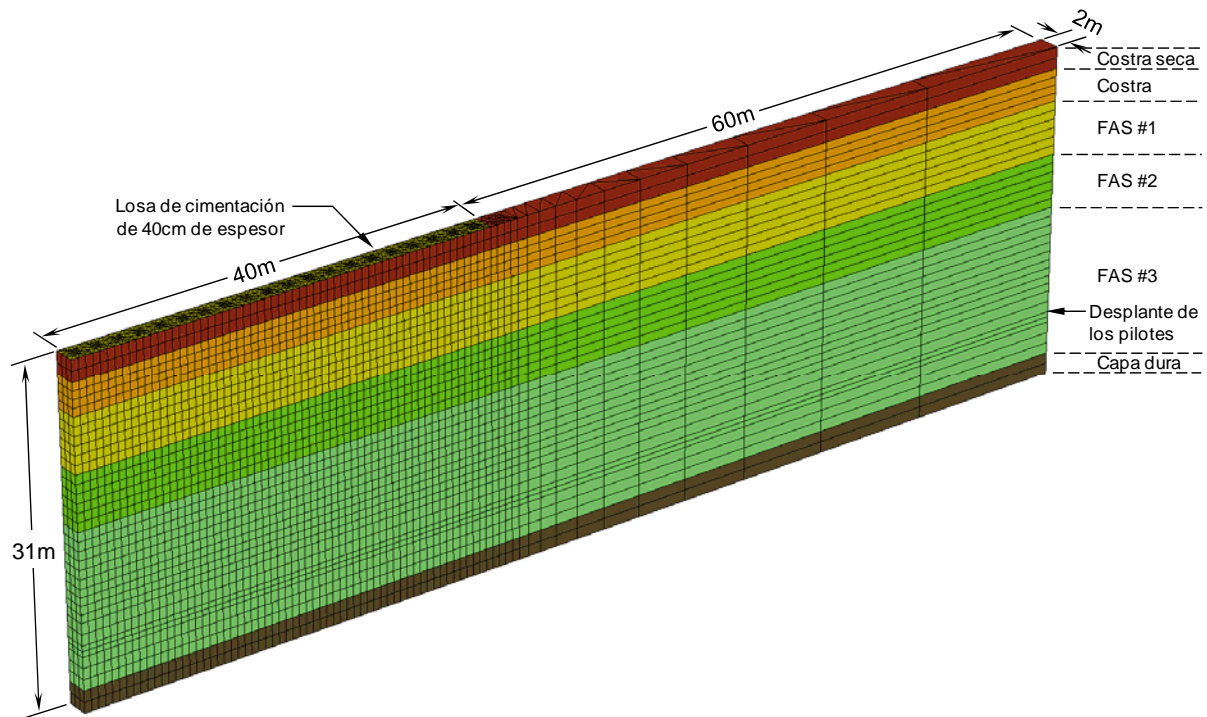


Figura 2.6.2 Vista general de la malla desarrollada para el caso de una franja infinita

Después de realizar un análisis de sensibilidad, se determinó que para poder obtener resultados suficientemente precisos, es aceptable utilizar elementos prismáticos triangulares de 15 nodos y efectuar un refinado de la malla a todo lo largo del fuste de los pilotes, alrededor de su punta y en el borde de la losa de cimentación. Se utilizaron elementos de interfaz únicamente en los pilotes de

borde. Para evitar influencia en los resultados, la frontera longitudinal se colocó a 60m del borde de la losa de cimentación, Figura 2.6.2. Las cuatro fronteras laterales se restringieron únicamente en dirección horizontal, mientras que la inferior se restringe en ambos sentidos. La losa de cimentación se simuló mediante elementos placa triangulares de seis nodos. Con la malla desarrollada, el tiempo de cálculo para cada caso analizado y para cada etapa de análisis fue del orden de 12 horas.

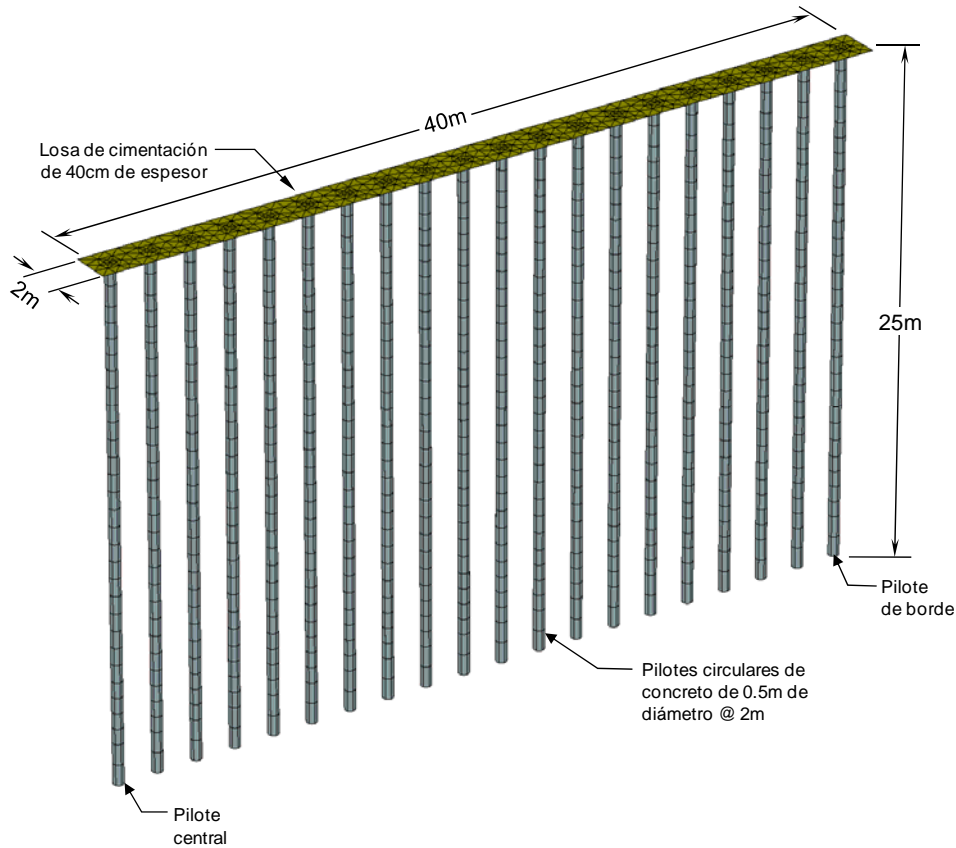


Figura 2.6.3 Detalle de la malla de los pilotes y de la losa de cimentación

En la primera parte del análisis se comparan los resultados obtenidos para una cimentación formada por una losa de cimentación de 80m de ancho (40 pilotes a cada 2m) y de longitud supuesta infinita, con lo calculado mediante el modelo axisimétrico (2D) para el caso de un grupo de pilotes supuesto infinito (inciso 2.5).

En la Figura 2.6.4 se presenta la relación de asentamientos obtenida en la superficie del modelo 3D (δ_{Y3D}) y su comparación con el 2D (δ_{Y2D}), para las tres etapas del análisis. Puede observarse, como era de esperarse, que en el centro de la cimentación ($X=0m$), ambos modelos presentan resultados muy similares. Al acercarse al borde ($X = 40m$) se aprecian algunas diferencias en los asentamientos, sobre todo para la Etapa 1. En dicha etapa, se observa la generación de mayor asentamiento en el centro que en el borde, debido principalmente a la flexibilidad de la losa de cimentación. Conforme se presentan las subsecuentes etapas de consolidación, el borde de la losa es arrastrado hacia abajo, disminuyendo de manera importante los desplazamientos diferenciales generados, inclusive, como se observa en la Etapa 3, el hundimiento diferencial en el borde puede llegar a cambiar de tendencia y ser mayor que en el centro.

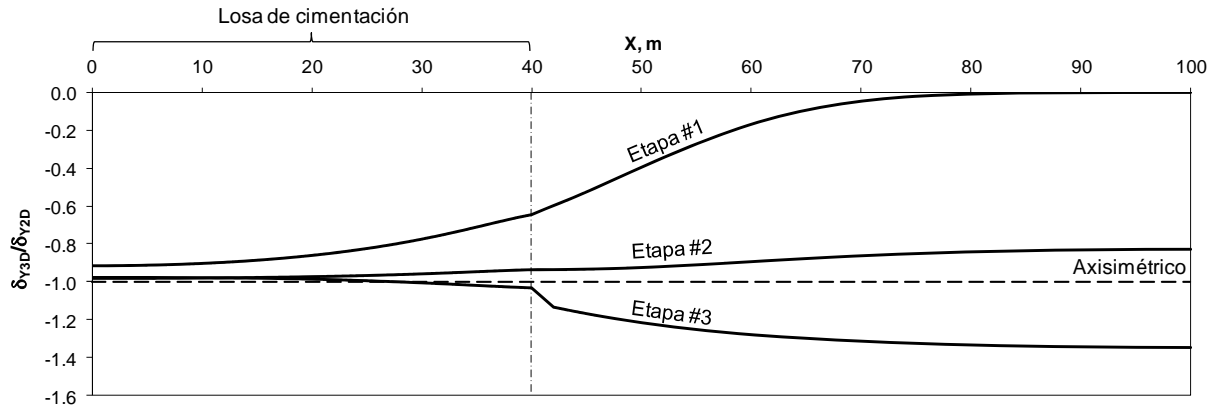


Figura 2.6.4 Relación de asentamientos obtenidos en la superficie del modelo 3D y su comparación con el 2D, para un ancho de cimentación de 80m (40 pilotes) y para las tres etapas del análisis

En la Figura 2.6.5 se muestran los perfiles de la carga axial desarrollada en los pilotes de centro y de borde y su comparación con el modelo 2D.

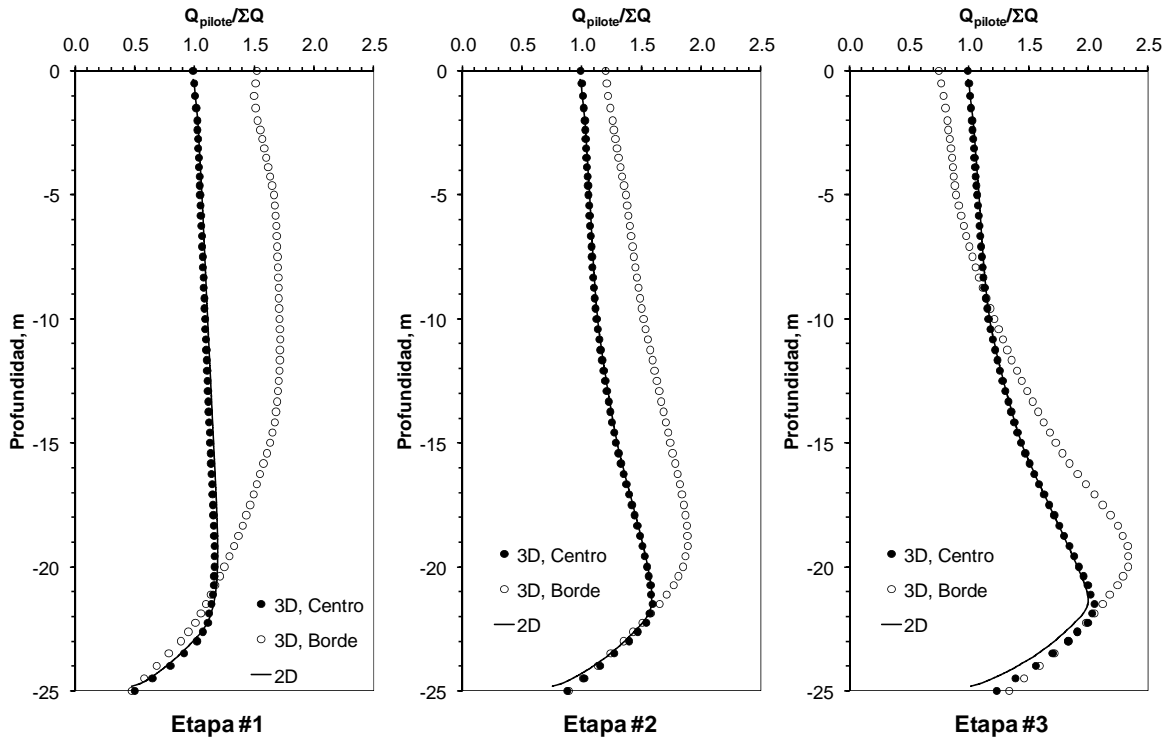


Figura 2.6.5 Carga axial en los pilotes de centro y borde y su comparación con el modelo 2D, para las tres etapas de análisis y para un ancho de cimentación de 80m (40 pilotes)

Se observa que la carga obtenida para ambos modelos y para el pilote de centro es prácticamente la misma. El pilote de borde presenta un comportamiento apreciablemente distinto al de centro y, por tanto, al modelo 2D. Para la Etapa 1, la cabeza del elemento de borde (Profundidad = 0) transmite 1.5 veces la carga aplicada (ΣQ), debido principalmente a la concentración de carga

en esta zona ocasionada por la rigidez de la losa de cimentación. Para la Etapa 2, la carga en la cabeza disminuye considerablemente (a 1.2 veces ΣQ), e inclusive para la Etapa 3 esta es de tan solo 0.75 veces ΣQ . Esto se debe a que el pilote de borde es arrastrado hacia abajo por el suelo circundante con mayor intensidad que los pilotes de centro, ocasionando que este jale consigo a la losa de cimentación, generando a su vez, un desplazamiento opuesto al inicial (mayor en el borde que en el centro, Figura 2.6.4, Etapa 3), y por tanto, que la losa libere la carga de la cabeza del pilote de borde y se la transmita a los centrales.

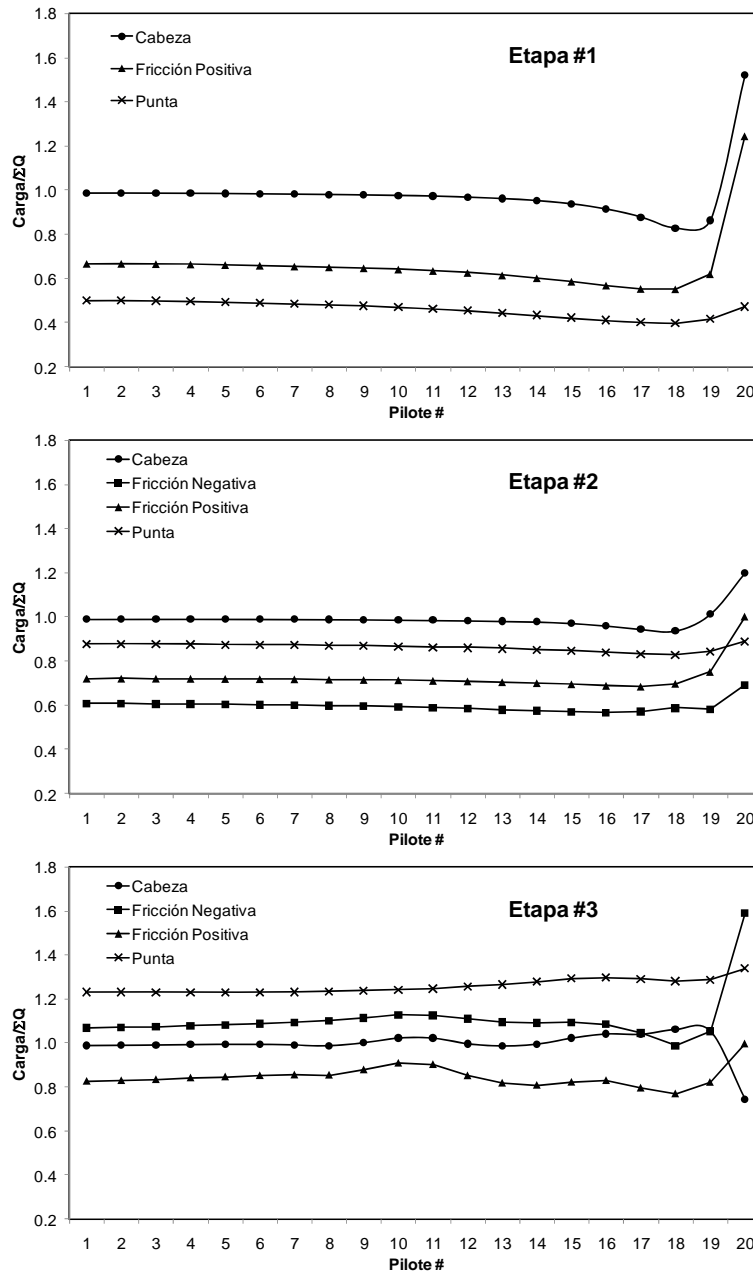


Figura 2.6.6 Cargas en la cabeza, por fricción negativa, por fricción positiva y en la punta, obtenidas para todos los pilotes y para las tres etapas de análisis

En la Figura 2.6.6 se aprecian las cargas obtenidas en la cabeza, por fricción negativa, positiva, y punta, para todos los pilotes de la sección y para las tres etapas del análisis. Para la Etapa 1, se observa una sobrecarga en el pilote de borde (pilote #20) que se equilibra con una descarga que se reparte gradualmente desde el pilote #13 hasta el #19. Para las Etapas 2 y 3 se presenta el comportamiento inverso, mientras disminuye la carga del pilote de borde esta crece de manera gradual en los vecinos.

Puede observarse que prácticamente, el pilote de borde es el único que desarrolla un comportamiento distinto a los demás. Esto se debe a que su área de influencia no está limitada en su lado derecho, por tanto, la magnitud de la fricción negativa que puede desarrollarse es considerablemente mayor que en los demás elementos, llegando a alcanzar valores de hasta 1.6 veces ΣQ . Inclusive, es prácticamente el único pilote en el que la profundidad del nivel neutro es inferior a 21.5m y varía en función de la magnitud del abatimiento piezométrico, Figura 2.6.7.

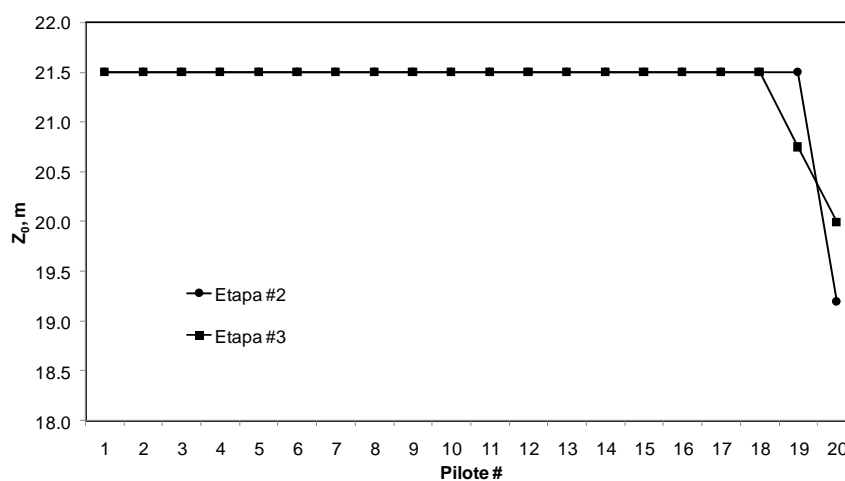


Figura 2.6.7 Profundidades del nivel neutro obtenidas para todos los pilotes y para las tres etapas de análisis

Es posible concluir que, a excepción del pilote de borde, los demás elementos presentan un comportamiento similar para las tres etapas de análisis. Para el caso analizado (losa de 80m de ancho), la rigidez de la losa de cimentación y la magnitud del abatimiento de las presiones intersticiales parecen tener una influencia relevante exclusivamente en el comportamiento del pilote de borde y no en el de la cimentación en su conjunto, por lo que es posible comparar los resultados obtenidos en el centro de la cimentación con los del modelo 2D.

Lo anterior se confirma si se observan las curvas de isovalores del incremento de los esfuerzos efectivos en el medio obtenido para las Etapas 2 y 3, Figura 2.6.8. Se aprecia que la variación con la profundidad del incremento de esfuerzos es prácticamente la misma para todo el ancho de la cimentación, presentando una disminución importante en la zona del pilote de borde. Al igual que en el inciso anterior (Figura 2.5.15), arriba del nivel neutro ($z_0 = 21.5\text{m}$) el incremento de esfuerzos es prácticamente nulo.

Es importante señalar que la similitud en los resultados obtenidos con ambos modelos se debe también a que en el modelo 3D los pilotes restringen el desarrollo de desplazamientos horizontales

que podrían generarse en el medio debido a la carga externa aplicada en la losa de cimentación, como se muestra en la Figura 2.6.9.

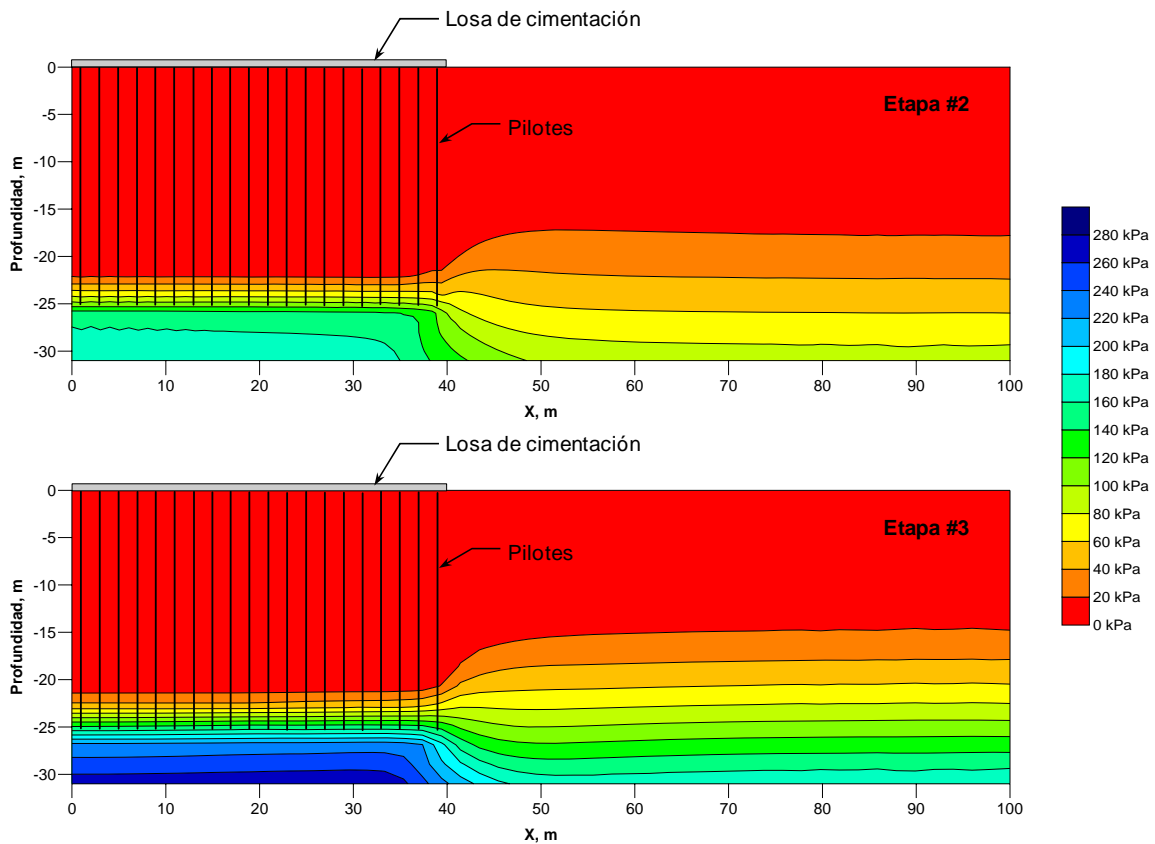


Figura 2.6.8 Curvas de isovalores del incremento de los esfuerzos efectivos en el medio para las Etapas 2 y 3

Para la segunda parte del análisis el ancho de la cimentación se disminuyó hasta los 16m (8 pilotes a cada 2m). En la Figura 2.6.10 se presenta la relación de asentamientos obtenida en la superficie del modelo 3D (δ_{Y3D}) y su comparación con el 2D (δ_{Y2D}), para las tres etapas del análisis. Para la Etapa 1 se observa que no existe ninguna relación en la magnitud de los asentamientos obtenidos entre los modelos 3D y 2D. Aparentemente, para las Etapas 2 y 3 los resultados del modelo 3D se aproximan al axisimétrico.

En los perfiles de carga axial se observa algo similar, Figura 2.6.11. A pesar de que para la Etapa 1 se presentan diferencias importantes entre ambos modelos, para las etapas subsecuentes existe una aparente similitud. Esto se debe realmente a que las cargas por fricción negativa desarrolladas en el modelo 3D son considerablemente mayores que las del 2D, lo que va compensando las diferencias observadas en la Etapa 1. Lo anterior puede observarse de manera más clara, si en lugar de comparar las cargas axiales desarrolladas en el pilote (Q_{pilote}), se comparan los incrementos de carga generados únicamente por el abatimiento de las presiones intersticiales (ΔQ_{pilote}), obtenidos de restarle a las cargas de las Etapas 2 y 3 las de la Etapa 1, como se muestra en la Figura 2.6.12. Puede observarse que no existe ninguna similitud en las magnitudes de las cargas obtenidas entre ambos modelos, por lo que se comprueba que para un número relativamente

pequeño de pilotes el modelo axisimétrico ya no es aplicable debido a la influencia de los pilotes de borde en el comportamiento general de la cimentación.

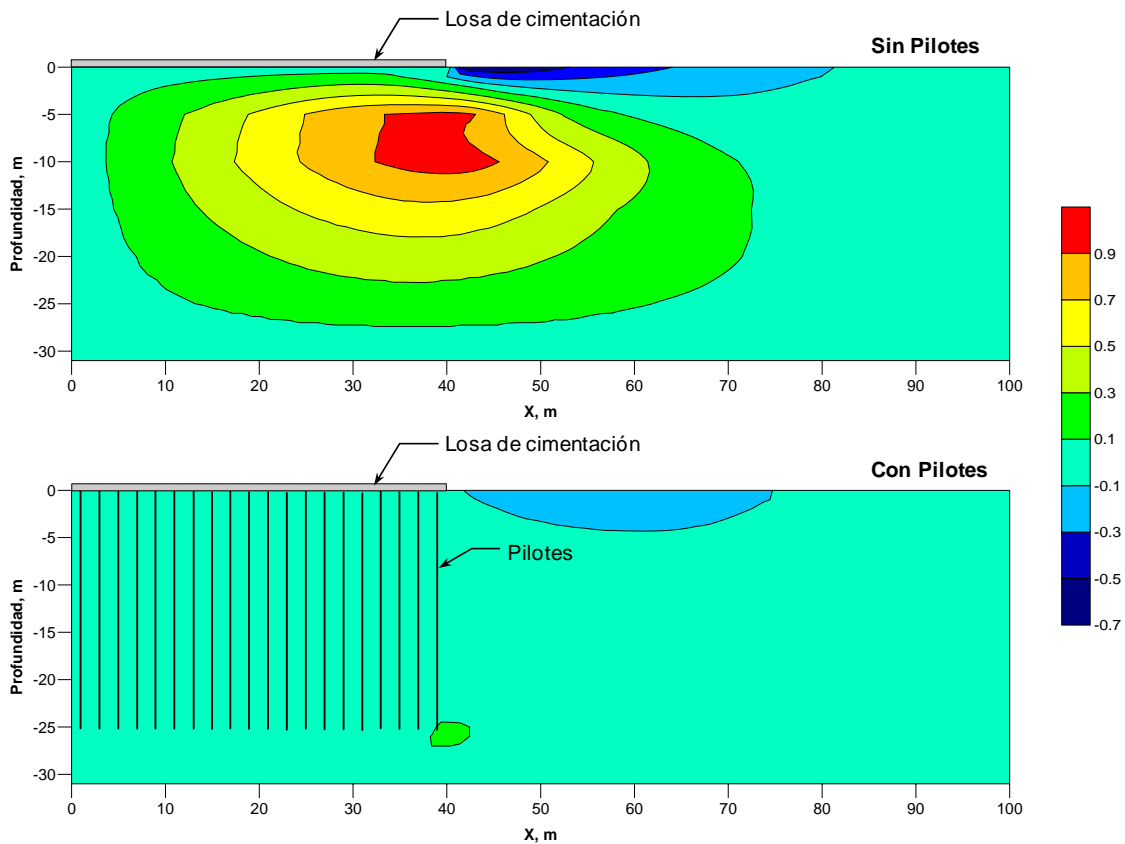


Figura 2.6.9 Relación de desplazamientos horizontales ($\delta_{xcon}^{máx.} / \delta_x$) obtenidos para el modelo 3D para la primera etapa del análisis, sin y con pilotes

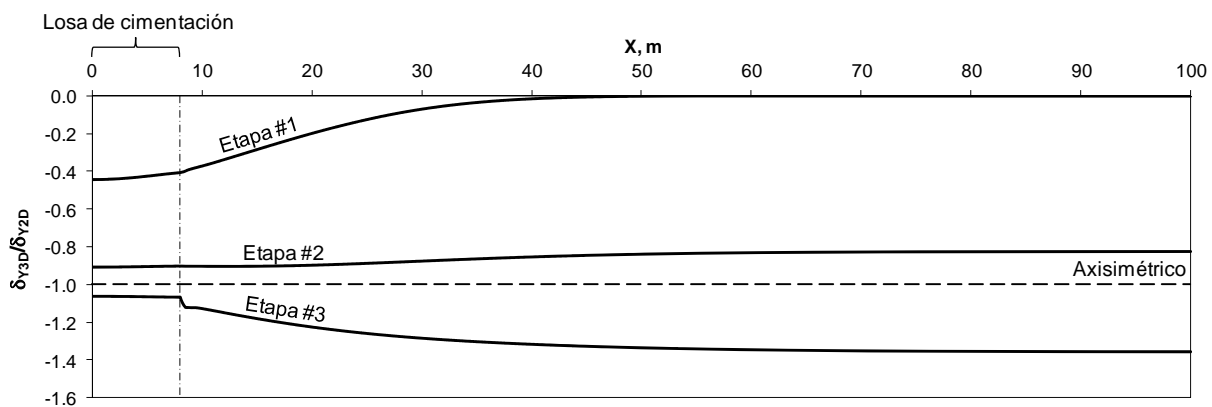


Figura 2.6.10 Relación de asentamientos obtenidos en la superficie del modelo 3D y su comparación con el 2D, para un ancho de cimentación de 16m (8 pilotes) y para las tres etapas del análisis

Otro resultado importante que puede observarse en los perfiles de la Figura 2.6.11, es que, para las tres etapas del análisis, las magnitudes de las cargas generadas en el pilote de borde son muy parecidas a las obtenidas para el caso en el que se consideró un ancho de cimentación de 80m

(Figura 2.6.5). Esto indica que el comportamiento del pilote de borde es independiente del ancho de la cimentación, siempre y cuando la separación entre elementos sea la misma. Contrariamente, para los pilotes centrales, a medida que se reduce el ancho de la cimentación su comportamiento se ve mayormente influenciado por el de borde.

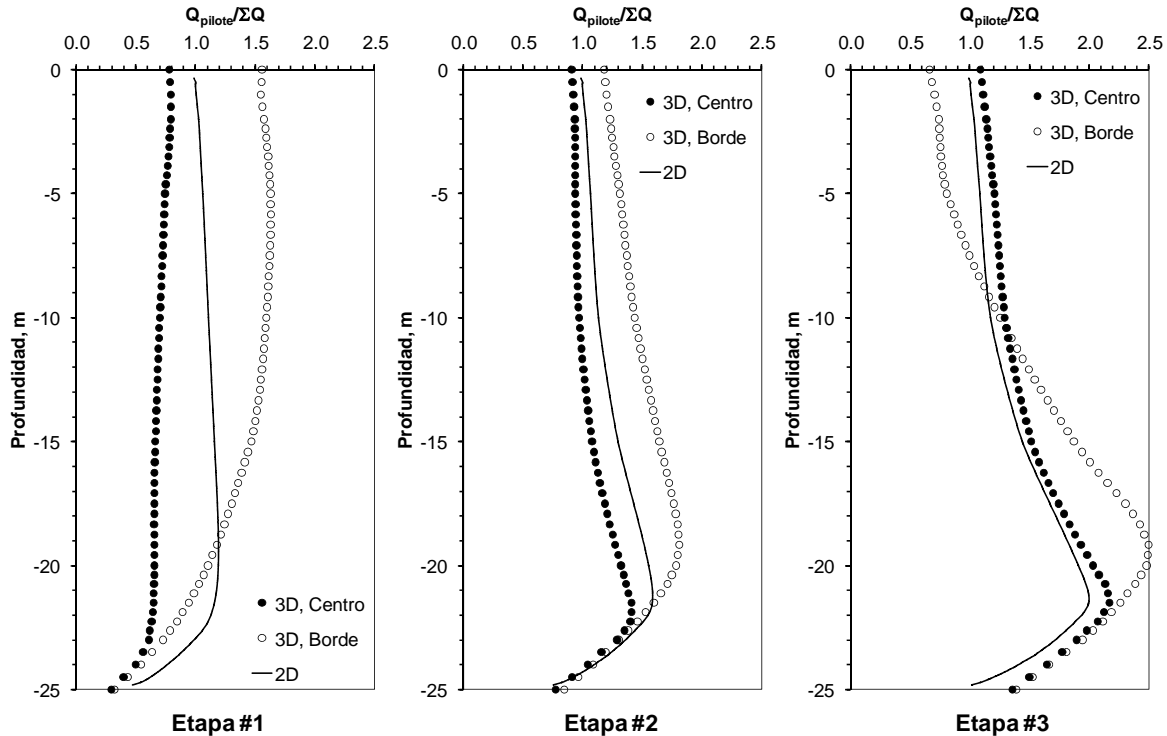


Figura 2.6.11 Carga axial en los pilotes de centro y borde y su comparación con el modelo 2D, para las tres etapas de análisis y para un ancho de cimentación de 16m

Finalmente, en la gráfica de la Figura 2.6.13 se presenta la variación de la relación de asentamientos en el centro de la cimentación al variar el ancho B de la losa (pilotes a cada 2m). Para la Etapa 1 puede observarse que, conforme B disminuye, los asentamientos también lo hacen; esto se debe a la reducción del bulbo de esfuerzos generado por la sobrecarga (Figura 2.5.1) y a que la rigidez de los estratos superficiales y de la losa de cimentación tienen mayor influencia para valores relativamente pequeños de B .

Contrariamente, para las Etapas 2 y 3 se observa que el incremento de asentamientos ($\Delta\delta$, Etapas 2 y 3 menos Etapa 1) aumenta conforme disminuye B . Como se mencionó anteriormente, esto se debe a que, al reducirse el valor de B , el abatimiento piezométrico comienza a tener mayor influencia en los pilotes centrales y, por tanto, en el comportamiento general de la cimentación. Con base en estos resultados puede decirse que la solución axisimétrica es aplicable para valores de B superiores a los 40m, como fue determinado inicialmente empleando la Figura 2.5.2.

Los resultados aquí obtenidos, nos permiten comprender de manera más clara el comportamiento, tanto general de la cimentación, como el de los pilotes de centro y de borde. Asimismo, se obtienen conclusiones importantes que pueden ser aplicadas directamente al diseño de este tipo de cimentaciones. Dichos resultados se utilizan más adelante (Capítulo 3) para calibrar el modelo analítico propuesto.

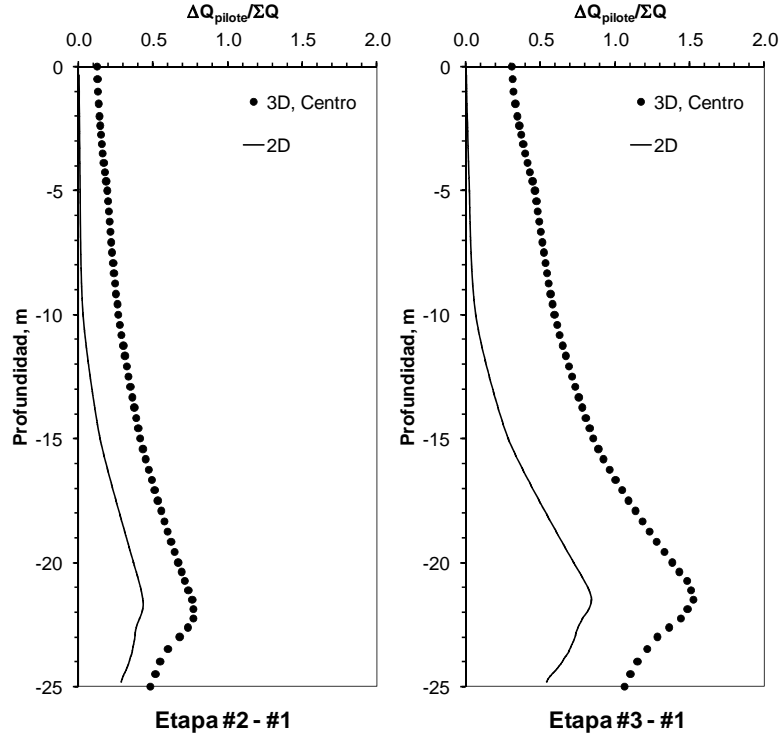


Figura 2.6.12 Incremento de la carga axial en el pilote de centro y su comparación con el modelo 2D, para las Etapas 2 y 3 y para un ancho de cimentación de 16m

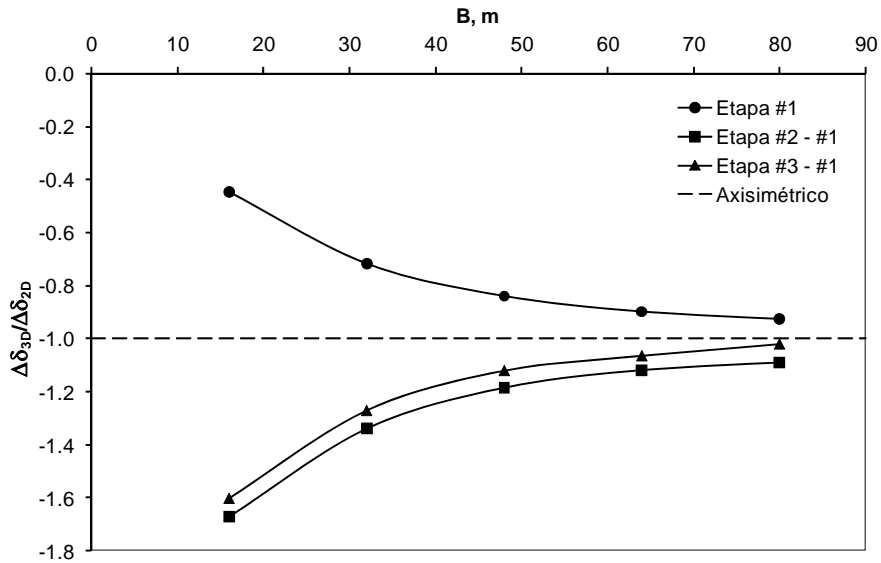


Figura 2.6.13 Variación de la relación de asentamientos con el ancho B de la losa de cimentación (pilotes @ 2m)

2.6.3. Grupos de pilotes

Una de las pocas herramientas que existe para efectuar un análisis realmente tridimensional (3D) de la interacción entre una cimentación formada por un grupo de pilotes y el suelo, es el

modelado numérico empleando el MEF 3D. Este tipo de modelo permite realizar el análisis y diseño de cimentaciones en las que los pilotes de borde y de esquina tienen una influencia importante en su comportamiento general.

Los principales inconvenientes para el desarrollo de un modelo 3D para la simulación de un grupo de pilotes, son que se requiere de una computadora con capacidad importante y que el tiempo de cálculo en ocasiones puede resultar impráctico. Debido a esto, el número de pilotes que pueden modelarse es limitado, ya que de ser excesivo, el refinamiento de la malla será bajo y los resultados arrojados por el modelo serán poco confiables. Debido al tiempo requerido para la elaboración de las mallas y para la ejecución de los análisis, no es posible el desarrollo de estudios paramétricos muy elaborados.

El objetivo de este inciso es el de desarrollar un modelo 3D de una cimentación piloteada con dimensiones típicas de edificios que se construyen actualmente en la zona lacustre de la Ciudad de México y, con los resultados obtenidos, poder estudiar la diferencia en el comportamiento entre los pilotes de centro, borde y esquina. Asimismo, las deformaciones obtenidas se utilizan para la calibración del modelo analítico que se presenta más adelante.

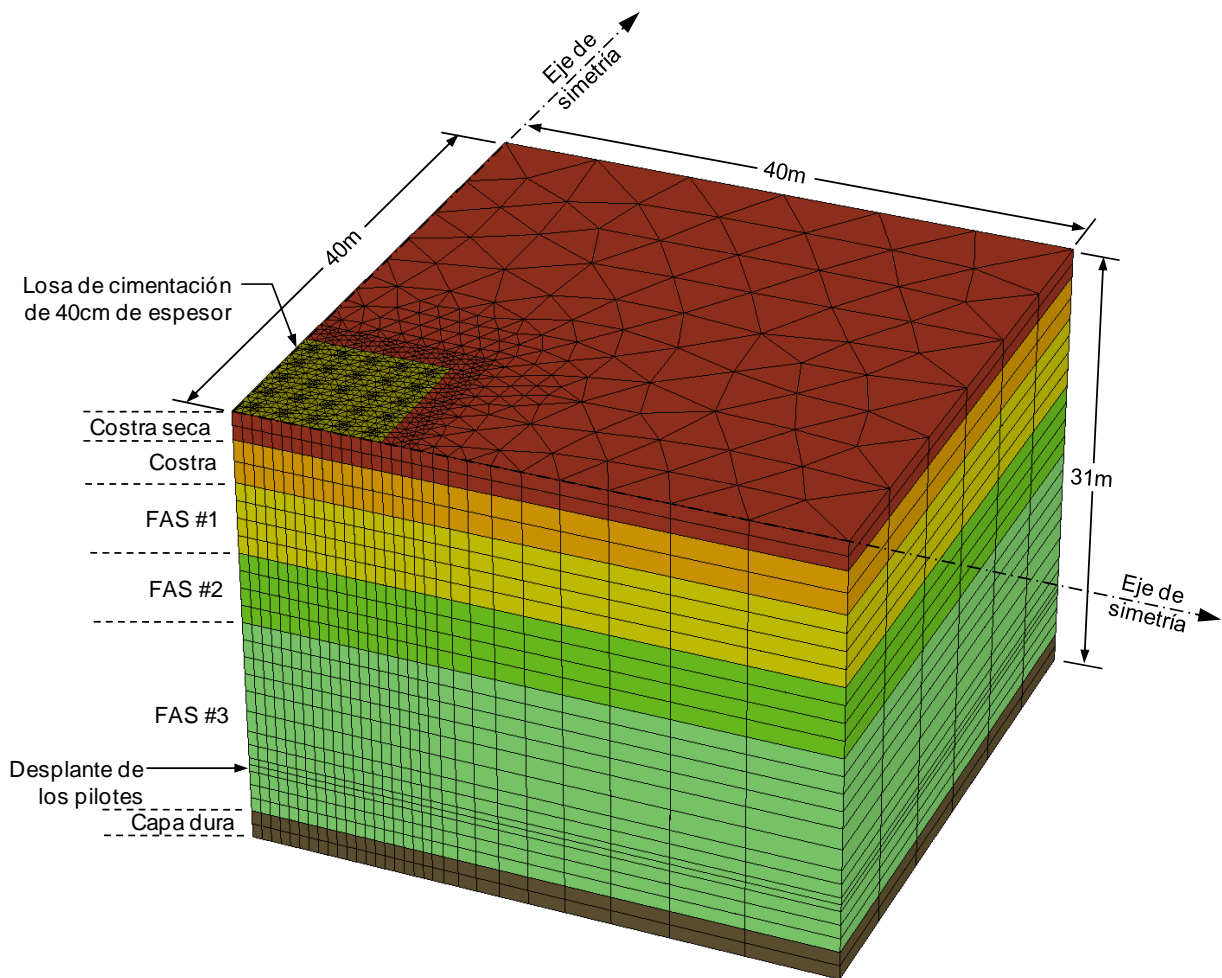


Figura 2.6.14 Vista general de la malla desarrollada para el caso de un grupo de pilotes

El modelo desarrollado considera una estructura con superficie en planta cuadrada de 20m de lado, representativa de edificios de 5 a 10 niveles que se ubican en la zona lacustre de la Ciudad de México. Se consideró un número total de 100 pilotes, distribuidos uniformemente y separados a cada 2m. Debido a la simetría del problema, fue posible analizar únicamente una cuarta parte de la superficie, por lo que en el modelo se consideraron solamente 25 pilotes, lo que permitió un refinamiento aceptable de la malla, como se muestra en las Figuras 2.6.14 y 2.6.15.

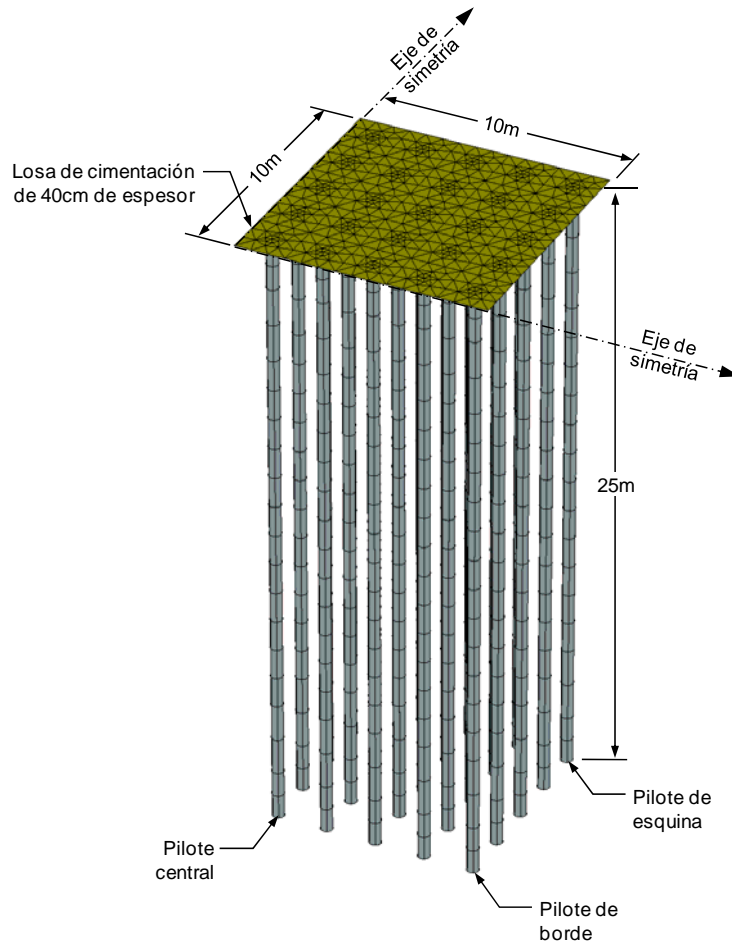


Figura 2.6.15 Detalle de la malla de los pilotes y de la losa de cimentación

Después de realizar un análisis de sensibilidad, se determinó que para poder obtener resultados suficientemente precisos, se considera aceptable emplear elementos prismáticos triangulares de 15 nodos y refinar la malla a todo lo largo del fuste de los pilotes, alrededor de su punta y en el perímetro de la losa de cimentación. Se utilizaron elementos de interfaz únicamente en los pilotes de borde y de esquina. Para evitar influencia en los resultados, la frontera longitudinal se colocó a 40m del borde de la losa de cimentación, Figura 2.6.14. Las cuatro fronteras laterales se restringieron únicamente en dirección horizontal, mientras que la inferior se restringió en ambos sentidos. La losa de cimentación se simuló mediante elementos placa triangulares de seis nodos.

En la Figura 2.6.16 se presentan los perfiles de la variación con la profundidad de la carga axial transmitida por los pilotes de centro, borde y esquina, para las tres etapas del análisis. Para la Etapa 1, los pilotes de borde toman mayor carga que los centrales (1.4 veces ΣQ), mientras que los de

esquina alcanzan valores de hasta 1.74 veces ΣQ . Debido a la rigidez de la losa de cimentación, los esfuerzos transmitidos tienden a concentrarse en los bordes y, en mayor medida, en las esquinas.

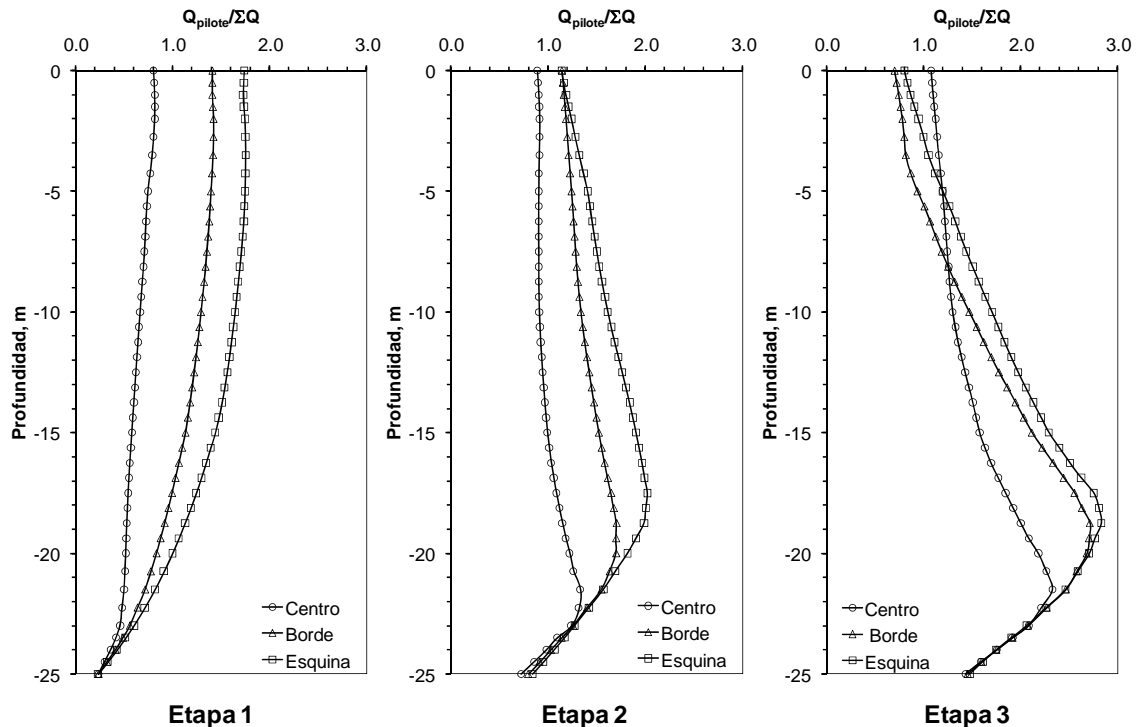


Figura 2.6.16 Carga axial en los pilotes de centro, borde y esquina, para las tres etapas del análisis

Para las Etapas 2 y 3, el hundimiento generado por el abatimiento piezométrico ejerce mayor influencia en el comportamiento de los pilotes de esquina que en los de borde y centro. Esto puede adjudicarse al hecho de que el área de influencia de estos es considerablemente mayor que la de los demás y, por tanto, es posible el desarrollo de mayor fricción negativa. En la Figura 2.6.17.b se observa una concentración de esfuerzos verticales generada por la fricción negativa en la parte inferior de los pilotes de borde y de esquina. Puede observarse también (Figura 2.6.17.a) que dicha concentración de esfuerzos genera flexión de en los pilotes, que va disminuyendo paulatinamente para los elementos centrales de la cimentación.

Para la Etapa 3 (Figura 2.6.16) se aprecia relativamente poca diferencia en las cargas desarrolladas entre los pilotes de borde y de esquina, debido a que, como se ilustra en la Figura 2.6.18, se alcanzan condiciones límite para la fricción negativa en todos los pilotes que conforman la periferia del grupo. Para los centrales y los próximos a él, se presentan dichas condiciones únicamente en la punta. Esto nos indica que si es posible el desarrollo de condiciones límite por fricción negativa en los elementos perimetrales, pero poco probable que se presente en los centrales, ya que en ningún análisis de los aquí expuestos se ha generado dicha condición.

Para evaluar la influencia de la rigidez de la losa de cimentación en el comportamiento de los pilotes de esquina, se varió su espesor (e) y se determinó la carga axial generada en estos elementos para las tres etapas de análisis, Figura 2.6.19. Para la Etapa 1 se observa que conforme se eleva el espesor de la losa, la carga transmitida por la cabeza de los pilotes se incrementa, alcanzado valores

de hasta 2.4 veces ΣQ para $2e$. Para las Etapas 2 y 3, aparentemente la rigidez de la losa no tiene influencia en su comportamiento, ya que esta tiende a desplazarse de manera uniforme sin generación de hundimientos diferenciales de importancia, Figura 2.6.20.

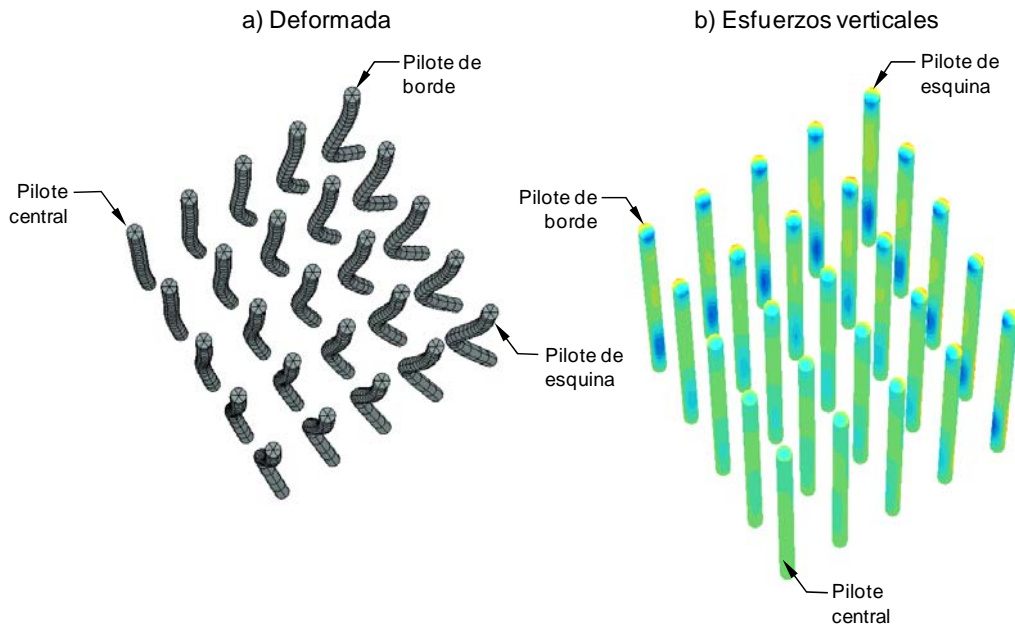


Figura 2.6.17 a) Malla deformada y b) esfuerzos verticales obtenidos para el grupo de pilotes (Etapa 3)

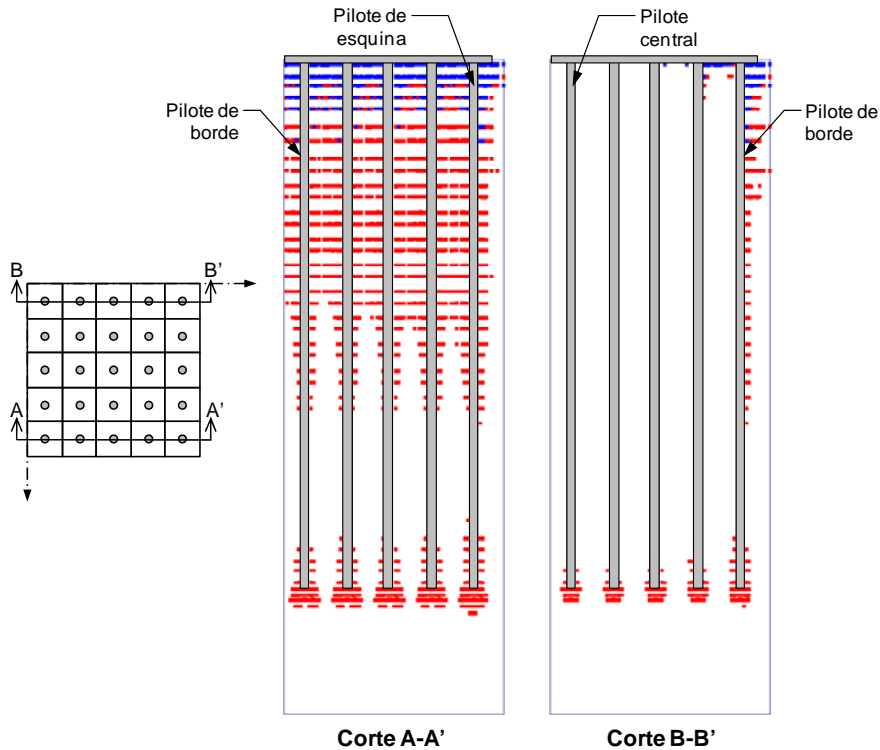


Figura 2.6.18 Puntos de plastificación obtenidos alrededor de los pilotes

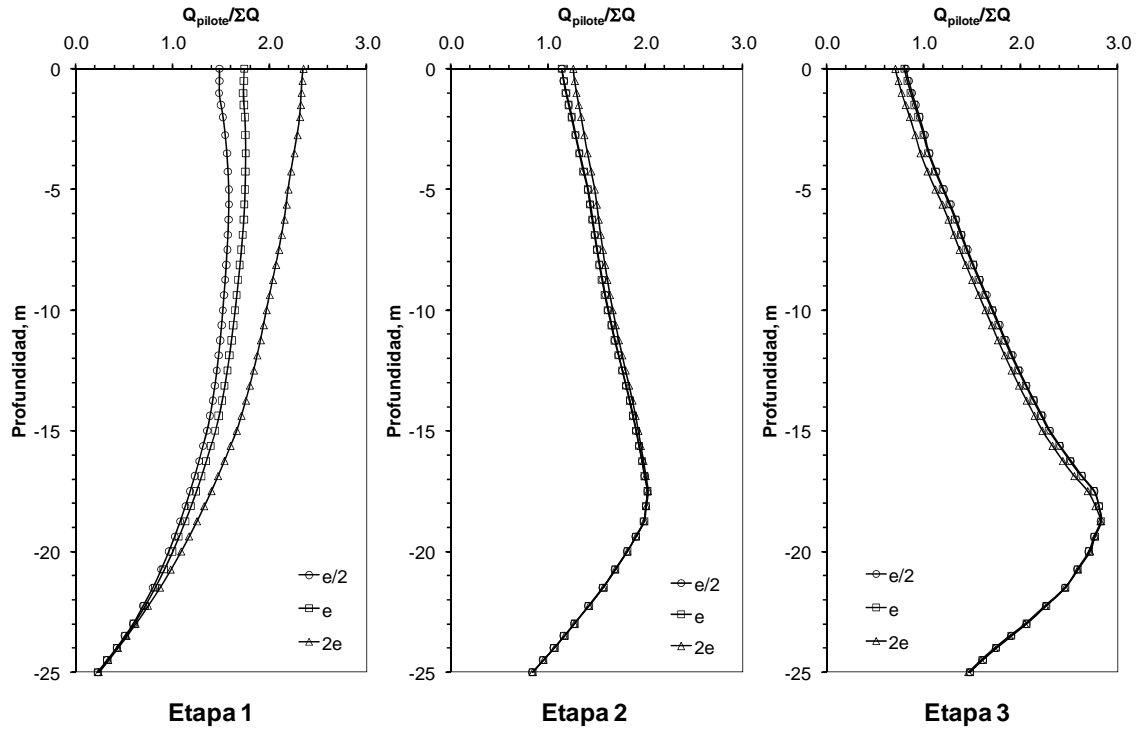


Figura 2.6.19 Carga axial en el pilote de esquina para distintos espesores (e) de la losa de cimentación y para las tres etapas del análisis

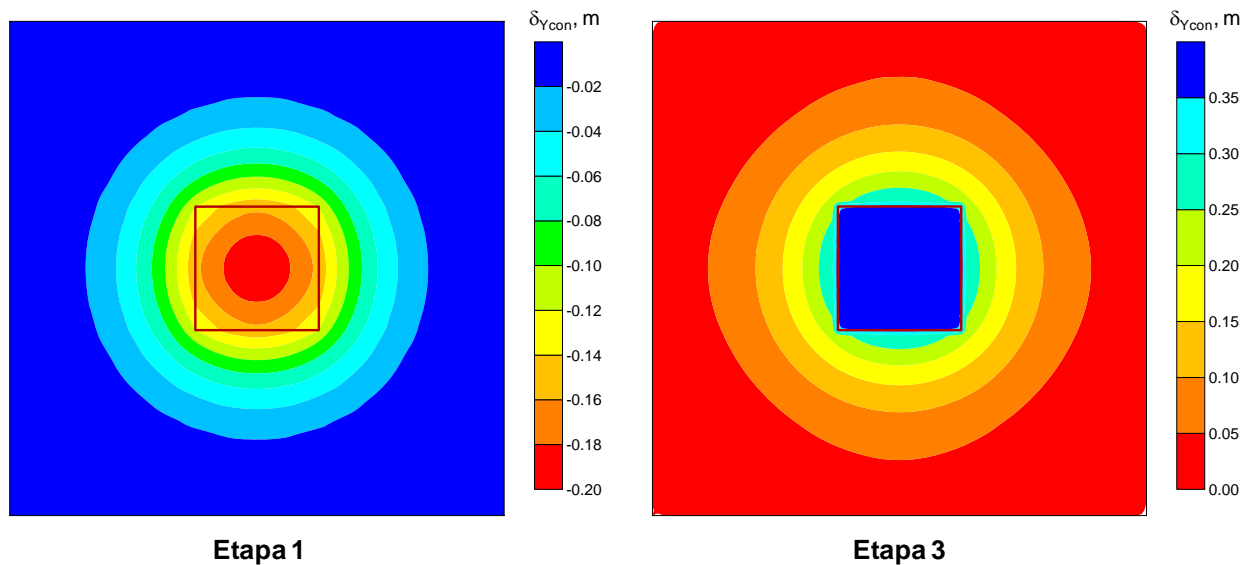


Figura 2.6.20 Curvas de isovalores de los asentamientos obtenidos para las Etapas 1 y 3

Por otra parte, en la Figura 2.6.21 se comparan las cargas axiales obtenidas en los pilotes de borde del modelo que considera una franja de longitud supuesta infinita (Modelo #1) con las obtenidas con un grupo de pilotes (Modelo #2). Puede observarse que las diferencias entre ambos modelos son relativamente pequeñas, lo que confirma lo obtenido en el inciso anterior: el

comportamiento del pilote de borde es independiente de las dimensiones en planta de la cimentación.

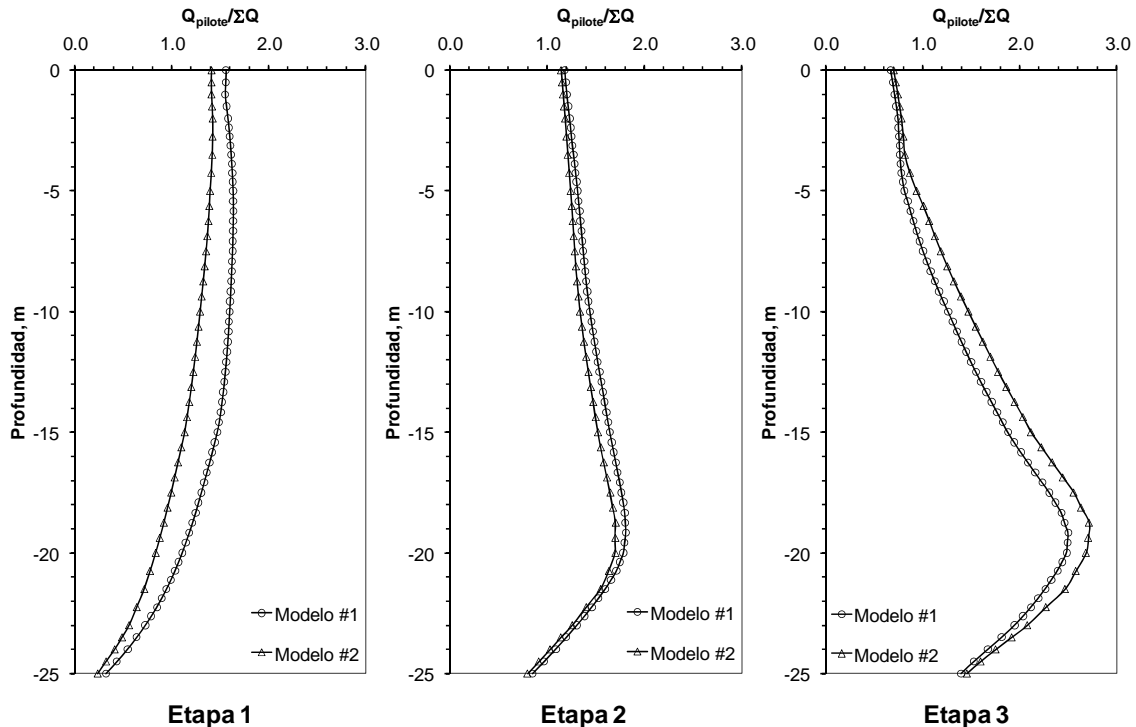


Figura 2.6.21 Carga axial en los pilotes de borde para los modelos 3D, considerando una franja infinita (Modelo #1) y para un grupo de pilotes (Modelo #2)

2.6.4. Conclusiones

Para una franja de pilotes supuesta infinita y para un ancho de cimentación mayor a los 40m, se puede concluir, que:

- a) Prácticamente, el pilote de borde es el único que presenta un comportamiento distinto a los demás, debido a la rigidez de la losa de cimentación y a que su área de influencia es significativamente más grande que la de los otros elementos, ya que de un lado no se encuentra restringida, y por tanto, es posible que se genere mayor fricción negativa. Cuando se aplica la carga externa, la rigidez de la losa ocasiona una concentración de carga en el borde de la cimentación que se transmite al pilote a través de su cabeza, y cuando se abaten las presiones intersticiales, el suelo circundante arrastra con mayor intensidad al pilote de borde que a los demás, generando una descarga de su cabeza que se transmite de manera uniforme a los pilotes contiguos. Inclusive, es prácticamente el único pilote en el que la profundidad del nivel neutro es significativamente inferior a la de los demás y varía en función de la magnitud del abatimiento piezométrico.
- b) La similitud de los resultados obtenidos en los pilotes centrales entre los modelos 3D y 2D demuestra la aplicabilidad de este último para cimentaciones formadas por un número importante de pilotes. Dicha similitud se debe a que, como se explicó en el párrafo anterior, el pilote de borde prácticamente no tiene influencia en el comportamiento general de la

cimentación; asimismo, los desplazamientos horizontales que pudiesen generarse por la aplicación de la carga externa son restringidos por los propios pilotes.

Para una franja de pilotes supuesta infinita y para un ancho de cimentación menor a los 40m, se puede concluir, que:

- a) Las magnitudes de los desplazamientos y de las cargas generadas en el pilote central del modelo 3D dejan de tener similitud con las obtenidas en el 2D, debido principalmente a que los pilotes de borde tienen una influencia importante en el comportamiento general de la cimentación.
- b) Para la Etapa 1, al ir disminuyendo el ancho de la cimentación, los asentamientos calculados se reducen de manera importante, debido a la disminución del bulbo de esfuerzos generado por la sobrecarga y por el incremento en la influencia del comportamiento general del grupo de pilotes, de la rigidez de los estratos superficiales y de la losa de cimentación. Para las Etapas 2 y 3 sucede lo contrario, a medida que disminuye el ancho de la cimentación los asentamientos se incrementan de manera importante, debido a que el abatimiento piezométrico comienza a tener mayor influencia en los pilotes centrales (mayor fricción negativa) y, por tanto, en el comportamiento general de la cimentación.
- c) Para las tres etapas del análisis, el comportamiento del pilote de borde es prácticamente independiente del ancho de la cimentación, siempre y cuando la separación entre elementos sea la misma. Contrariamente, para los pilotes centrales, a medida que se reduce el ancho de la cimentación su comportamiento se ve mayormente influenciado por el de borde.

Para un grupo de pilotes que forman parte de una cimentación con dimensiones en planta (20m por 20m) consideradas como típicas de la zona lacustre de la Ciudad de México, se puede concluir, que:

- a) La fricción negativa generada en los pilotes de esquina debida al abatimiento de las presiones intersticiales es mayor que la obtenida en los pilotes de borde y esta, a su vez, es mayor que la de los de centro. Esto se debe a que el área de influencia de los pilotes de esquina es superior a los demás ya que ésta se encuentra restringida únicamente en dos direcciones, mientras que los de borde están restringidos en tres y los de centro en las cuatro direcciones.
- b) La concentración de esfuerzos existente en la parte inferior de los pilotes debida al abatimiento de las presiones intersticiales, genera una flexión importante de los elementos, siendo mayor en los perimetrales y disminuyendo paulatinamente para los centrales.
- c) Para las Etapas 2 y 3 se observa la generación de condiciones límite por fricción negativa en el fuste de los pilotes perimetrales. Para los centrales esta condición se alcanza únicamente en la punta y algo en el fuste por fricción positiva. De acuerdo con los resultados obtenidos en este trabajo, al parecer, las condiciones límite por fricción negativa en los pilotes centrales solo podrían darse para separaciones grandes y abatimientos piezométricos relativamente altos (lejos de la separación óptima).

- d) Al variar el espesor de la losa de cimentación se observa que, para la Etapa 1, la carga en la cabeza de los pilotes de borde y de esquina crece de manera importante conforme aumenta dicho espesor, además de generarse asentamientos diferenciales de importancia dentro de la losa. Para las Etapas 2 y 3, aparentemente la rigidez de la losa no tiene influencia en el comportamiento general de la cimentación, ya que esta tiende a desplazarse de manera uniforme sin generación de hundimientos diferenciales de importancia. Puede decirse que, para estas dos últimas etapas, la cimentación en su conjunto se mueve como un cuerpo rígido.
- e) Se confirma que el comportamiento del pilote de borde es independiente de las dimensiones en planta de la cimentación.

2.7. METODOLOGÍA PROPUESTA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILOTES E INCLUSIONES EMPLEANDO MODELOS NUMÉRICOS

En base a la investigación presentada en este trabajo, en los siguientes puntos se presenta la metodología propuesta para el análisis de cimentaciones a base de pilotes e inclusiones desplantadas en la zona lacustre de la Ciudad de México, empleando modelos numéricos basados en el MEF.

1) Definición de las condiciones iniciales del análisis:

- 1.1) Estratigrafía. La estratigrafía debe abarcar todos los estratos potencialmente compresibles hasta los depósitos profundos, ver Figura 2.3.1. Deben identificarse las profundidades de los lentes y capas duras para evitar que la punta de los pilotes se desplante en ellos.
- 1.2) Estado inicial de esfuerzos. El perfil de los esfuerzos efectivos, Figura 2.3.2, debe ser lo suficientemente detallado para poder obtener los valores de la relación de sobre-consolidación (*OCR*) o del esfuerzo de sobre-consolidación (*POP*), de los suelos arcillosos compresibles, ver Anexo 2. Estos parámetros son esenciales para la estimación del tamaño inicial de la superficie de fluencia de los modelos basados en la teoría del estado crítico (CCM, SS y S-CLAY1, inciso 2.2.1).
- 1.3) Condiciones piezométricas. Debe tenerse un perfil detallado actual de la variación de la presión de poro con la profundidad, Figura 2.3.3. De ser posible, las hipótesis futuras de abatimientos deben definirse a partir de un historial de lecturas de la variación de la presión de poro con el tiempo. Como se vio en el inciso 2.4, las variaciones en el nivel de aguas freáticas pueden generar cargas por fricción negativa de magnitud importante en los pilotes, ver Figura 2.4.7. Asimismo, como se mostró en el inciso 2.5 (Figuras 2.5.9 y 2.5.10) la magnitud del abatimiento futuro que se considere definirá la separación óptima entre pilotes o inclusiones que se requieran.
- 1.4) Propiedades de los estratos más representativos. Debe contarse con un número suficiente de pruebas de laboratorio que permitan definir las propiedades de los estratos que se consideren para el análisis, ver Tablas 2.3.1 a 2.3.5 y el Anexo 2. Debe tenerse en claro que se trata de un análisis a largo plazo (asentamientos diferidos) por lo que las propiedades de resistencia deben ser para condiciones drenadas.
- 1.5) Geometría de la superestructura. Se requieren sus dimensiones en planta y profundidad de desplante. Si se realiza un modelo en 3D es importante contar con las dimensiones de las estructuras que conformarán a la losa o al cajón de cimentación, con el propósito de tomar en cuenta su rigidez. Asimismo, es necesario conocer la distribución de columnas o muros de carga que lleguen a la cimentación, con la finalidad de poder distribuir de la mejor manera los pilotes o inclusiones que se obtengan del diseño.
- 1.6) Es necesario contar con las combinaciones de carga a nivel de desplante de acuerdo con lo establecido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (GDF, 2004a) y sus correspondientes Normas Técnicas Complementarias (GDF, 2004b; 2004c; 2004d).

2) Definir si se trata de un problema de asentamientos (estados límite de servicio, ELS) o de capacidad de carga (estados límite de falla, ELF):

- 2.1) Se revisarán los ELF y ELS de la losa o cajón de cimentación, sin pilotes, de acuerdo con lo establecido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (GDF, 2004a) y sus correspondientes Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones (GDF, 2004c).
- 2.2) Se tratará de un problema de capacidad de carga, si la losa o cajón de cimentación, por si solos, no cumplen con la revisión de los ELF. El número inicial de pilotes podrá determinarse conforme a lo establecido en las Normas y luego deberán revisarse los ELS para la cimentación piloteada.
- 2.3) Se trata de un problema de asentamientos, si la losa o cajón de cimentación, por si solos, cumplen con la revisión de los ELF, pero no con la de los ELS (asentamientos diferidos).

3) Definición del tipo de modelo a emplear:

- 3.1) Modelo en 2D (axisimétrico), grupo de pilotes o inclusiones supuesto infinito. Las dimensiones mínimas para la consideración de esta hipótesis pueden determinarse de manera aproximada mediante la Figura 2.5.2.
- 3.2) Modelo en 3D (franja infinita), grupo de pilotes o inclusiones como una franja de longitud supuesta infinita. Las dimensiones mínimas para la consideración de esta hipótesis pueden determinarse de manera aproximada mediante la Figura 2.5.2.
- 3.3) Modelo en 3D (grupo), grupo finito de pilotes o inclusiones.

4) Selección del modelo constitutivo a emplear para cada estrato:

- 4.1) Utilizar el modelo MC, para suelos duros y pre-consolidados, como: capa dura, lentes, rellenos, costra y depósitos profundos.
- 4.2) Utilizar los modelos SS, CCM o S-CLAY1, para los suelos arcillosos normalmente-consolidados o ligeramente pre-consolidados, como las formaciones arcillosas superior e inferior.

5) Establecimiento de dimensiones de los pilotes o inclusiones:

- 5.1) Para pilotes o inclusiones de sección cuadrada, en el caso de emplear un modelo en 2D, el diámetro equivalente puede determinarse a partir del perímetro de la sección transversal del elemento.
- 5.2) La punta del elemento debe quedar lo suficientemente alejada de la capa dura o de cualquier lente, con el propósito de evitar la emersión aparente excesiva de la

cimentación en el futuro debida al hundimiento regional. Una distancia de 3 a 4m, parece adecuada.

- 5.3) Para el caso de las inclusiones, debe tenerse bien estudiadas las propiedades de la capa de repartición. La profundidad de su cabeza dependerá de las propiedades de dicha capa y del diámetro del elemento. Se deberá evitar, en todo momento, que la cabeza transmita cargas no previstas a la losa o cajón de cimentación, ver Figuras 2.5.24 a 2.5.26.

6) Definición de las condiciones de frontera:

- 6.1) Las fronteras laterales deben restringirse horizontalmente y dejarse libres en sentido vertical.
- 6.2) La frontera inferior debe restringirse en ambos sentidos. Su profundidad dependerá principalmente del espesor de los estratos compresibles y de la influencia de las cargas transmitidas por los pilotes y por la losa o cajón de cimentación.
- 6.3) Para el caso del modelo 2D, las fronteras laterales deberán colocarse según la separación entre pilotes o inclusiones que se esté modelando, ver Figura 1.2.30.
- 6.4) Para el caso de los modelos 3D, debe realizarse un análisis de sensibilidad de cada problema que se estudie, ya que las fronteras muy alejadas del borde la cimentación incrementan el número de elementos a emplear y, por tanto, el tiempo de cálculo, mientras que las fronteras muy cercanas pueden tener una influencia importante sobre los resultados que se obtengan.

7) Selección del tipo de elemento a emplear para la generación de la malla de elementos finitos:

- 7.1) Para el modelo 2D y haciendo uso del programa *Plaxis*, se recomienda el uso de elementos triangulares de 15 nodos, refinando la malla debajo de la losa de cimentación, a lo largo del fuste y en la punta o puntas de los pilotes o inclusiones, respectivamente, ver Figura 2.5.3. No es necesario el uso de elementos de interfaz.
- 7.2) Para los modelos 3D y haciendo uso del programa *Plaxis*, se recomienda el uso de elementos prismáticos triangulares de 15 nodos. Es necesario refinar la malla en los bordes y esquinas de la losa de cimentación y a lo largo del fuste y en la punta o puntas de los pilotes o inclusiones, respectivamente, ver Figura 2.6.2 y 2.6.14. Se requiere incluir elementos de interfaz únicamente en los pilotes o inclusiones de borde y de esquina.
- 7.3) En ambos casos, es necesario efectuar un análisis de sensibilidad, con el propósito de obtener el número óptimo de elementos, en especial para el 3D. El uso de mallas muy refinadas puede generar tiempos de análisis poco prácticos o que se rebase la capacidad de la computadora.

8) Definición y ejecución de las etapas de análisis:

- 8.1) El análisis debe realizarse en término de los esfuerzos efectivos empleando parámetros drenados, ver Tabla A3.1. Si se quiere realizar el análisis para distintos tiempos de consolidación, es posible utilizar la opción de generación de incremento de presión de poro inicial (condición inicial no-drenada) y luego consolidar (análisis drenado). Si simplemente se quiere conocer el asentamiento o emersión diferido, es posible utilizar la opción de análisis drenado desde el inicio. Para ambas formas de análisis los resultados al final del proceso de consolidación (presión de poro prácticamente nula) deben ser prácticamente iguales.
- 8.2) Para las condiciones iniciales del problema es importante definir los valores de K_0^{NC} para todos los materiales y los de K_0 y OCR o POP para los estratos arcillosos compresibles, ver Anexo 2. Estos valores son de gran importancia para la estimación de los esfuerzos efectivos del medio y para la definición de la forma inicial de la superficie de fluencia de los materiales arcillosos.
- 8.3) Como se demuestra en los estudios presentados en el inciso 2.2.4, no es necesario incluir el efecto de la instalación del pilote o inclusión.
- 8.4) El modelado puede efectuarse por etapas: en la primera se aplica la carga transmitida por la estructura (carga de servicio; GDF, 2004b; 2004c); y, en las subsecuentes, el o los abatimientos piezométricos estimados a futuro. Como se menciona en el inciso 2.5.1, este proceso de análisis es consistente con los resultados reportados por Leung et al. (2004), en donde el autor demuestra, que: *el proceso de transmisión de carga a través del fuste del pilote debido a la carga aplicada, es independiente del desarrollo de la carga por fricción negativa ocasionada por el asentamiento del suelo.*
- 8.5) Cuando exista incertidumbre significativa en la definición de las condiciones piezométricas futuras, será recomendable considerar dos hipótesis de abatimiento: una típica y otra extrema (Figura 2.3.3). El diseño debe basarse en una solución intermedia, con el propósito de minimizar los inconvenientes tanto de los asentamientos como el de las emersiones aparentes.
- 8.6) El modelo 2D permite la realización de análisis paramétricos debido al relativo corto tiempo de cálculo requerido, por tanto, es posible realizar varios análisis para distintas separaciones entre pilotes o inclusiones.
- 8.7) Con el modelo 3D es difícil realizar análisis paramétricos ya que el tiempo de cálculo y de generación de mallas es largo en comparación con el 2D; por tanto, el número de pilotes para un análisis inicial puede estimarse de dos formas: a) si se trata de un problema de capacidad de carga (punto 2.2), el número de pilotes puede estimarse a partir de lo establecido en las Normas para Cimentaciones (GDF, 2004c); b) si se trata de un problema de asentamientos, el número de pilotes puede estimarse a partir de un modelo analítico como el que se propone en el Capítulo 3 de este trabajo.

9) Interpretación de resultados:

- 9.1) Para el modelo 2D pueden obtenerse gráficas de separación entre pilotes o inclusiones contra asentamiento, como las que se muestran en las Figuras 2.5.4, 2.5.9 y 2.5.10. Con estas gráficas puede obtenerse la separación óptima entre elementos (asentamientos o emersiones nulas o mínimas).
- 9.2) Para los modelos 3D es posible obtener las cargas y desplazamientos a los que están sometidos tanto las inclusiones o pilotes centrales como los de borde y de esquina. Puede determinarse también si su distribución es la óptima o si es necesario agregar más elementos que los determinados inicialmente.
- 9.3) Para el caso de las inclusiones, es necesario revisar la capacidad de carga por penetración de la cabeza del elemento. Por medio de la ec. 2.5.6 puede obtenerse la capacidad última por punta de la cabeza (q_{iu}) y mediante el MEF la carga transmitida por la cabeza (q_i). Por tanto, el factor de seguridad se puede determinar, como:

$$FS = \frac{q_{iu}}{q_i} \quad (2.7.1)$$

, donde FS se recomienda sea mayor que 2.5. O bien, se puede verificar el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$q_i F_C \geq \frac{4h}{d} \left\{ c + \left[(1 - \sin \phi') \cdot OCR^{\sin \phi'} \right] \cdot \left(\gamma \frac{h}{2} + \Delta q \right) \cdot \tan \phi' \right\} F_R \quad (2.7.2)$$

, donde F_C y F_R son respectivamente los factores de carga y de resistencia que se recomiendan del orden de 1.5 y 0.6, respectivamente.

- 9.4) Además de lo anterior, es necesario obtener para las inclusiones, el incremento de esfuerzos en la capa de apoyo, ver Figura 2.5.26, con la finalidad de determinar si el bulbo de esfuerzos generado en la cabeza del elemento tiene alguna influencia en la losa o cajón de cimentación.

3. MODELO ANALÍTICO PROPUESTO PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILOTES EN TÉRMINOS DE ASENTAMIENTOS

3.1. PLANTEAMIENTO

Como se menciona en el inciso 1.2.5 de este trabajo, un procedimiento para evaluar el comportamiento de un grupo de pilotes fue propuesto inicialmente por Reséndiz y Auvinet en 1973 e implementado posteriormente por Auvinet y Díaz-Mora en 1981. Los pasos de dicha implementación son los siguientes:

- Paso 1.** Se evalúa la distribución inicial de esfuerzos efectivos verticales en el medio.
- Paso 2.** La carga a largo plazo desarrollada en la cabeza de los pilotes (Q_{pilote}) se evalúa mediante la ec. 1.2.13.
- Paso 3.** La carga resultante de la presión total de contacto entre subestructura y suelo (Q_{losa}) se calcula por medio de la ec. 1.2.10.
- Paso 4.** La posición del nivel neutro se estima por tanteos hasta que se satisfaga la ec. 1.2.5. En este caso la fricción negativa se considera como límite y se estima a partir de la resistencia al corte del suelo en contacto con el pilote, tomando en cuenta que la fuerza de arrastre generada por el abatimiento piezométrico que actúa sobre un pilote del grupo, no puede ser mayor que el peso del suelo contenido en el volumen tributario de dicho pilote.
- Paso 5.** Se obtiene un campo de esfuerzos equivalente, reemplazando las fuerzas por fricción positiva, negativa y por punta por cargas uniformemente repartidas en áreas horizontales localizadas a determinadas profundidades (Figura 1.2.21). Los esfuerzos inducidos por dichas cargas a cualquier profundidad se calculan empleando técnicas numéricas para la integración de las ecuaciones de Mindlin (Mindlin 1936), como las descritas en el Anexo 1 de este trabajo, tales como: el método de los sectores generalizado (Poulos y Davis, 1974) o la solución exacta propuesta por Rossa y Auvinet (1992).
- Paso 6.** Los asentamientos inducidos por la variación de los esfuerzos efectivos que se genera por las cargas equivalentes uniformemente repartidas y por el abatimiento futuro de las

presiones intersticiales, se estiman a partir de las curvas de compresibilidad (relación de vacíos *vs.* esfuerzo efectivo) obtenidas de pruebas de consolidación unidimensional.

Tomando en cuenta los resultados obtenidos en el modelado numérico, al parecer el método descrito anteriormente, sobrestima los efectos de la fricción negativa, ya que no se alcanzan condiciones límite en la parte superior de los pilotes centrales para ninguno de los casos analizados en el Capítulo 2 de esta tesis y en los trabajos realizados anteriormente por Rodríguez (2001) y Auvinet y Rodríguez (2002(b)). De hecho, la fricción negativa no puede ser mayor que el incremento aparente del peso sumergido de la masa de suelo que rodea al pilote por encima del nivel neutro, debido a fuerzas de filtración inducidas por el abatimiento de las presiones intersticiales. Esto puede tomarse en cuenta introduciendo la siguiente modificación en la ec. 1.2.5 del Paso 4:

$$|F^{(-)}|_{D_f}^{z_0} = \min \left\{ f_L|_{D_f}^{z_0} \cdot P_p \cdot (z_0 - D_f), \Delta\sigma'(z_0) \cdot (A - N_p \cdot A_p) \right\} \quad (3.1)$$

, donde:

$f_L|_{D_f}^{z_0}$ = resistencia media al corte a lo largo del fuste del pilote de D_f a z_0

P_p = perímetro del pilote

$\Delta\sigma'(z_0)$ = incremento del esfuerzo efectivo debido al abatimiento de las presiones intersticiales a la profundidad z_0

A = superficie del grupo de pilotes

N_p = número de pilotes

A_p = área transversal del pilote

A continuación se presenta la calibración del modelo analítico modificado, realizada con parte de los resultados obtenidos del modelado numérico para: un grupo de pilotes supuesto infinito, una franja de pilotes supuesta infinita y un grupo de pilotes.

3.2. CALIBRACIÓN DEL MODELO

3.2.1. Consideraciones generales

En la Tabla 3.1 se muestran los valores de las propiedades de los suelos consideradas para la calibración del modelo obtenidas de varios estudios de mecánica de suelos recopilados en el SIG (2008). Los valores de la relación de vacío inicial e_0 , de los coeficientes de compresión C_c y recompresión C_r y de la carga de sobre-consolidación POP , se obtuvieron de una serie de pruebas de consolidación unidimensional. c_u representa el valor medio de la resistencia al corte no-drenada obtenida de pruebas triaxiales tipo UU (no-consolidadas no-drenadas). Las condiciones de esfuerzos efectivos y de presión de poro son las que se indican en el inciso 2.3.3, Figuras 2.3.2 y 2.3.3.

Tabla 3.1 Propiedades consideradas para el modelo analítico

Estrato	γ' kN/m ³	c_u kPa	e_0	C_c	C_r	POP kPa
Costra seca	14.5	125	1.8	0.6	0.06	196
Costra	2.0	60	5.4	4.5	0.29	130
FAS ₁	1.4	28	8.7	7.7	0.47	25
FAS ₂	1.1	33	10.0	7.6	0.53	5
FAS ₃	1.5	70	7.2	6.3	0.33	10

3.2.2. Grupo de pilotes supuesto infinito

Para simular el comportamiento de un pilote interno que forma parte de un grupo de pilotes supuesto infinito, se consideró en el algoritmo una cimentación cuadrada con dimensiones arbitrarias de 200 por 200m. Los desplazamientos y deformaciones se obtuvieron en el centro de dicha superficie. La calibración se efectuó comparando los resultados con los obtenidos con el modelado numérico para el caso del modelo constitutivo S-CLAY1.

En la Figura 3.1 se muestran los desplazamientos obtenidos al variar la separación entre pilotes, para las tres etapas del análisis. Ambos modelos muestran cualitativamente el mismo comportamiento, sin embargo, puede observarse que los asentamientos obtenidos con el modelo analítico son menores (mayores emersiones), especialmente para valores de separación bajos. Existen tres razones que pueden explicar dichas diferencias:

- a) Las propiedades de resistencia de los suelos arcillosos en el modelo analítico están definidas en esfuerzos totales (resistencia no-drenada) mientras que en el numérico están en esfuerzos efectivos.
- b) En el modelo analítico la carga por punta y la fricción negativa se estiman a partir de la resistencia no-drenada, mientras que en el numérico esta resistencia no se desarrolla necesariamente en forma completa, especialmente para separaciones pequeñas entre pilotes.

- c) La predicción de la compresibilidad en el modelo analítico está en función del esfuerzo efectivo vertical (σ'_y) y de la relación de vacíos (e), mientras que para el numérico (S-CLAY1) esta predicción se realiza a partir del esfuerzo efectivo medio (p') y del volumen específico (ν).

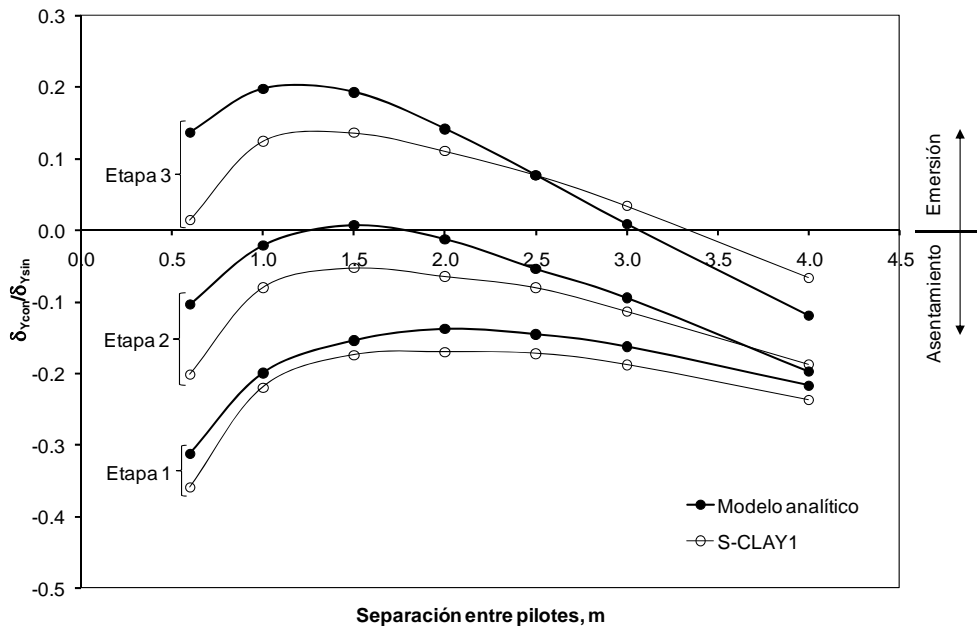


Figura 3.1 Variación de la relación de asentamientos con la separación entre pilotes, para los modelos analítico y numérico (S-CLAY1), para las tres etapas del análisis

A pesar de lo anterior, es posible decir que se obtienen resultados similares entre ambos modelos. En la Figura 3.2 se presentan los perfiles del incremento de los esfuerzos efectivos verticales ($\Delta\sigma'_y$) obtenidos en el suelo alrededor del pilote, para las tres etapas del análisis y para separaciones de 1.5 y 4m. Asimismo, en la Figura 3.3 se muestra la variación de la profundidad del nivel neutro con la separación entre pilotes. En ambas figuras se observa de nuevo una concordancia razonable entre ambos modelos.

3.2.3. Franja de pilotes supuesta infinita

Para el análisis de una franja de pilotes supuesta infinita, se consideró en el modelo analítico una cimentación con superficie rectangular de ancho variable y de longitud arbitraria de 200m. Los resultados se obtuvieron de secciones transversales en centro de la cimentación. La calibración se efectuó comparando los resultados con los obtenidos con el modelado numérico.

En la Figura 3.4 se presentan los desplazamientos superficiales obtenidos para un ancho de cimentación de 80m y su comparativa con el modelo numérico (SS). Puede observarse que para la Etapa 1 se obtienen resultados similares para ambos modelos. Para las Etapas 2 y 3 se presentan diferencias importantes y algunas incongruencias para el modelo analítico en los puntos fuera del área piloteada, ya que se forma un especie de vado de $X = 40$ hasta 90m. La formación de dicha incongruencia se debe a la hipótesis aceptada en el Paso 5 del modelo analítico y a que en este no se considera el comportamiento de los pilotes perimetrales.

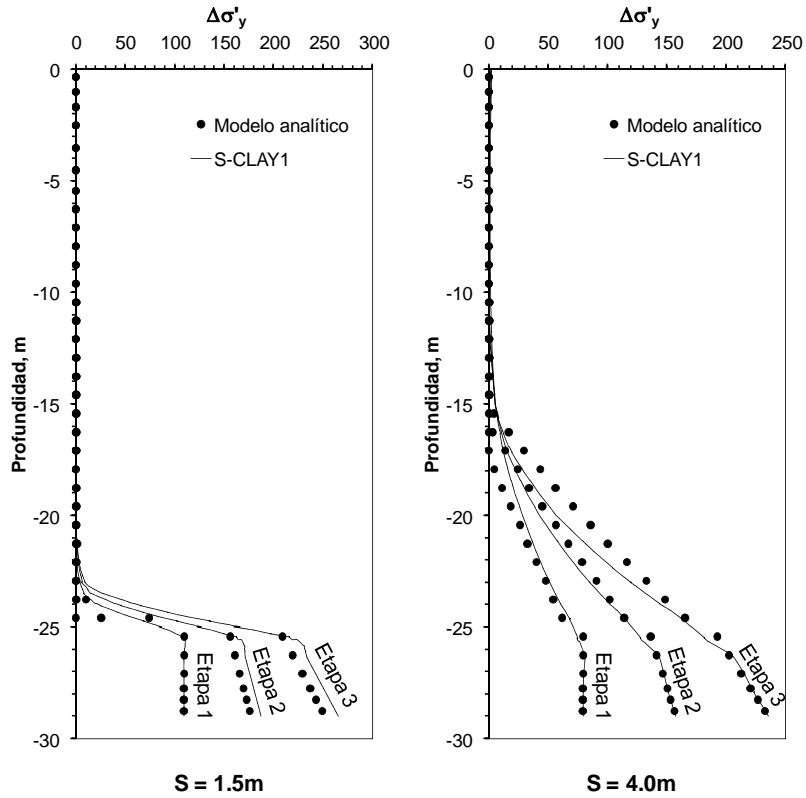


Figura 3.2 Variación con la profundidad del incremento de los esfuerzos efectivos verticales ($\Delta\sigma'_y$), para los modelos analítico y numérico (S-CLAY1), para las tres etapas del análisis y para separaciones entre pilotes de 1.5 y 4m

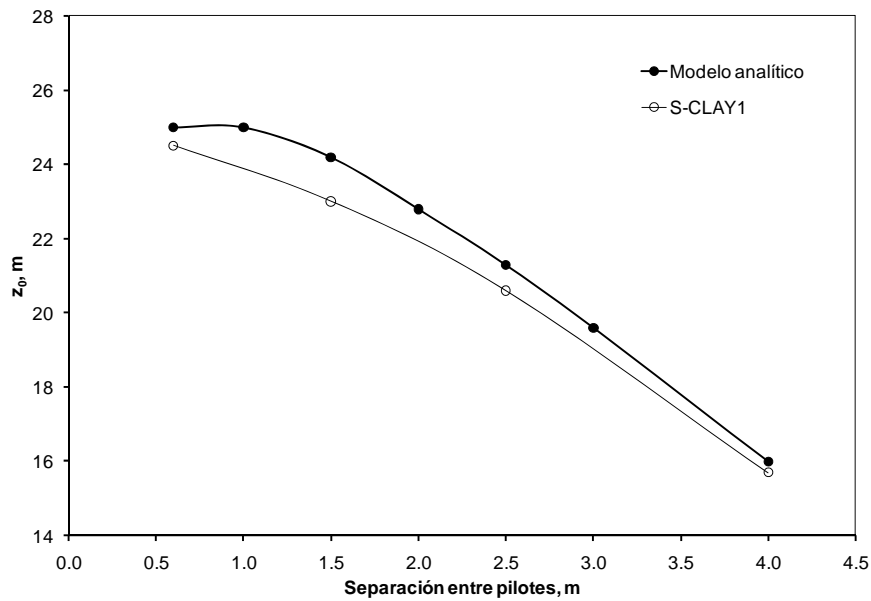


Figura 3.3 Variación de la profundidad del nivel neutro (z_0) con la separación entre pilotes para los modelos analítico y numérico (S-CLAY1)

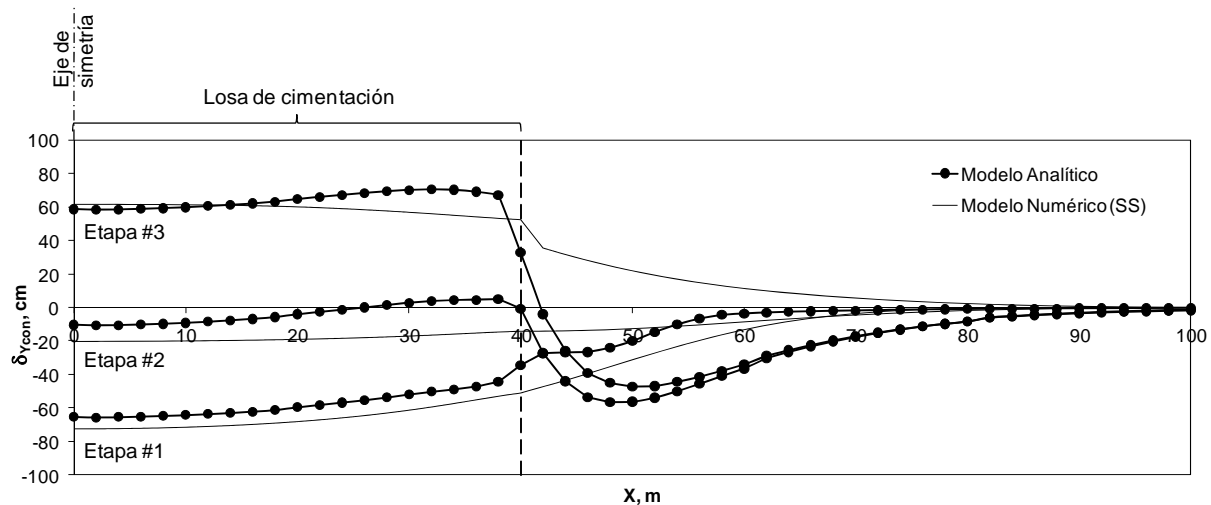


Figura 3.4 Desplazamientos superficiales obtenidos para un ancho de cimentación de 80m

Como se demuestra en el inciso 2.6.2 de este trabajo (Figura 2.6.5), al interactuar el hundimiento regional con la cimentación piloteada, éste trata de arrastrar hacia abajo a los pilotes perimetrales con mayor intensidad que a los centrales, generando, en los primeros, mayor fricción negativa. Como se observa en la Figura 3.4, Etapas 2 y 3, al ignorarse éste efecto en una cimentación con una separación entre pilotes relativamente baja, se desarrolla mayor emersión en el borde de la cimentación que en su centro y se genera una sobreestimación de la fricción positiva en los elementos perimetrales. Dicha sobreestimación es suficiente para que se presente un incremento importante de los esfuerzos efectivos fuera de la superficie piloteada (Figura 3.5) y, por tanto, el desarrollo de desplazamientos indeseados.

A pesar de lo anterior y para fines prácticos, dentro del área piloteada existe una buena relación entre ambos modelos en la magnitud de los desplazamientos obtenidos. Asimismo, existe también una similitud importante entre las curvas de isovalores de los incrementos de esfuerzos efectivos verticales de la Figura 3.5.

En la Figura 3.6 se presenta la variación del desplazamiento obtenido con el ancho de la cimentación en el centro de la superficie piloteada, para las tres etapas de análisis y para ambos modelos. Nuevamente se observa una relación aceptable entre ambos modelos en la magnitud de los desplazamientos obtenidos. Sin embargo, las diferencias entre estos nos permiten desarrollar un mayor entendimiento del problema. De nuevo, al no considerar en el modelo analítico el efecto del hundimiento regional sobre los pilotes perimetrales (Etapas 2 y 3), la emersión de la cimentación en su conjunto se incrementa en lugar de disminuir al reducir el ancho de la cimentación. En el inciso 2.6.2 de este trabajo, Figura 2.6.13, se demuestra por medio del modelo 3D que a medida que se disminuye el ancho de la cimentación, el hundimiento regional tiene mayor influencia en los pilotes centrales y, por tanto, la cimentación en su conjunto tiende a ser desplazada hacia abajo con mayor intensidad.

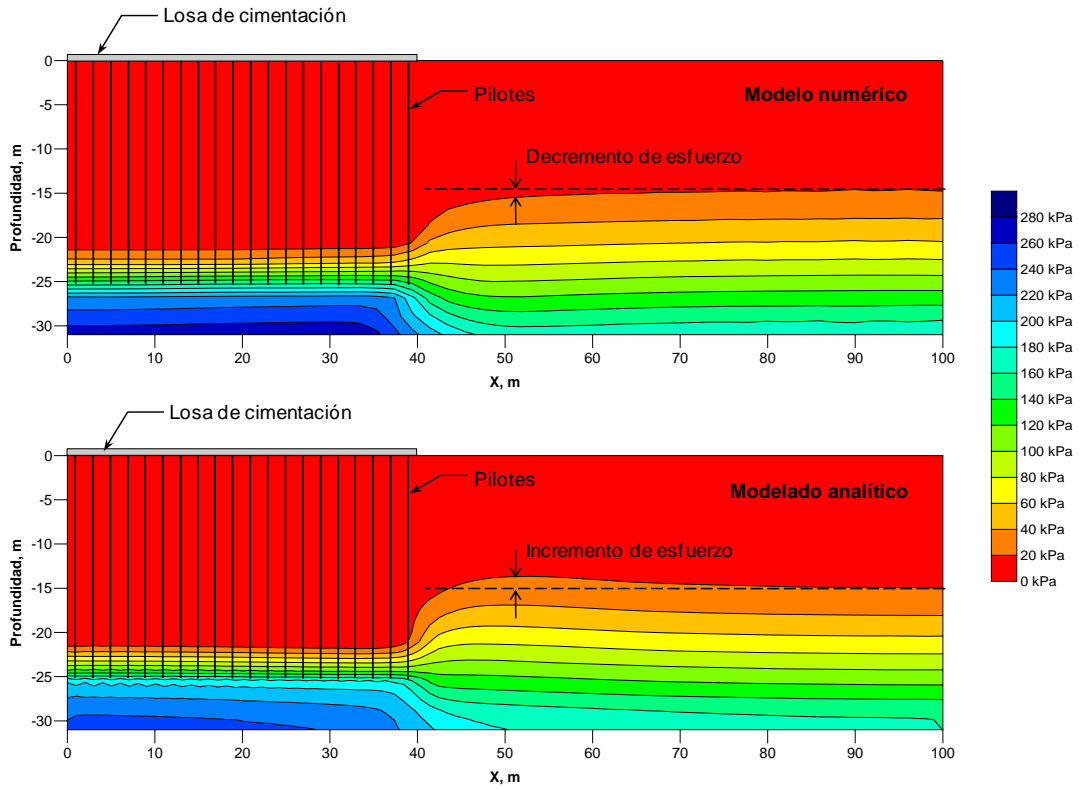


Figura 3.5 Curvas de isovalores del incremento del esfuerzo efectivo vertical para la Etapa 3 del análisis y para ambos modelos

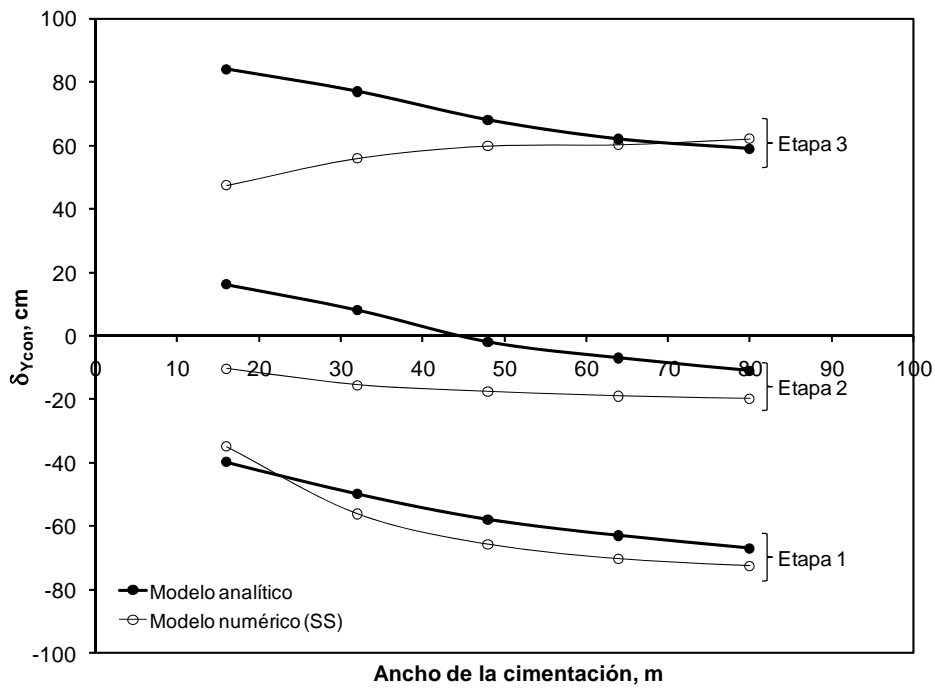


Figura 3.6 Variación de los desplazamientos verticales en el centro de la superficie piloteada con el ancho de la cimentación, para ambos modelos y para las tres etapas del análisis

3.2.4. Grupo de pilotes

Para el análisis del grupo de pilotes se consideró la misma cimentación que se estudió en el inciso 2.6.3 de esta tesis.

En la Figura 3.7 se presentan los desplazamientos verticales obtenidos en un plano horizontal superficial, para la Etapa 1 del análisis y para los modelos analítico y numérico. Puede observarse que, al centro de la cimentación, la magnitud de los desplazamientos obtenidos para ambos modelos es similar, sin embargo, la distribución de dichos desplazamientos a lo largo del plano horizontal es claramente distinta. Para el analítico, los desplazamientos se concentran, prácticamente en su totalidad, en el interior de la superficie ocupada por la losa de cimentación, mientras que para el numérico, se observa una influencia importante fuera de la losa hasta una distancia de aproximadamente una vez su ancho.

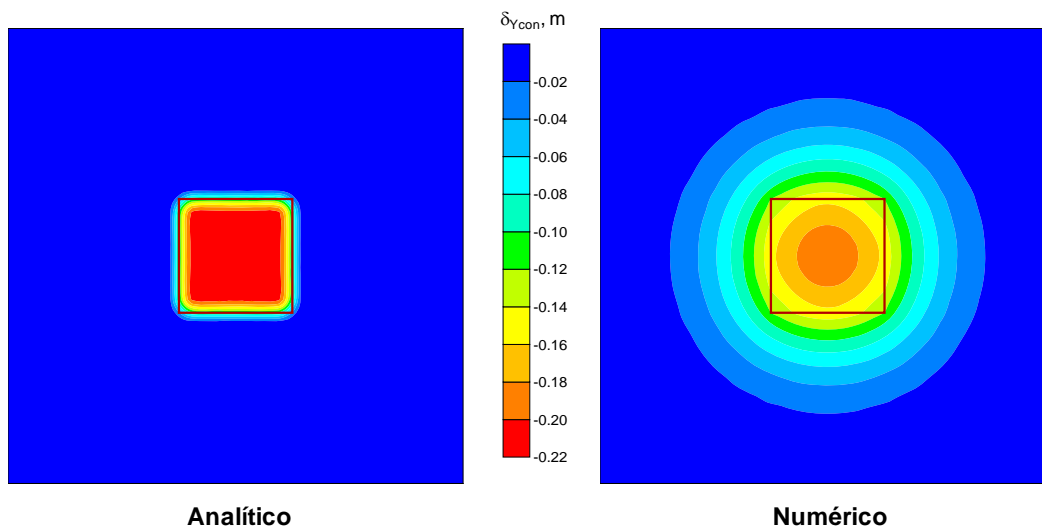


Figura 3.7 Curvas de isovalores de los desplazamientos verticales superficiales para la Etapa 1 del análisis y para los modelos analítico y numérico

Comparando los incrementos de los esfuerzos efectivos verticales desarrollados en el medio para ambos modelos, Figura 3.8, es posible comprender de manera más clara las diferencias obtenidas respecto a los asentamientos. Como se observa en la figura, en el modelo numérico se desarrolla una concentración de esfuerzos en el borde de la losa de cimentación debido a su rigidez. Dicha concentración de esfuerzos se transmite al medio más allá de la superficie de la losa, hasta una distancia de aproximadamente una vez su ancho. Para el modelo analítico la carga transmitida por la losa se transmite de manera íntegra a los pilotes y se ignora el efecto de la rigidez de la losa de cimentación.

Para la Etapa 2, Figura 3.9, los resultados arrojados por los modelos presentan diferencias importantes. El modelo analítico muestra una emersión del orden de los 30cm, mientras que para el numérico esta emersión es de tan solo 3cm. En la Figura 3.10 puede observarse que el incremento de esfuerzos generado más allá de la punta de los pilotes, es considerablemente mayor para el modelo numérico que para el analítico. Estos resultados confirman lo mencionado en el inciso anterior: a medida que las dimensiones en planta de la cimentación disminuyen, la interacción del hundimiento

regional con el grupo de pilotes es más relevante, ya que el suelo tratará de desplazar hacia abajo con mayor intensidad a la cimentación en su conjunto. Al incrementarse las cargas por fricción negativa, también lo harán la positiva y la de punta, que a su vez, generarán un aumento en los esfuerzos efectivos en el medio y, por tanto, en los asentamientos.

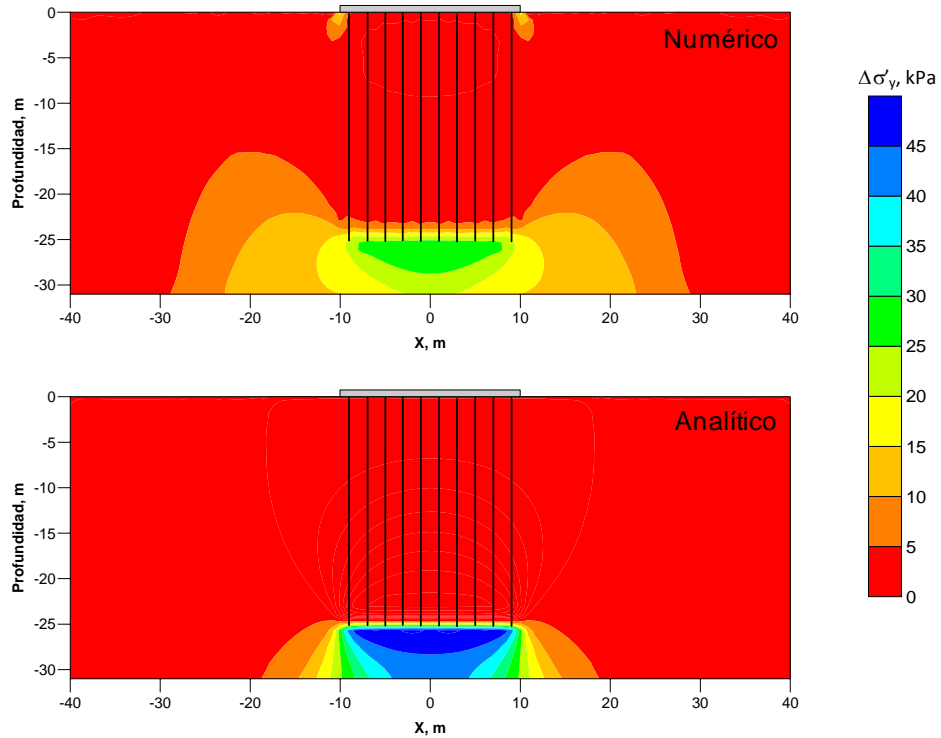


Figura 3.8 Incremento de los esfuerzos efectivos verticales ($\Delta\sigma'_y$) para la Etapa 1 del análisis y para los modelos numérico y analítico

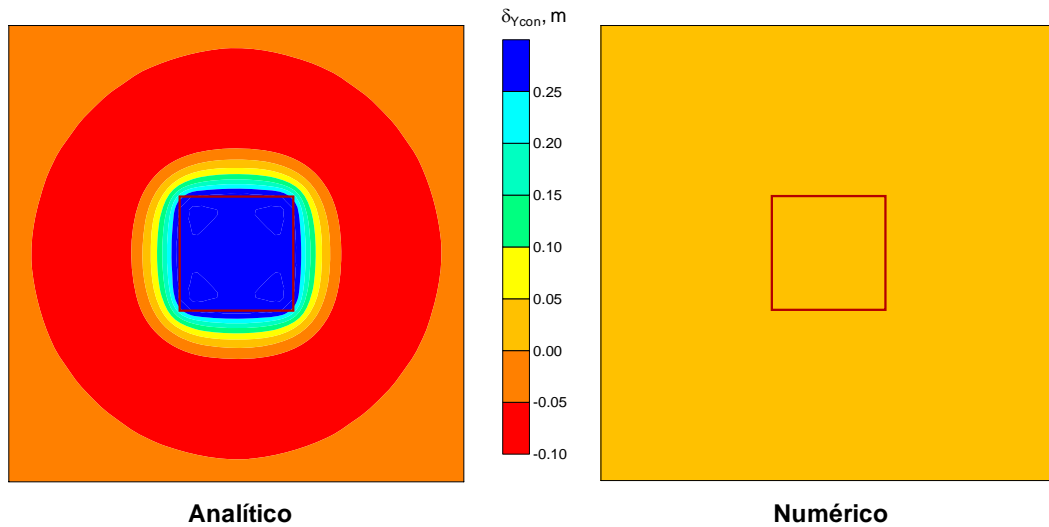


Figura 3.9 Curvas de isovalores de los desplazamientos verticales superficiales para la Etapa 2 del análisis y para los modelos analítico y numérico

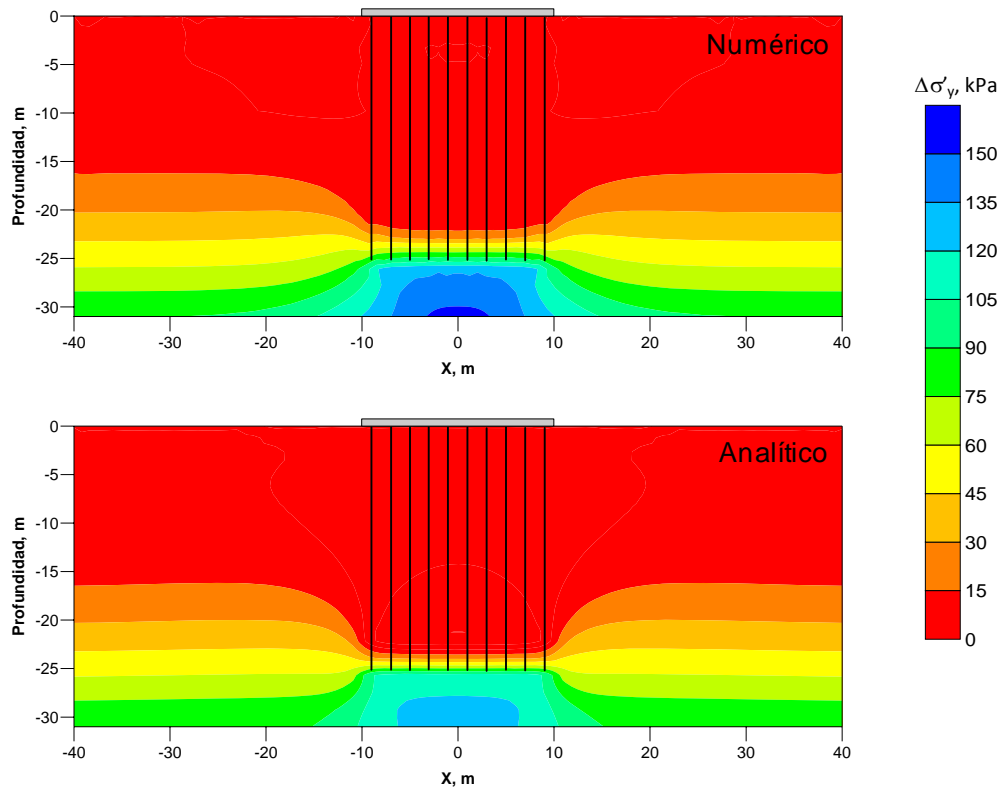


Figura 3.10 Incremento de los esfuerzos efectivos verticales ($\Delta\sigma'_y$) para la Etapa 2 del análisis y para los modelos numérico y analítico

Como se muestra en las Figuras 3.11 y 3.12, la diferencia entre modelos se acentúa a medida que se incrementa la magnitud del abatimiento piezométrico. Para la Etapa 3, con el modelo analítico se obtiene una emersión aparente del orden de los 100cm, mientras que para el numérico es de tan solo 39cm.

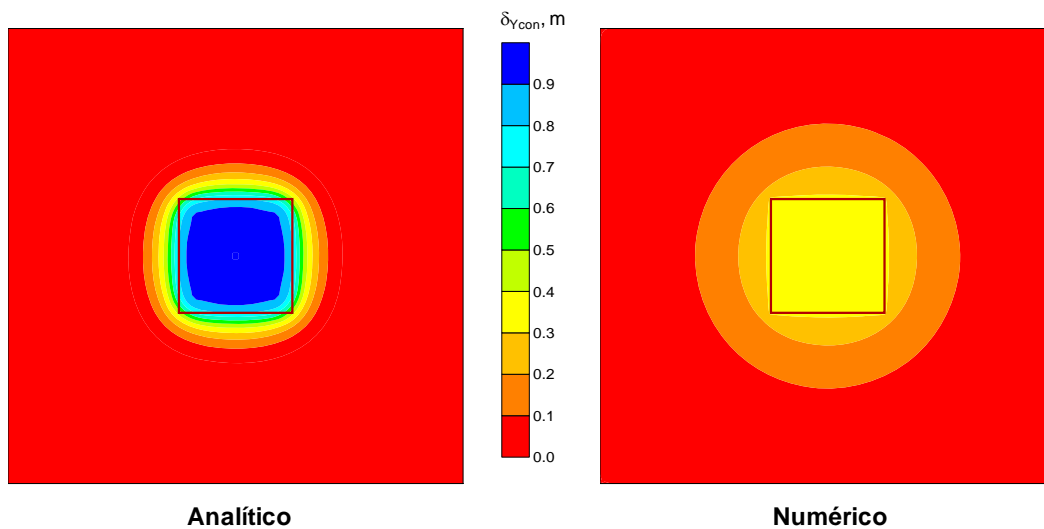


Figura 3.11 Curvas de isovalores de los desplazamientos verticales superficiales para la Etapa 3 del análisis y para los modelos analítico y numérico

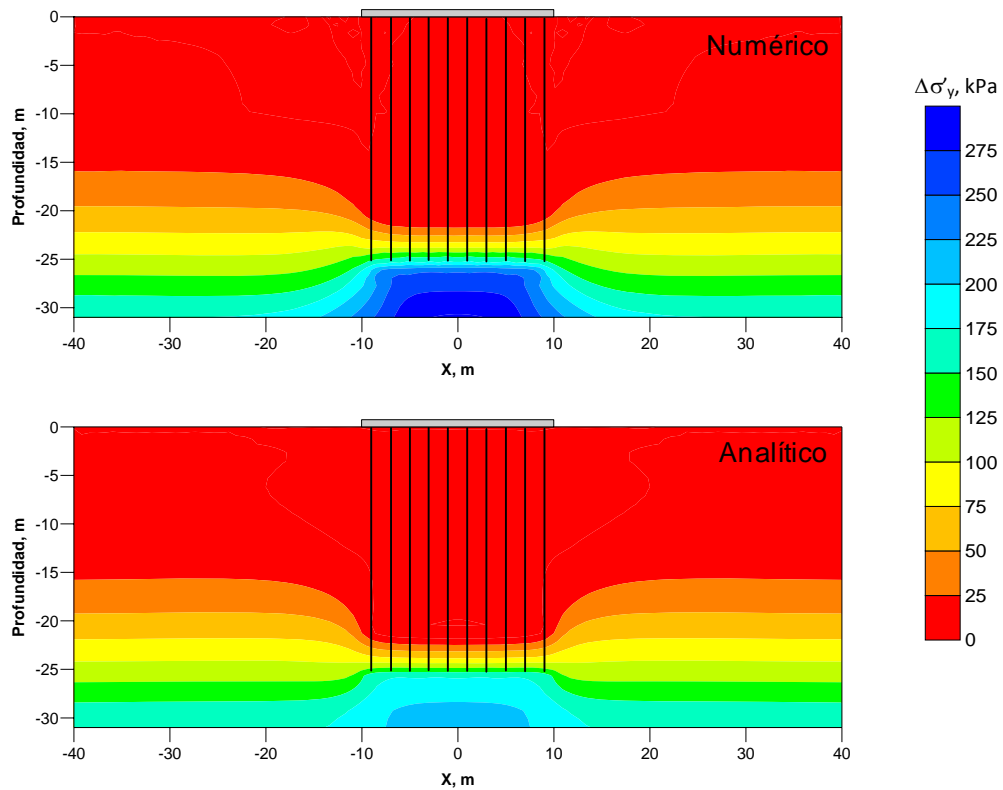


Figura 3.12 Incremento de los esfuerzos efectivos verticales ($\Delta\sigma'_y$) para la Etapa 3 del análisis y para los modelos numérico y analítico

De manera general, el modelo analítico describe el comportamiento de la cimentación piloteada para las tres etapas del análisis; sin embargo, existen diferencias importantes en la magnitud de los valores obtenidos debido a que este no considera, por una parte, el efecto de la rigidez de la losa de cimentación, y por otra, el efecto de la interacción del grupo de pilotes con el hundimiento regional.

3.3. CONCLUSIONES

Se presenta un modelo analítico simplificado basado en las ecuaciones de Mindlin y se calibra con los resultados obtenidos del modelado numérico del capítulo anterior, para: un grupo de pilotes supuesto infinito, una franja de pilotes supuesta infinita y un grupo de pilotes.

Las diferencias entre modelos ayudan a comprender con mayor claridad el efecto de la interacción del hundimiento regional con el grupo de pilotes. Las causas de dichas diferencias, son:

- a) Las propiedades de resistencia de los suelos arcillosos en el modelo analítico están definidas en esfuerzos totales (resistencia no-drenada) mientras que en el numérico están en esfuerzos efectivos.
- b) En el modelo analítico la carga por punta y la fricción negativa se estiman a partir de la resistencia no-drenada, mientras que en el numérico esto no es completamente cierto para separaciones pequeñas entre pilotes.
- c) La predicción de la compresibilidad en el modelo analítico está en función del esfuerzo efectivo vertical (σ'_y) y de la relación de vacíos (e), mientras que para el numérico (S-CLAY1) se realiza a partir del esfuerzo efectivo medio (p') y del volumen específico (v).
- d) El modelo analítico no toma en cuenta la rigidez de la losa de cimentación.
- e) El modelo analítico ignora el efecto del hundimiento regional en el comportamiento de los pilotes perimetrales.

Una de las causas que tiene el mayor efecto en el comportamiento de la cimentación piloteada es la e), ya que:

- a) Al ignorarse este efecto en una cimentación con una separación entre pilotes relativamente baja, se desarrolla mayor emersión en el borde de la cimentación que en su centro y se genera una sobreestimación de la fricción positiva en los elementos perimetrales. Dicha sobreestimación es suficiente para que se presente un incremento importante de los esfuerzos efectivos fuera de la superficie piloteada y, por tanto, el desarrollo se desplaza indeseados.
- b) Al no considerar este efecto, la emersión aparente de la cimentación en su conjunto se incrementa al reducir sus dimensiones en planta. En el modelo numérico tridimensional se observó que, a medida que se disminuyen dichas dimensiones, el hundimiento regional tiene mayor influencia en los pilotes centrales y, por tanto, la cimentación en su conjunto tiende a ser desplazada hacia abajo con mayor intensidad (menor emersión aparente).

A pesar de las diferencias, puede decirse que, en general, al comparar los resultados obtenidos entre ambos modelos, se obtiene una similitud aceptable. Asimismo, se demuestra que el modelo analítico es una herramienta simple y potente para el análisis y diseño de cimentaciones piloteadas que se desplantan en un suelo arcilloso que se consolida debido al peso de la superestructura y al

abatimiento de las presiones intersticiales. Su grado de aproximación es mejor para grupos grandes de pilotes. Sin embargo, también se demuestra que los modelos basados en los elementos finitos son la mejor herramienta para la realización de dicho análisis y diseño, sobre todo cuando se trata de grupos de pilotes.

CONCLUSIONES GENERALES

El principal objetivo de este trabajo fue el desarrollo de una metodología para el análisis y diseño de cimentaciones a base de pilotes de fricción o inclusiones rígidas sometidas a consolidación regional, estudiando el comportamiento de estos elementos en suelos con características típicas de la zona lacustre de la Ciudad de México, desarrollando modelos basados en el MEF en dos y tres dimensiones y empleando modelos constitutivos avanzados para la simulación del comportamiento de las arcillas lacustres.

En la primera parte se presenta una revisión bibliográfica exhaustiva de los estudios efectuados a nivel mundial relacionados con la fricción negativa en cimentaciones piloteadas, así como la forma como se ha atacado esta problemática específicamente en la zona lacustre de la Ciudad de México. Se observa que, de 1948 a 1981, a nivel mundial, se efectuaron numerosos estudios de campo relacionados con la fricción negativa en pilotes de punta y de fricción. Al parecer, el estudio de campo efectuado por Plomp y Mierlo en el año de 1948, fue el primero en demostrar el desarrollo de un nivel neutro en pilotes de punta colocados en un medio sometido a consolidación debida al bombeo de agua de los acuíferos. Respecto a estudios de laboratorio relacionados con la fricción negativa en pilotes, únicamente se encontró en la literatura el trabajo efectuado por Leung et al. (2004). De acuerdo con la investigación bibliográfica efectuada, se puede decir que a nivel mundial no se han efectuado estudios de campo o de laboratorio en grupos de pilotes o inclusiones sometidos a fricción negativa.

Con respecto a la investigación que se ha desarrollado en México, se presentan los trabajos de campo efectuados por Auvinet y Hanel en el año de 1981 en pilotes de punta y de fricción instrumentados. Se muestra una compilación de los estudios que se han efectuado para la determinación de la fricción límite pilote-suelo. Se describen las distintas soluciones de cimentaciones profundas que se han propuesto para edificaciones que interactúan con el hundimiento regional en la zona lacustre de la Ciudad de México. Asimismo, se hace mención y se analizan los distintos modelos para en análisis y diseño de pilotes e inclusiones sometidos a fricción negativa propuestos por Zeevaert (1973), Reséndiz y Auvinet (1973), Auvinet y Díaz (1981), Alberro y Hernández (2000) y Rodríguez y Auvinet (Rodríguez, 2001; Auvinet y Rodríguez, 2002).

En la segunda parte, se presenta el modelado numérico de pilotes e inclusiones en un medio que interactúa con el hundimiento regional. Las conclusiones obtenidas de dicho modelado son de gran utilidad para el análisis y diseño de cimentaciones a base de pilotes e inclusiones:

- a) Se confirma que, para el diseño de pilotes, resulta exageradamente conservador sumar el efecto de la fricción negativa con el de las cargas accidentales.
- b) Se observa que cuando el pilote se somete a un abatimiento inicial de las presiones intersticiales, al aplicar incrementos de cargas en la cabeza del elemento, este se comporta de manera similar al de un elemento precargado, ya que parte importante de la fuerza por fricción negativa generada puede ser substituida por sobrecargas e inclusive la fricción negativa puede transformarse en positiva.
- c) Se comprueba que la profundidad del nivel neutro tiende a estabilizarse conforme se desarrolla el proceso de consolidación, y que la profundidad de dicho nivel depende significativamente de las condiciones iniciales de carga del pilote.
- d) La interacción entre pilote y suelo es muy sensible a la variación de la posición del NAF. El paso de la temporada de sequías a la de lluvias (disminución de la profundidad del NAF) puede generar el desarrollo de dos niveles neutros.
- e) Se demostró que, para el modelado a largo plazo del comportamiento de un pilote que forma parte de un grupo, no es necesario emplear elementos de interfaz fuste-suelo. Esto se debe a que su comportamiento depende en mayor medida de la compresibilidad del material que de su resistencia al corte.
- f) Se observa que la anisotropía inicial del material compresible tiene influencia en el comportamiento de los pilotes cuando la separación entre elementos es relativamente alta y cuando los niveles de esfuerzos en el medio son bajos, es decir, en aquellos casos en los que tiene mayor relevancia la forma de la superficie de fluencia que la posición del criterio de falla.
- g) Para efectuar un diseño óptimo de la cimentación, es importante realizar una buena predicción de las condiciones piezométricas futuras del sitio. Cuando exista la posibilidad de que se presente un caso extremo de abatimiento piezométrico, se recomienda que el diseño se base en una solución intermedia, con el propósito de minimizar los inconvenientes tanto del asentamiento como el de la emersión aparente.
- h) Se confirma que la posición del nivel neutro depende en mayor medida de la separación entre pilotes que de la magnitud del abatimiento de las presiones intersticiales.
- i) Se demuestra que, en presencia de pilotes de fricción en un medio que se consolida debido al abatimiento de las presiones intersticiales, no pueden presentarse descargas en el suelo que conduzcan a esfuerzos efectivos menores que los iniciales y a un “desconfinamiento” del estrato de apoyo, contrariamente a lo propuesto por Zeevaert (1973).
- j) Se observa que, cualitativamente, las inclusiones presentan el mismo comportamiento que los pilotes, sin embargo, se demuestra que las primeras son menos eficientes. Esto se debe a que la carga externa en las inclusiones se transmite tanto por la cabeza, como por el fuste y, por tanto, para que estas trabajen, debe desarrollarse cierta deformación de la capa de repartición y del estrato reforzado. A medida que la separación entre inclusiones disminuye

y la rigidez de la costra se incrementa, la carga tiende a transmitirse exclusivamente por la cabeza ya que la capa de repartición comienza a comportarse como una losa de cimentación.

- k) Fue posible demostrar que, mientras la separación entre inclusiones se encuentre cerca de la óptima, la cabeza estará lejos de la falla y no se transmitirán cargas puntuales a la losa de cimentación. Asimismo, el tamaño del bulbo de esfuerzos producido en la capa de repartición se mantendrá prácticamente constante, sin importar la magnitud de la consolidación inducida.
- l) Se propone una ecuación para la estimación de la capacidad de carga última de la cabeza de la inclusión, que se basa en un mecanismo de falla por cortante y en dirección vertical, que se extiende desde la cabeza del elemento hasta la superficie.
- m) Mediante los modelos 3D fue posible demostrar la aplicabilidad de los modelos 2D axisimétricos para cimentaciones formadas por un número supuesto infinito de pilotes.
- n) Para el modelado de grupos pequeños de pilotes es necesario el uso de modelos 3D, debido a que para este caso los elementos de borde y de esquina tienen una influencia importante en el comportamiento general de la cimentación. Cuando el ancho de la cimentación es pequeño, pero la longitud es muy grande, se propone el uso de un modelo 3D simplificado, en el cual únicamente es necesario simular una rebanada del problema, similar al estado plano de deformaciones en un modelo 2D, pero con la ventaja que en el 3D los pilotes pueden modelarse de manera explícita.
- o) Se observó que la rigidez de las capas superficiales y de la losa o cajón de cimentación, son factores que influyen de manera importante en el comportamiento de cimentaciones formadas por grupos pequeños de pilotes.
- p) Se demuestra que el comportamiento de los pilote de borde y de esquina, ante el abatimiento de las presiones intersticiales, es prácticamente independiente de las dimensiones en planta de la cimentación, siempre y cuando la separación entre elementos sea la misma.
- q) Para grupos limitados de pilotes, la concentración de esfuerzos existente en la parte inferior de los pilotes debida al abatimiento de las presiones intersticiales, genera una flexión importante de los elementos, siendo mayor en los perimetrales y disminuyendo paulatinamente para los centrales.
- r) Se observa que es posible la generación de condiciones límite por fricción negativa en el fuste de los pilotes perimetrales. Para los centrales esta condición se alcanza únicamente en la punta y algo en el fuste por fricción positiva. Las condiciones límite por fricción negativa en los pilotes centrales solo podrían darse para separaciones grandes y abatimientos piezométricos relativamente altos (lejos de la separación óptima).

A partir de los resultados de la investigación presentada en este trabajo, se propone una metodología para el análisis de cimentaciones a base de pilotes e inclusiones desplantadas en la zona lacustre de la Ciudad de México, empleando modelos numéricos de tipo MEF, la cual se divide en los siguientes puntos principales:

- 1) Definición de las condiciones iniciales del análisis.
- 2) Definición del tipo de problema: de asentamientos o de capacidad de carga.
- 3) Definición del tipo de modelo a emplear (2D ó 3D).
- 4) Selección del modelo constitutivo a emplear para cada estrato.
- 5) Establecimiento de dimensiones de los pilotes o inclusiones.
- 6) Definición de las condiciones de frontera.
- 7) Selección del tipo de elemento a emplear para la generación de la malla de elementos finitos.
- 8) Definición y ejecución de las etapas de análisis.
- 9) Interpretación de resultados.

En la tercera y última parte de este trabajo, se presenta un modelo analítico simplificado para el diseño de cimentaciones con pilotes de fricción en términos de asentamientos, propuesto inicialmente por Reséndiz y Auvinet en 1973 e implementado posteriormente por Auvinet y Díaz-Mora en 1981. A diferencia de las primeras versiones del modelo en las que se suponía que la fricción negativa en los pilotes se desarrollaba al límite, en la versión modificada se establece que: la fricción negativa no puede ser mayor que el incremento aparente del peso sumergido de la masa de suelo que rodea al pilote por encima del nivel neutro, debido a fuerzas de filtración inducidas por el abatimiento de las presiones intersticiales. Esta premisa es respaldada por la investigación efectuada en este trabajo y por los resultados obtenidos en estudios anteriores desarrollados por Rodríguez (2001) y Auvinet y Rodríguez (2002(b)).

El modelo analítico propuesto se calibró con los resultados obtenidos de la modelación numérica. A pesar de las diferencias obtenidas entre ambos modelos, puede decirse que el modelo analítico es una herramienta simple y potente para el análisis y diseño de cimentaciones piloteadas que se desplantan en un suelo arcilloso que se consolida debido al peso de la superestructura y al abatimiento de las presiones intersticiales. Su grado de aproximación es mejor para grupos grandes de pilotes. Sin embargo, también se demuestra que los modelos basados en los elementos finitos son la mejor herramienta para la realización de dicho análisis y diseño, sobre todo cuando se trata el caso de grupos limitados de pilotes.

En conclusión, puede decirse que este trabajo contribuye a mejorar el entendimiento de la compleja interacción que existe entre cimentaciones profundas y suelos en proceso de consolidación y a mejorar la práctica del análisis y diseño de cimentaciones a base de pilotes de fricción e inclusiones rígidas que interactúan con el hundimiento regional.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

- Aguilar, J. M. y Rojas, E. (1990).** *Importantes mejoras en los dispositivos de control de pilotes.* Memoria de la XV RNMS
- Aguirre, M. (1981).** *Dispositivo para controlar hundimientos de estructuras piloteadas.* Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 439
- Airhart, T. P., Coyle, H. M., Hirsch, T. J. y Buchanan, S. J. (1969).** *Pile-soil system response in a cohesive soil.* Performance of Deep Foundations, ASTM STP, 444: 264–294.
- Alberro, J. (1969).** Contribution. Proc. 7th ICSMFE, México, 3: 349-357
- Alberro, J. y Hernández, R. (2000).** *Proceso de consolidación y fricción negativa inducida, en pilas, pilotes y muros.* Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 619
- Alberro, J. e Hiriart, G. (1973).** *Resistencia a largo plazo de las arcillas del Valle de México.* Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 317
- Auvinet, G. y Díaz-Mora, C. (1981).** *Programa de computadora para predecir movimientos verticales de cimentaciones.* Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No 438
- Auvinet, G. y Hanel, J. J. (1981).** *Negative skin friction on piles in Mexico City clay.* Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, 2: 599-604
- Auvinet G., Hanel, J. J. y Murillo, R. (1976).** *Investigación sobre fricción negativa.* Memo. VIII RNMS, Guanajuato, 3: 101-105
- Auvinet, G. y Mendoza, M. (1987).** *Consideraciones respecto al diseño de cimentaciones sobre pilotes de fricción.* Memo. VII RNIS, Querétaro
- Auvinet, G. y Rodríguez, J. F. (2006).** *Inclusiones Rígidas como Alternativa de Cimentación en los Suelos Lacustres de la Ciudad de México.* Memo. XXIII RNMS, Tuxtla Gutiérrez
- Auvinet, G. y Rodríguez, J. F. (2004(a)).** *Análisis del comportamiento de pilotes de punta en suelos en proceso de consolidación regional.* Memo. XXII RNMS, 2: 21-29
- Auvinet, G. y Rodríguez, J. F., (2004(b)).** *Análisis de lumbreras cilíndricas sometidas a cargas locales.* Memo. XXII RNMS, 2: 317-322
- Auvinet, G. y Rodríguez, J. F. (2002(a)).** *Behavior of end-bearing piles in consolidating soils.* Proc. Int. Workshop, Foundation Engineering in Difficult Soft Soil Conditions, TC36-ISSMGE, Mexico City: 133-137
- Auvinet, G. y Rodríguez, J. F. (2002(b)).** *Modeling of friction piles in consolidating soils.* Proc. Int. Deep Found. Cong., ASCE, Orlando: 224-235
- Auvinet, G. y Rodríguez, J. F. (2001).** *Friction Piles in Consolidating Soils.* Proc. 15th ICSMGE, Istanbul, 2: 843-846
- Azzouz, A. S. y Morrison, M. J. (1988).** *Field measurements on model pile in two clay deposits.* J. Geotech. Eng., 114(1): 104–121
- Broms, B. B. (1969).** *Design of pile groups with respect to negative skin friction.* Proc. 7th ICSMFE, Special Session No. 8, México

- BAUER (2005).** *Displacement pile system, BAUER BG-System.* BAUER Maschinen GmbH, Product Information 42e 8/2005
- Bjerin, L. (1977).** *Dragloads on long concrete piles.* Swedish Geotech. Institute, Report 2
- Bjerrum, L., Johannessen, I. J. y Eide, O. (1969).** *Reduction of negative skin friction on steel piles to rock.* Proc. 7th ICSMFE, México, 2: 27-34
- Bjerrum, L. y Simons, N. L. (1960).** *Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays.* Proc. Research conf. on shear strength of cohesive soils, ASCE: 711-726
- Boulon, M. y Foray, P. (1986).** *Physical and numerical simulation of lateral shaft friction along offshore piles in sand.* Proc. 3rd Int. Conf on Numerical Methods in Offshore Piling, Nantes: 127-147
- Bozozuk, M. (1981).** *Bearing capacity of pile preloaded by downdrag.* Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, 2: 631-636
- Brinkgreve, R. B. (1994).** *Geomaterial models and numerical analysis of softening.* Doctoral Dissertation, Delft University of Technology, The Netherlands
- Brinkgreve, R. B., Broere, W. y Waterman, D. (2008).** *PLAXIS 2D Manual.* Delft University of Technology & PLAXIS bv, info@plaxis.com, The Netherlands
- Brinkgreve, R. B. y Broere, W. (2004).** *PLAXIS 3D Foundations Manual.* Delft University of Technology & PLAXIS bv, A.A. Balkema Publisher, info@plaxis.com, The Netherlands
- Burland, J. B. (1967).** *Deformation of soft clay.* Doctoral Dissertation, Cambridge University.
- Bruce, D. A. (1989).** *American developments in the use of small diameter inserts as piles and in situ reinforcement.* DFI Int. Conf. on Piling and Deep Foundations, London
- Carrahan, B., Luther, H. A. y Wilkes, J. O. (1969).** *Applied Numerical Methods.* John Wiley and Sons, Inc, USA
- Carrillo, N. (1969).** *Influencia de los pozos artesianos en el hundimiento de la Ciudad de México.* Volumen Nabor Carrillo, SHACP, México: 7-14
- Cervantes, H. L. (1972).** *Determinación en laboratorio de la fricción entre arcilla y concreto, y su aplicación en pilotes.* Tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM
- Chandrasekaran, N., Haisler, W. E. y Goforth, R. E. (1987).** *A finite element solution method for contact problems with friction.* Int. J. Numer. Methods Eng., 24: 477-495
- Christian, J. T. y Desai, C. S. (1977).** *Numerical methods in geotechnical engineering, Constitutive laws for geologic media.* McGraw-Hill, Chapter 2: 65-115
- Clemente, F. M. (1981).** *Downdrag on bitumen coated piles in a warm climate.* Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, 2: 673-676
- Combarieu, O. (1988).** *Amélioration des sols par inclusions rigides verticales application à l'édification de remblais sur sols médiocres.* Rev. Franç. Géotech., No. 44 : 57-79
- Combarieu, O. (1990).** *Fondations superficielles sur sol amélioré par inclusions rigides verticales.* Rev. Franç. Géotech., No. 53: 33-44
- Comodromos, E. M. y Bareka, S. V. (2005).** *Evaluation of negative skin friction effects in pile foundations using 3D nonlinear analysis.* Comp. and Geotech. J. 32, 210-221.
- Correa, J. J. (1961).** *The application of negative friction piles to reduction of settlement.* Proc. 5th ICSMFE, Paris
- Correa, J. J. (1969).** *A telescopic type of pile for subsidence conditions.* Proc. Specialty session on negative skin friction and settlements of piled foundations, 5th ICSMFE, México DF
- Correa, J. J. (1980).** *Estado actual del conocimiento sobre pilotes de control.* Mem. Reunión Conjunta Consultores-Constructores Cimentaciones profundas, México, DF
- Cummings, A. E., Kerkhoff, G. O. y Peck, R. B. (1950).** *Effect of driving piles into soft clay.* Trans. Am. Soc. Civ. Eng., 115: 275-350.
- Dafalias Y. F. (1987).** *Anisotropic critical state clay plasticity model.* Proc. 2nd Int. Conf. on Constitutive Laws for Engin. Materials, Tucson, 1: 513-521
- Davis, E. H. (1968).** *Soil Mechanics: Selected Topics, Chap. 6, Theories of plasticity and the failure of soil masses.* Butterworth & Co. (Publishers), London
- Dawson, A. (1970).** *Downdrag on pile foundations,* MIT, Boston

- Desai, C. S. y Sargand, S. (1984).** *Hybrid FE procedure for soil-structure interaction.* J. Geotech. Eng. Div. ASCE, 110: 473-486
- Díaz-Rodríguez J. A., Lerouiel S. y Aleman J. D. (1992).** *Yielding of Mexico City clay and other natural clays.* J. Geotech. Engng. ASCE 118, No. 7: 981-995
- Ellstein, A. (1980).** *El pilote penetrante o P^3 .* Mem. de la Reunión Conjunta Consultores-Constructores Cimentaciones profundas, México DF
- Endo, M. Minou, A. Kawasaki, T. y Shibata, T. (1969).** *Negative skin friction acting on steel pipe pile in clay.* Proc. 7th ICSMFE, México DF, 2: 85-92.
- Enriquez, R. y Rosenblueth, E. (1959).** *Pruebas de extracción con pilotes a escalas reducidas en arcillas típicas de México.* Proc. 1st PCSMFE, 1, p. 389
- Fellenius, B. H. (1998).** *Recent advances in the design of piles for axial loads, dragloads, downdrag and settlement.* ASCE and Port of NY&NJ Seminar
- Fellenius, B. H. (1971).** *Negative skin friction on long piles driven in clay.* Swedish Geotech. Institute, Proc., No. 25, Stockholm
- Fellenius, B. H. y Broms, B. B. (1969).** *Negative skin friction for long piles driven in clay.* Proc. 7th ICSMFE, Mexico City, 2: 93-98
- Fellenius, B. H. y Samson, L. (1976).** *Testing of drivability of concrete piles and disturbance to sensitive clay.* Can. Geotech. J., 13(1): 139-160.
- Geddes, J. D. (1966).** *Stresses in foundation soils due to vertical subsurface loading.* Géotechnique, 16, No. 3: 231-255
- Gens, A., Carol, I. y Alonso, E. E. (1988).** *An interface element formulation for the analysis of soil reinforcement interaction.* Comput. Geotech., 7: 133-151
- Ghaboussi, J., Wilson, E. L. y Isenberg, J. (1973).** *Finite element for rock joints and interfaces.* J. Soil Mech. Found. Div. ASCE, 99, (SM10): 833-848
- Girault, P. (1980).** *Pilotes entrelazados. Teoría y funcionamiento.* Mem. de la Reunión conjunta Consultores-Constructores Cimentaciones profundas, México DF
- Girault, P. (1971).** *Fricción negativa y asentamientos de cimentaciones sobre pilotes.* Mem. Sesión Especial No. 8, 7th ICSMFE, México DF
- Girault, P. (1964).** *A new type of pile foundation.* Proc. Conf. on Deep Found. 1
- Gobierno del Distrito Federal (2004(a)).** *Reglamento de construcciones para el Distrito Federal.* Gaceta Oficial del Distrito Federal
- Gobierno del Distrito Federal (2004(b)).** *Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones.* Gaceta Oficial del Distrito Federal, Décima cuarta época, 6 de Octubre, Tomo II, No. 103-BIS: 2-10
- Gobierno del Distrito Federal (2004(c)).** *Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones.* Gaceta Oficial del Distrito Federal, Décima cuarta época, 6 de Octubre, Tomo II, No. 103-BIS: 11-39
- Gobierno del Distrito Federal (2004(d)).** *Normas técnicas complementarias para diseño por sismo.* Gaceta Oficial del Distrito Federal, Décima cuarta época, 6 de Octubre, Tomo II, No. 103-BIS: 55-77
- González, F. (1948).** *Level control in buildings by means of adjustable piling.* Proc. 2nd ICSMFE, 4, p. 152, Rotterdam
- Goodman, R. E., Taylor, R. L. y Brekke, T. L. (1968).** *A model for the mechanics of jointed rock.* J. Soil Mech. Found. Div. ASCE, 94, (SM3): 637-659
- Hansbo, S. (1984).** *Foundations on friction creep piles in soft clays.* Proc. Int. Conf. on Case Histories in Geotech. Engin., St Louis: 913-922
- Hagmann, A. J. (1971).** *Prediction of stress and strain under drained loading conditions.* MIT, Dept. Civ. Eng., Rep. R71-3
- Holtz, W. G. y Lowitz, C. A. (1965).** *Effects of driving displacement piles in lean clay.* J. Soil Mech. Found. Div., Am. Soc. Civ. Eng. 91(SM5): 1-13
- Housel, W. S. y Burkey, J. R. (1948).** *Investigation to determine the driving characteristics of piles in soft clay.* Proc., 2nd ICSMFE, Rotterdam, 5: 146-154.
- Hvorslev, (1936).** *Conditions of failure for remoulded cohesive soils.* Proc. ICSMFE, Harvard, 3, p. 51

- Inoue, Y., Tamaoki, K. y Ogai, T. (1977).** *Settlement of building due to pile downdrag*. Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 1: 561-564
- Jaime, A., Rojas, E. y Legorreta, H. (1991).** *Pilotes de fricción hincados en arcilla blanda; respuesta bajo carga estática*. Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 534
- Jaky, J. (1944).** *The coefficient of earth pressure at rest*. J. Society Hungarian Arch. and Eng.: 355-358
- Jeong, S., Kim, S. y Briaud, J. L. (1997).** *Analysis of downdrag on pile groups by the finite element method*. Comp. and Geotech. J. **21**, No. 2: 143-161.
- Jeong, S., Lee, J. y Lee, C. J. (2004).** *Slip effect at the pile-soil interface on dragload*. Comp. and Geotech. J. **31**: 115-126.
- Jiménez, A. (1980).** *Pilotes de autocontrol*, Revista Obras, Agosto, México DF
- Johannessen, I. J. (1965).** *Observations of the drag load on a steel pile to rock due to settlement of clay*. 21th Int. Navigation Con., Stockholm, Section II, Subject 6: 173-186
- Johannessen, I. J. y Bjerrum, L. (1965).** *Measurement of the compression of a steel pile to rock due to settlement of the surrounding clay*. 6th ICSMFE, Montreal, **2**: 261-264
- Karstunen, M., Wiltafsky, C., Krenn, H., Scharinger, F. y Schweiger, H. F. (2006).** *Modelling the stress-strain behaviour of an embankment on soft clay with different constitutive models*. Int. J. Numer. Analyt. Meth. Geomech. **30**, No. 10: 953-982
- Katona, M. G. (1983).** *A simple contact-friction interface element with application to buried culverts*. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., **7**: 371-384
- Kerisel, J. (1976).** *Contribución*. Memoria de la tercera conferencia Nbor Carrillo, Guanajuato, p. 111
- Kerisel, J. (1965).** *Vertical and horizontal bearing capacity of deep foundations in clay*. Symposium on bearing capacity and settlement of foundations, Duke University, p. 45
- Koerner, R. M., (1985).** *Construction and geotechnical methods in foundation engineering*, McGraw Hill
- Kog, Y. C. (1987).** *A case study of downdrag and axial load on timber piles in layered soil*. Proc. 5th Inter. Geotech. Seminar on Case Histories in Soft Clay, Singapore: 269-276.
- Koiter, W. T. (1960).** *General theorems for elastic-plastic solids*. I. N. Sneddon and R. Hill (eds), Progress in Solid Mechanics, North-Holland, **1**: 165-221.
- Korhonen K. y Lojander M. (1987).** *Yielding of Perno clay*. Proc. 2nd Int. Conf. on Constitutive Laws for Engin. Materials, Tucson, **2**: 1249-1255
- Laboratorio de Geoinformática (2009).** Instituto de Ingeniería, UNAM, <http://pumas.iingen.unam.mx/geoinformatica/index.html>.
- Lade, P. V. y Duncan, J. M. (1975).** *Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil*. J. Geotech. Eng. Div. ASCE, **101**, No. GT10
- Lee, C. J. y Charles, W. W. (2004).** *Development of downdrag on piles and pile groups in consolidating soil*. J. Geotech. and Geoenv. Engng., **130**, No. 9: 905-914
- León, J. L. y Reséndiz D. (1979).** *A method to estimate settlements of friction pile groups*. Proc. 6th PCSMFE, Lima
- Leung, C. F., Liao, B. K., Chow, Y. K., Shen, R. F. y Kog, Y. C. (2004).** *Behavior of pile subject to negative skin friction and axial load*. Soils and Found. J., **44**, No. 6: 17-26
- Lo, K. Y. (1962).** *Shear strength properties of a sample of volcanic material of the Valley of Mexico*. Géotechnique **12**: 303-319.
- Marsal, R. J. y Mazari, M. (1959).** *El subsuelo de la Ciudad de México*. Facultad de Ingeniería, UNAM
- Marsal, R. J. y Salazar, J. (1960).** *Pore pressure and volumetric measurement in triaxial compression tests*. Research conf. on shear strength on cohesive soils, ASCE, Boulder: 965-983
- Marsal, R. J., Mazari, M. e Hiriart, H. (1953).** *Cimentaciones piloteadas en la Ciudad de México*. Ediciones ICA, Serie B, Ingeniería Experimental, No. 16
- Martínez, M. (1975).** *Influencia del hundimiento de la ciudad de México en el comportamiento de cimentaciones piloteadas*. DEPFI, UNAM
- Mayne, P. W. y Kulhawy, F. H. (1982).** *K₀-OCR relationships in soil*. J. Geotech. Engng. ASCE **108**, No. GT6: 851-872.
- Mendoza, M. (2006).** *On the soil arching and bearing mechanisms in a structural fill over piled foundations*. Int. Symp.: Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, TC36, Mexico: 207-214

- Meyerhof, G. G. (1976).** *Bearing capacity and settlement of pile foundations.* J. of the Geotech. Engin. Division, ASCE, **102**, No. GT3
- Mindlin, R. (1936).** *Force at a point in the interior of a semi-infinite solid* J. Appl. Physics **7**: 195-202.
- Näätänen, A. y Lojander, M. (2000).** *Modelling of anisotropy of Finnish clays.* Proc. of the 7th Finnish Symposium on Mechanics, Tampere University of Technology: 589-598
- Näätänen, A., Wheeler, S., Karstunen, M. y Lojander, M. (1999).** *Experimental investigation of an anisotropic hardening model for soft clays.* Proc. of the 2nd Int. Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino: 541-548
- Nath, P. (1977).** *The analysis of composite structures with prescribed frictional conditions at the interfaces.* Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., **1**: 387-396
- Okabe, T. (1977).** *Large negative friction and friction free pile methods,* Proceedings, 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 1
- Orrje, O. y Broms, B. (1967).** *Effects of pile driving on soil properties.* J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, **93**(SM5): 59-73
- Ovando, E. (1995).** *Direct shear tests on Mexico City clay with reference to friction pile behavior.* Geotech. Geolo. Eng. J., **13**: 1-16
- Pande, G. N. y Sharma, K. G. (1979).** *On joint/interface elements and associated problems of numerical ill-conditioning.* Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., **3**: 293-300
- Paniagua, W. I. (2006).** *Construction of drilled displacement and auger cast in place piles.* Proc. Int. Symp.: Rigid Inclusions in difficult soft soil conditions, TC36, México DF
- Pestana, J. M., Hurt, C. E. y Bray, J. D. (2002).** *Soil deformation and excess pore pressure field around a closed-ended pile.* ASCE, J. Geotech. Geoenviron. Eng., **128**(1): 1-12
- Plomp, A. y Mierlo, W. C. (1948).** *Special problems, Effects of drainage by well points on pile foundations.* Proc. 2nd ICSMFE, Rotterdam, **4**: 141-148.
- Poulos, H. G. y Davis, E. H. (1974).** *The use of the sector method for calculating stresses and displacements in an elastic mass.* Elastic solutions for Soil and Rock Mechanics, Series in Soil Engineering, John Wiley & Sons
- Pucheu, M., Bourgeois, E. y Mestat P. H. (2005).** *CESAR-LCPC, Abridged Theoretical Manual,* 1st Edition, lpcp-itech, France
- Randolph, M. F., Carter, J. P. y Wroth, C. P. (1979).** *Driven piles in clay – the effects of installation and subsequent consolidation.* Géotechnique, **29** (4): 361-393.
- Reese, L. C. y Seed, H. B. (1955).** *Pressure distribution along friction piles.* Proc. ASTM, **55**: 1156-1182
- Rendulic, I. L. (1936).** *Relation between void ratio and effective principal stresses for a remoulded silty clay.* Proc. ICSMFE, Harvard University **2**
- Reséndiz, D. (2008).** *La importancia de otros en mi contribución a la ingeniería de cimentaciones.* Aportaciones Científicas y Humanísticas Mexicanas en el Siglo XX, Academia Mexicana de Ciencias: 757-769
- Reséndiz, D. (1976).** *Mecanismos de control de carga en pilotes.* Comentarios a la Tercera Conf. Nabor Carrillo, Guanajuato
- Reséndiz, D. (1970).** *Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la ingeniería de cimentaciones en la Ciudad de México.* Mem. V RNMS
- Reséndiz, D. (1964).** *On a type of point bearing pile through sinking subsoil,* Proc. Conf. on Deep Found., Mexico DF, **1**: 385-403
- Reséndiz, D., Auvinet, G. y Silva, C. (1969).** *Conception et comportement des fondations du Palais des Sports de la ville de Mexico en présence de frottement négatif.* Proc. Specialty Session on negative skin friction and settlements of piled structures, 7th ICSMFE, México
- Reséndiz, D. y Auvinet, G. (1973).** *Analysis of pile foundations in consolidating soils.* Proc. 8th ICSMFE, Moscow, **2**: 211-218
- Rico, A. (1991).** *Sistemas mecanizados para pilotes.* Tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM
- Rodríguez J. F. (2001).** *Uso de inclusiones rígidas para el control de asentamientos en suelos blandos.* Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM

- Rodríguez, J. F. y Auvinet, G. (2007).** *Rigid Inclusions in Mexico City Soft Soils*, Proc. 13th PCSMGE, Isla de Margarita
- Rodríguez, J. F. y Auvinet, G. (2006).** *Rigid inclusions in Mexico City soft soils*. Int. Symp.: Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, TC36, Mexico DF
- Rodríguez, J. F. y Auvinet, G. (2002(a)).** *Manual de construcción geotécnica, Capítulo 9, Inclusiones*. SMMS, 2: 404-446
- Rodríguez, J. F. y Auvinet, G. (2002(b)).** *Aplicación del método de los elementos finitos al diseño de cimentaciones piloteadas*. Mem. II Cong. Int. Métodos Numéricos en Ing. y Ciencias Aplicadas, Guanajuato
- Romo, M. P. (1990).** *Modelos constitutivos: Estado del arte*. Mesa Redonda Sobre: Leyes Constitutivas y Modelación en Mecánica de Suelos, Alternativas Tecnológicas 34, Academia Mexicana de Ingeniería, Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología: 13-88
- Roscoe, K. H., Scofield, A. N. y Wroth, C. P. (1958).** *On the yielding of soils*, Géotechnique, **8**, No. 1
- Roscoe, K. H. y Poorooshasb, H. B. (1963).** *A theoretical and experimental study of strains in triaxial compression tests on normally consolidated clays*. Géotechnique, **13**, No. 1
- Roscoe, K. H., Scofield, A. N. y Thurairajah (1963).** *Yielding of clays in states wetter than critical*. Géotechnique, **8**, No. 3: 211-240
- Roscoe, K. H. y Burland, J. B. (1968).** *On the generalized stress-strain behaviour of wet clay*. Engineering Plasticity (J. Heyman & F.A. Leckie (ed.)), Cambridge University Press: 535-609.
- Rossa, O. y Auvinet, G. (1992).** *Stress induced by surficial and deep loading in an elastic medium*. J. Geotech. Engng. ASCE **118**, No. 8: 1241-1246.
- Salazar, R. (1978).** *Control de las cargas en la cimentación y de los asentamientos de edificios mediante mecanismos en los pilotes*. UNAM-UAM, México DF
- Sánchez, B. y Santoyo, E. (1996).** *Mejoras en pilotes de punta hincados en suelos blandos*. www.patentesonline.com.mx, Patente No. 0025704, Fecha de concesión: 19/Dic/2010, Clas. Int: E02D-007/020, E02D-005/030.
- Santoyo, E. y Ovando, E. (2000).** *Catedral y Sagrario de la Ciudad de México. Corrección geométrica y endurecimiento del subsuelo*. TGC Geotécnica, México DF
- Santoyo, E., Ovando, E., Mosser, F., y León, E. (2005).** *Síntesis geotécnica de la cuenca del Valle de México*. TGC Geotécnica, México DF
- Schlosser F., Jacobsen H. M. y Juran I. (1984).** *Le renforcement des sols (1)*. Revue Française de Géotechnique, No. 29: 7-32.
- Seed, H. B. y Reese, L. C. (1957).** *The action of soft clay along friction piles*. Trans. Am. Soc. Civ. Eng., **122**: 731-754
- SIG (2008).** Sistema de Información Geográfica. Laboratorio de Geoinformática. Instituto de Ingeniería, UNAM, <http://pumas.iingen.unam.mx/geoinformatica/index.html>.
- Sloan, S. W. y Booker, J. R. (1986).** *Removal of singularities in Tersca and Mohr Coulomb yield functions*. Comm. Appl. Num. Meth., **2**: 173-9
- SOLETANCHE BACHY (1987).** www.soletanche-bachy.com
- Solum (1966).** *Experiencias sobre pilotes electrometálicos en la ciudad de México*. Publicación nterna, No. 16
- Tamez, E. (1964).** *Pilotes electrometálicos en las arcillas del valle de México*. Mem. del Con. sobre cimientos profundos, **1**: 277-291
- Tamez, E. (1986).** *Seismic design for foundations on control piles*. The Mexico earthquakes, 1985, ASCE: 204-216
- Terzaghi, K. y Peck, R. B. (1963).** *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons
- Tomlinson, M. J. (1963).** *Foundation design and construction*. Pitman & Sons: p. 308, 376 y 394
- Torstensson, B. A. (1973).** *The behaviour of a cohesion pile group in soft clay*. Proc. 8th ICSMFE, Moscow, **2.1**: 237-242.
- Van Langen, H. y Vermeer, P. A. (1991).** *Interface elements for singular plasticity points*. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., **15**: 301-315

- Vesic, A. S. (1970).** *Load transfer in pile-soil systems.* School of Engineering, Duke University, Soil Mechanics series, No. 23
- Villa, R. (2004).** *Aplicación del principio de proporcionalidad natural para describir el comportamiento esfuerzo-deformación de la arcilla del Valle de México sometida a ensayos de compresión triaxial drenados y no drenados, en estado preconsolidado,* Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM
- Von Mises, R. (1928).** *Mechanik der Plastischen Formänderung der Kristallen.* Z. angew. Math. Mech., **8**: 161- 85
- Walker, L. K. y Darvall, P. P. (1972),** *Dragdown on coated and uncoated piles,* Proc. 8th ICSMFE: 257-262
- Wheeler, S. J. (1997).** *A rotational hardening elasto-plastic model for clays.* Proc. 14th ICSMFE, Hamburg, 1: 431-434
- Wheeler, S. J., Näätänen, A., Karstunen, M. y Lojander, M. (2003).** *An anisotropic elastoplastic model for soft clays.* Can. Geotech. J. **40**: 403-418.
- Wilson, E. (1965).** *Structural Analysis of Axisymmetric Solids.* AIAA Journal, **3**, No. 12: 2269-2273
- Wiltafsky, (2003).** *S-CLAYIS User Defined Soil Model for Plaxis, Documentation,* University of Glasgow, Reino Unido
- Zdravkovic, L., Potes, D. M. y Hight, D. W. (2002).** *The effect of strength anisotropy on the behaviour of embankments on soft ground.* Géotechnique, No. 52: 447-457
- Zeevaert, L. (1990).** *Conceptos básicos en el diseño de cimentaciones compensadas sin y con pilotes de fricción.* SMMS, México DF
- Zeevaert, L. (1973).** *Foundation engineering for difficult subsoil conditions.* Van Nostrand Reinhold Company
- Zeevaert, L. (1963).** *Foundation problems related to ground surface subsidence in Mexico City.* ASTM (STP), No. 322: 57-66
- Zeevaert, L. (1959).** *Reduction of point bearing capacity of piles because of negative friction.* Proc. 1st PCSMFE, México, **3**: p. 1145
- Zeevaert, L. (1957).** *Foundation design and behavior of Tower Latino Americana in Mexico City.* Géotechnique, **6**: 115-133
- Zeevaert, L. (1956).** *Compensated friction-pile foundation to reduce the settlements of buildings on the highly compressible volcanic clay of Mexico City.* Proc. 4th ICSMFE, London, **2**: 81-86
- Zeevaert, L. (1953).** Contribution. Proc. 3rd ICSMFE, Zurich, **3**: p. 129
- Zienkiewicz, O. C., Best, B., Dullage, C. y Stagg, K. C. (1970).** *Analysis of non-linear problems in rock mechanics with particular reference to jointed rock systems.* Proc. 2nd Congr. of the Int. Society for Rock Mech., Beograd, **3**: 501-509
- Zienkiewicz, O. C. y Pande, G. N. (1977).** *Finite element in geomechanics, Cap. 5, Some useful forms of isotropic yield surfaces for soil and rock mechanics.* Wiley, Chichester:171-190
- Zienkiewicz, O. C. y Taylor, R. L. (1985)** *El método de los elementos finitos, Mecánica de sólidos y fluidos, dinámica y no linealidad.* Mc. Graw Hill, 4ta. Edición, **2**

Anexo 1

Integraciones de las ecuaciones de Mindlin para el análisis de esfuerzos inducidos por pilotes e inclusiones

A1-1. Esfuerzos debidos a cargas puntuales

El esfuerzo vertical inducido en cualquier punto de un medio semi-infinito elástico por una carga vertical puntual P , localizada a una profundidad c , como podría ser la carga por punta de un pilote o inclusión, puede calcularse a partir de la ec A1.1 (Mindlin, 1936), la notación es la de la Figura A1.1.

$$\sigma_z = \frac{P}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \begin{aligned} & \frac{-3(z-c)^3}{R_1^5} - \frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_2^3} + \\ & + \frac{-3(3-4\nu)(z+c)^3 + 12c(2-\nu)(z+c)^2 - 18c^2(z+c) - 30cz(z+c)^3}{R_2^5} - \frac{30cz(z+c)^3}{R_2^7} \end{aligned} \right\} \quad \text{ec. (A1.1)}$$

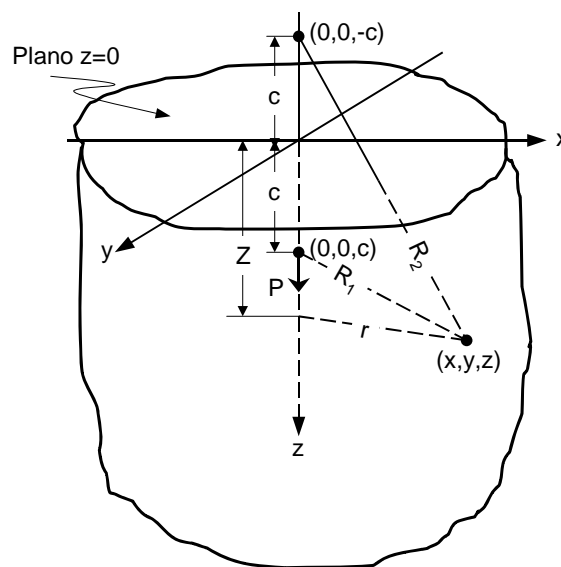


Figura A1.1 Problema de Mindlin

A1-2. Esfuerzos debidos a cargas lineales verticales

Los esfuerzos verticales inducidos por una carga repartida a lo largo de una línea vertical, fueron obtenidos por Geddes (1966), por integración de la ec. A1.1. Esta solución es aplicable a pilotes e inclusiones trabajando por fricción supuesta uniforme a lo largo del fuste. A partir de esta solución integrada (ec. A1.2) es posible obtener los esfuerzos inducidos por tramos de pilotes con diferentes adherencias, por diferencia entre dos pilotes completos, aplicando el principio de superposición, Figura A1.2.

$$\sigma_z = \frac{f}{L} K_z \quad \text{ec. (A1.2)}$$

, donde:

- f = carga por unidad de longitud
- L = longitud donde la carga está distribuida
- K_z , se define como:

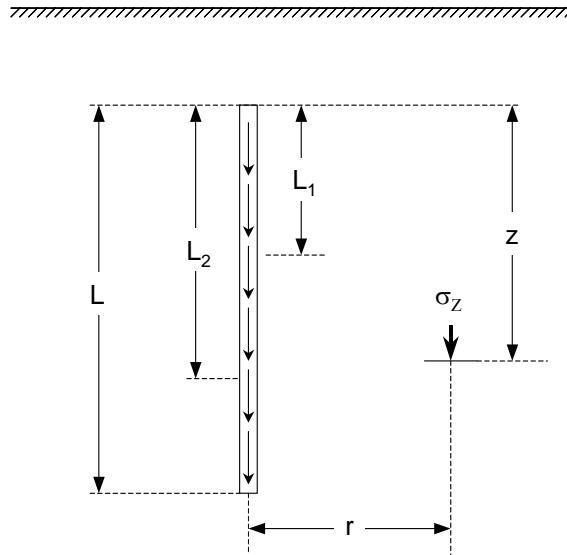


Figura A1.2 Cargas distribuidas a lo largo de líneas verticales

$$K_z = \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \begin{array}{l} \frac{-2(2-\nu)}{A_1} + \frac{\left[2(2-\nu) + 2(1-2\nu) \frac{m}{n} \left(\frac{m}{n} + \frac{1}{n} \right) \right]}{A_2} - \frac{2(1-2\nu) \left(\frac{m}{n} \right)^2}{A_3} + \frac{n^2}{A_1^3} + \frac{\left[4m^2 - 4(1+\nu) \left(\frac{m}{n} \right)^2 m^2 \right]}{A_3^3} \\ + \frac{\left[4m(1+\nu)(m+1) \left(\frac{m}{n} + \frac{1}{n} \right)^2 - (4m^2 + n^2) \right]}{A_2^3} + \frac{6m^2 \left[\frac{m^4 - n^4}{n^2} \right]}{A_3^5} + \frac{6m \left[mn^2 - \frac{1}{n^2} (m+1)^5 \right]}{A_2^5} \end{array} \right\}$$

, donde:

$$m = \frac{z}{L}$$

$$n = \frac{r}{L}$$

$$A_1^2 = n^2 + (m-1)^2$$

$$A_2^2 = n^2 + (m+1)^2$$

$$A_3^2 = n^2 + m^2$$

A1-3. Esfuerzos debidos a cargas uniformemente repartidas sobre superficies circulares

Si se quieren conocer los esfuerzos inducidos por cargas repartidas sobre superficies circulares localizadas en la superficie o a cierta profundidad (Figura A1.3), es posible recurrir a la integración de la ec. A1.1 (Auvinet y Díaz, 1981). Para un área de radio R , el esfuerzo vertical en un punto a lo largo de su eje a una profundidad z , puede escribirse como, como:

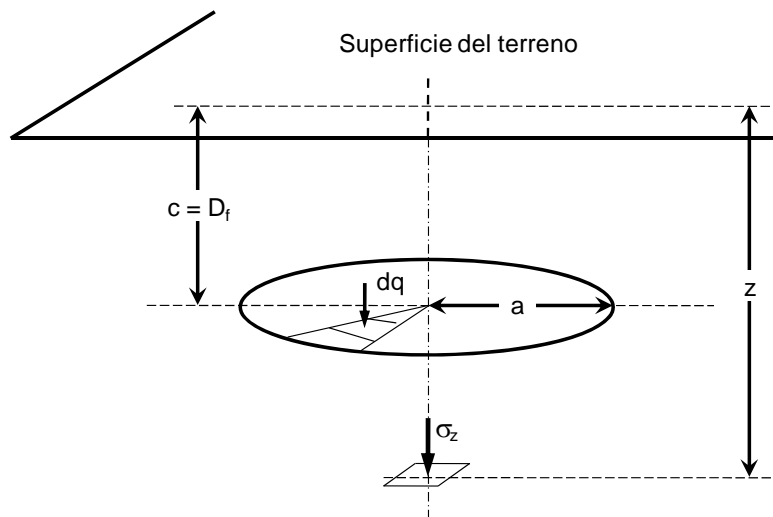


Figura A1.3 Carga uniformemente distribuida sobre una superficie circular a una profundidad D_f

$$\sigma_z = \int_0^{2\pi} \int_0^R d\sigma_z \quad \text{ec. (A1.3)}$$

, la integración da:

$$\sigma_z = \frac{q}{4(1-\nu)} (I + II + III + IV + V) \quad \text{ec. (A1.4)}$$

, donde:

$$I = (z - D_f)^3 \left\{ \frac{1}{[R^2 + (z - D_f)^2]^{3/2}} - \frac{1}{|z - D_f|^3} \right\}$$

$$II = (1-2\nu) \cdot (z - D_f) \cdot \left\{ \frac{1}{[R^2 + (z - D_f)^2]^{1/2}} - \frac{1}{|z - D_f|} \right\}$$

$$III = -(1-2\nu) \cdot (z + D_f) \cdot \left\{ \frac{1}{[R^2 + (z + D_f)^2]^{1/2}} - \frac{1}{(z + D_f)} \right\}$$

$$IV = [(3-4\nu) \cdot (z + D_f)^3 - 4(2-\nu) \cdot D_f (z + D_f)^2 + 6D_f^2 (z + D_f)] \cdot \left\{ \frac{1}{[R^2 + (z + D_f)^2]^{3/2}} - \frac{1}{(z + D_f)^{3/2}} \right\}$$

$$V = 6zD_f \cdot (z + D_f)^3 \cdot \left\{ \frac{1}{[R^2 + (z + D_f)^2]^{5/2}} - \frac{1}{(z + D_f)^{5/2}} \right\}$$

A1-4. Esfuerzos debidos a cargas uniformemente repartidas sobre superficies horizontales

Los esfuerzos inducidos por una carga q , uniformemente repartida sobre una superficie horizontal a una profundidad D_f , pueden calcularse empleando dos métodos: el método de los sectores propuesto por Poulos y Davis (1974), generalizado para las ecuaciones de Mindlin; o la integración directa de la ecuación de Mindlin para superficies triangulares realizada por Rossa y Auvinet (1992).

a) Método de los sectores generalizado para las ecuaciones de Mindlin

La influencia de un sector de ángulo α y radio R en un punto localizado bajo el centro del mismo, puede calcularse como, Figura A1.4:

$$\sigma_z = \frac{\alpha}{2\pi} \int_0^{2\pi} \int_0^R d\sigma_z \quad \text{ec. (A1.5)}$$

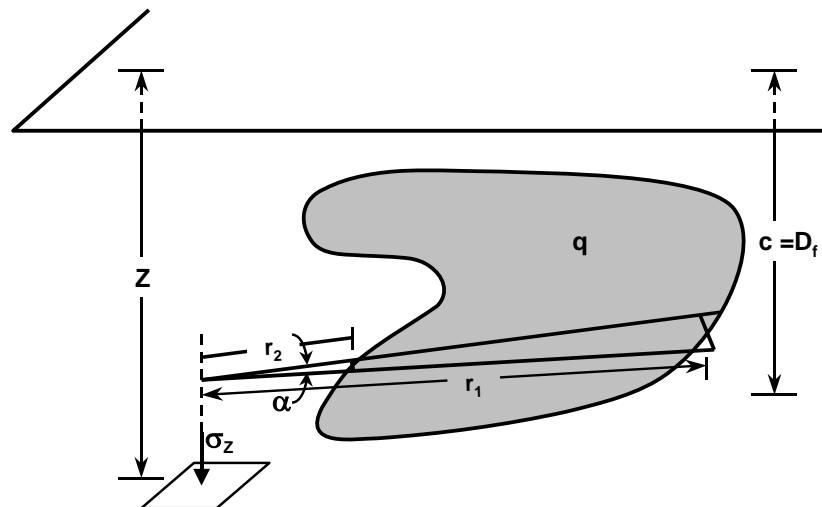


Figura A1.4 Carga uniformemente distribuida sobre una superficie horizontal a una profundidad D_f

, donde $d\sigma_z$ es el esfuerzo dado por la ec. A1.1, para $P = q\rho d\rho d\theta$

La integración da:

$$\sigma_z = \frac{\alpha}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{q}{4 \cdot (1-\nu)} \cdot (I + II + III + IV + V) \quad \text{ec. (A1.6)}$$

En la Figura A1.5.a se presentan los esfuerzos verticales calculados con la ec. A1.6 para una carga uniformemente repartida ($q=100\%$) a 30 unidades de profundidad y con superficie en planta de 10 por 10 unidades. Puede observarse el desarrollo de esfuerzos de compresión en la parte inferior de la carga y de descarga en la parte superior. Se aprecia también, que existe correspondencia de los resultados obtenidos mediante la ecuación de Mindlin con los que se obtienen empleando el método de los elementos finitos tridimensional, Figura A1.5.b.

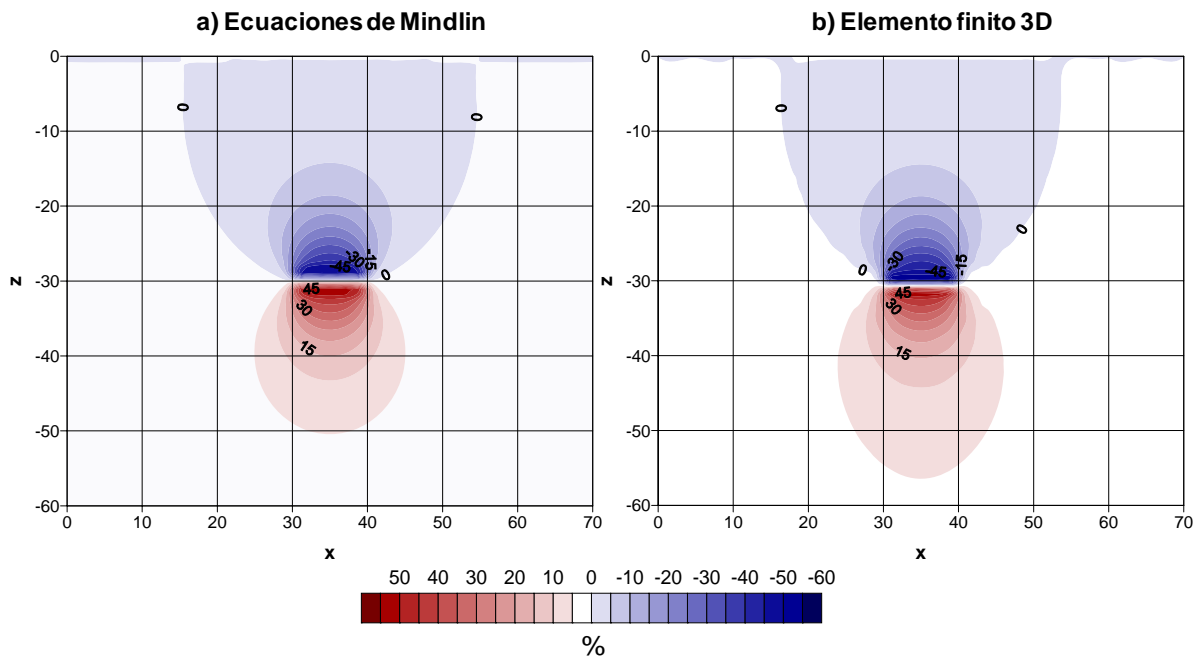


Figura A1.5 Esfuerzos verticales obtenidos con las ecuaciones de Mindlin y con el método de los elementos finitos tridimensional, para $q = 100\%$, a 30 unidades de profundidad y dimensiones en planta de 10 por 10 unidades

b) Esfuerzos debidos a cargas uniformemente repartidas sobre superficies triangulares

Debido a que un área poligonal puede descomponerse en diversas áreas triangulares, la integración de la ecuación de Mindlin para un área triangular será aplicable para superficies poligonales que estén sometidas a la misma carga uniformemente repartida.

La ec. A1.1 puede integrarse para una carga uniformemente repartida sobre un triángulo con superficie T , como, Figura A1.6:

$$\sigma_z = \int_T d\sigma_z = \int_{\theta_1}^{\theta_2} \int_0^R \sigma_z r dr d\theta \quad \text{ec. (A1.7)}$$

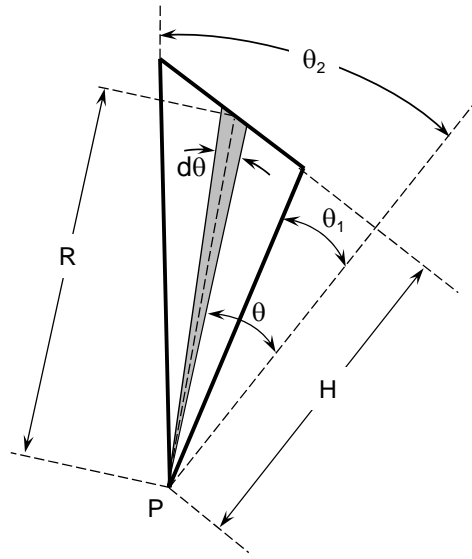


Figura A1.6 Carga uniformemente distribuida sobre una superficie triangular (Rossa y Auvinet, 1992)

, la integración da:

$$\sigma_z = \frac{q}{8\pi(1-\nu)} \cdot [AJ_1^5 + B(J_2^3 - J_1^3) + CJ_2^5 + DJ_2^7] \quad \text{ec. (A1.8)}$$

, donde:

$$J_i^3 = \frac{1}{|z_i|} \left(\theta_2 - \theta_1 - \left\{ \tan^{-1} \left[\frac{|a_i| \sin(\theta_2)}{\mu_{i,2}} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{|a_i| \sin(\theta_1)}{\mu_{i,1}} \right] \right\} \right)$$

$$J_i^5 = \frac{1}{3|z_i|^3} \left(\theta_2 - \theta_1 - \left\{ \tan^{-1} \left[\frac{|a_i| \sin(\theta_2)}{\mu_{i,2}} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{|a_i| \sin(\theta_1)}{\mu_{i,1}} \right] \right\} + \frac{|a_i|}{(1+a_i^2)} \left[\frac{\sin(\theta_2)}{\mu_{i,2}} - \frac{\sin(\theta_1)}{\mu_{i,1}} \right] \right)$$

$$J_i^7 = \frac{1}{5|z_i|^5} \left(\theta_2 - \theta_1 - \left\{ \tan^{-1} \left[\frac{|a_i| \sin(\theta_2)}{\mu_{i,2}} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{|a_i| \sin(\theta_1)}{\mu_{i,1}} \right] \right\} + \frac{|a_i|(1+2a_i^2)}{(1+a_i^2)^2} \left[\frac{\sin(\theta_2)}{\mu_{i,2}} - \frac{\sin(\theta_1)}{\mu_{i,1}} \right] - \frac{|a_i|^3}{3(1+a_i^2)^2} \left[\frac{\sin^3(\theta_2)}{\mu_{i,2}^3} - \frac{\sin^3(\theta_1)}{\mu_{i,1}^3} \right] \right)$$

$$a_i = \frac{z_i}{H}$$

$$\mu_{i,j} = \sqrt{a_i^2 \cos^2(\theta) + 1}$$

Cualquier área poligonal puede dividirse en n número de triángulos con vértice P (Figura A1.7). El esfuerzo vertical inducido en cualquier punto M se obtiene como la resultante σ_z^P de las contribuciones σ_z^k de todos los triángulos, es decir:

$$\sigma_z^P = \sum_{k=1}^n \sigma_z^k \quad \text{ec. (A1.9)}$$

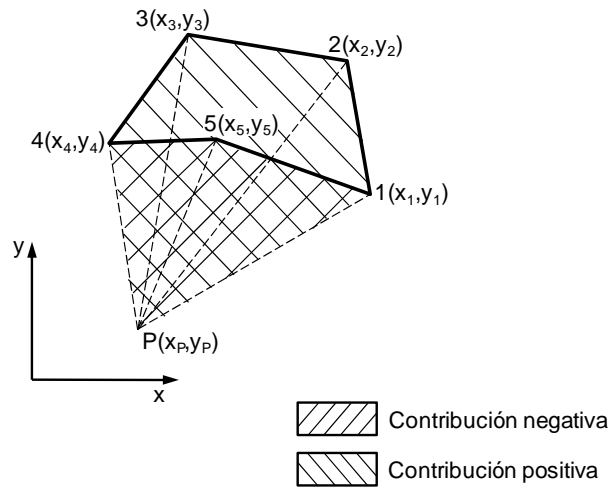


Figura A1.7 Descomposición de un polígono en áreas triangulares (Rossa y Auvinet, 1992)

Anexo 2

Modelos constitutivos de suelos blandos y parámetros que intervienen

A2-1. Elasto-plasticidad

El comportamiento plástico de los sólidos se caracteriza por la relación no única entre esfuerzos y deformaciones, al contrario del caso de la elasticidad lineal o no-lineal. Una característica de definición de plasticidad podría ser la existencia de deformaciones remanentes una vez que cesan de actuar sobre el cuerpo las fuerzas externas (Zienkiewicz y Taylor, 1995).

Si se considera el comportamiento unidimensional de un material, como el que se muestra en la Figura A2.1, se puede observar que si uno conoce únicamente el proceso de carga es imposible saber si el material se comporta de manera elástica no-lineal o plástica, aun conociendo las relaciones no-lineales. Al descargarlo se aprecia inmediatamente la diferencia entre el material elástico, que sigue la misma curva, y el plástico, que sigue una curva distinta, dependiendo de la historia de carga.

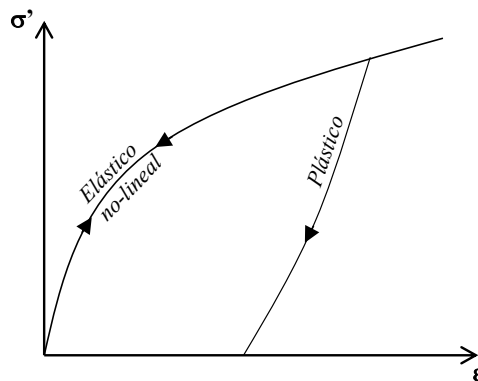


Figura A2.1 Comportamiento elástico no-lineal y plástico

Muchos materiales presentan un comportamiento plástico perfecto (Figura A2.2) y tienen un esfuerzo límite o de fluencia, para el cual las deformaciones están indeterminadas. Para todo esfuerzo debajo del límite se supone una relación elástica lineal. Un refinamiento adicional de este

modelo es el material plástico con endurecimiento o ablandamiento (Figura A2.3), en el que el esfuerzo de fluencia depende del parámetro de endurecimiento.

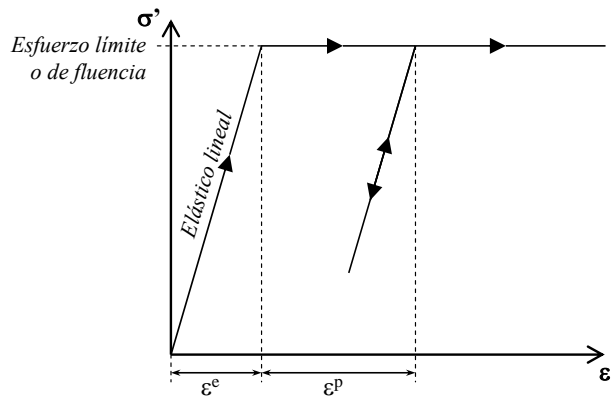


Figura A2.2 Comportamiento elástico lineal y plástico perfecto

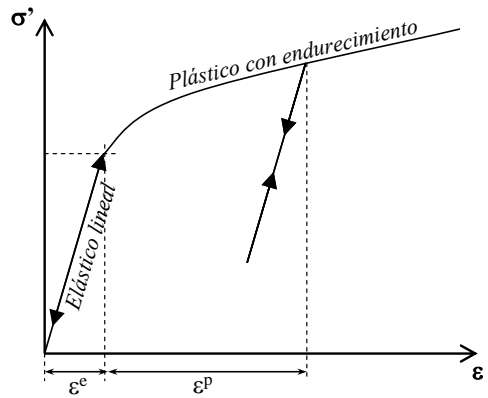


Figura A2.3 Comportamiento elástico lineal y plástico con endurecimiento

De acuerdo con lo anterior, la deformación total puede descomponerse en una parte elástica más otra plástica:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \tag{A2.1}$$

, donde:

ε^e = deformación elástica

ε^p = deformación plástica

Para relacionar los esfuerzos efectivos elásticos con las deformaciones elásticas, se utiliza la ley de Hooke:

$$\{\sigma'\} = [C^e] \{\varepsilon\} \tag{A2.2}$$

, donde:

$$\begin{bmatrix} \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{yy} \\ \sigma'_{zz} \\ \sigma'_{xy} \\ \sigma'_{yz} \\ \sigma'_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1-2\nu')/2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu')/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu')/2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon^e_{xx} \\ \varepsilon^e_{yy} \\ \varepsilon^e_{zz} \\ \varepsilon^e_{xy} \\ \varepsilon^e_{yz} \\ \varepsilon^e_{zx} \end{bmatrix} \quad (A2.3)$$

Von Mises (1928) propuso que el comportamiento básico que define los incrementos de deformación plástica está relacionado con la superficie de fluencia. Dicha superficie establece la frontera entre el comportamiento puramente elástico, en donde únicamente existen las deformaciones reversibles, y el comportamiento plástico donde estas son irreversibles. La ecuación de dicha superficie se escribe como:

$$f(\sigma) = 0 \quad (A2.4)$$

Las condiciones para la función de fluencia son las que se indican en la Tabla A2.1. De acuerdo con lo anterior, se puede decir entonces que:

$$f(\sigma) \leq 0 \quad (A2.5)$$

Tabla A2.1 Condiciones para la función de fluencia

Condición	Comportamiento
si $f(\sigma) < 0$	Puramente elástico
si $f(\sigma) = 0$ y $df(\sigma) < 0$	Descarga desde un estado plástico (comportamiento elástico)
si $f(\sigma) = 0$ y $df(\sigma) = 0$	Plástico
si $f(\sigma) > 0$	Estado de esfuerzos inaceptable

Esta condición trae como consecuencia que la superficie de falla pueda ser considerada como la superficie de fluencia, como generalmente ocurre. Además, si se requiere considerar el fenómeno de endurecimiento plástico, entonces dicha superficie debe cambiar de tamaño y/o de posición, denominado endurecimiento isótropo y/o cinemático, respectivamente.

Es necesario establecer la relación entre el estado de esfuerzos y la deformación plástica, para lo cual se utiliza el concepto de flujo plástico. Es posible definir un potencial plástico g en cualquier punto de la superficie de fluencia, de tal manera que la dirección del incremento del flujo plástico está dada por la dirección del gradiente máximo del potencial plástico en el punto donde el estado de esfuerzos hace contacto con él. Esto quiere decir que la dirección del incremento de la deformación plástica será la perpendicular del potencial plástico en el punto del estado de esfuerzos, es decir:

$$d\boldsymbol{\varepsilon}^p = \xi \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (A2.6)$$

Sin embargo, dada la dificultad de establecer el valor de la función g , es común asimilarla con la ecuación de la superficie de fluencia ya que esta condición asegura la unicidad y la estabilidad de la respuesta del modelo. En tal caso se dice que la regla de flujo está asociada a la superficie de fluencia ($g = f$) y, por tanto, los incrementos diferenciales de las deformaciones son proporcionales a las normales hacia fuera de la función de fluencia, Figura A2.4. Esta regla también puede expresarse diciendo que el incremento de deformaciones plásticas $d\boldsymbol{\varepsilon}^p$ es proporcional al gradiente de la función de fluencia:

$$d\boldsymbol{\varepsilon}^p = \xi \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (A2.7)$$

, donde:

- ξ = factor de proporcionalidad
- $\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}$ = dirección de las deformaciones

Se dice entonces que el material se encuentra en carga cuando la dirección del incremento de esfuerzos apunta hacia fuera de la superficie de fluencia. Si apunta hacia dentro, se dice que el material se encuentra en descarga. También se considera que entre ambos estados existe una condición intermedia denominada descarga neutra, que establece la condición de continuidad entre la carga y la descarga.

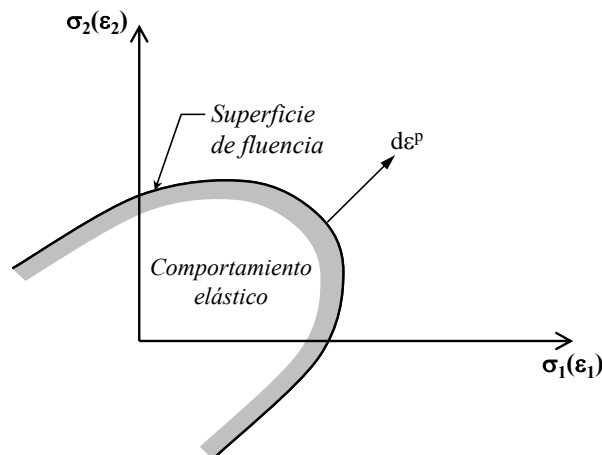


Figura A2.4 Superficie de fluencia asociada para la teoría de la plasticidad

La función de fluencia de Tresca (Figura A2.5) establece que la plasticidad ocurre cuando el esfuerzo cortante máximo es igual a la resistencia al corte τ , es decir:

$$f(\sigma) = \left(\frac{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{2} \right)^2 + \sigma_{xy}^2 - \tau^2 = 0 \quad (A2.8)$$

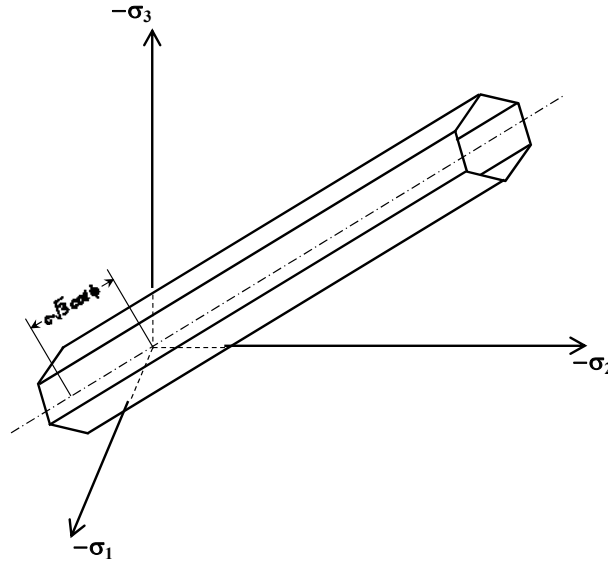


Figura A2.5 Superficie de fluencia de Tresca

A2-2. Modelo Mohr-Coulomb (MC)

A2-2.1 Bases teóricas del MC

El modelo Mohr-Coulomb es elástico con plasticidad perfecta, como el que se describe en la Figura A2.2. La relación entre esfuerzos y deformaciones está dada por la ley de Hooke, ec. A2.2, y las deformaciones totales se estiman de la sumatoria de las deformaciones elásticas y plásticas obtenidas, ec. A2.1.

La ley de resistencia al corte de los suelos de Coulomb se expresa, como, Figura A2.6:

$$\tau_{\alpha} \leq c' - \sigma_{\alpha} \tan \phi' \quad (A2.9)$$

, o bien:

$$\tau^* \leq c' \cos \phi' - s^* \sin \phi' \quad (A2.10)$$

, donde:

$$\tau^* = \sqrt{\frac{1}{4}(\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + \sigma'^2_{xy}} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) \quad (A2.11)$$

, y

$$s^* = \frac{1}{2}(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy}) = \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \quad (A2.12)$$

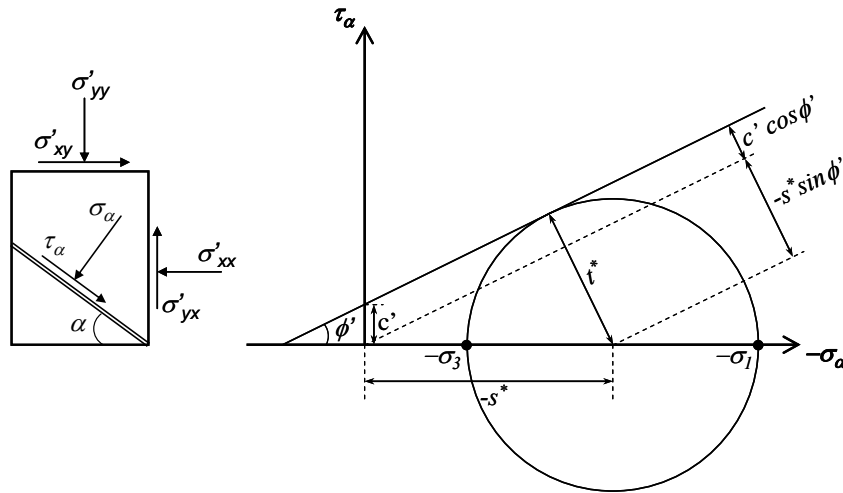


Figura A2.6 Ley de resistencia al corte de los suelos de Coulomb

, sustituyendo las ecs. A2.11 y A2.12 en A2.10, se tiene:

$$\frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) \leq c' \cos \phi' - \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \phi' \quad (A2.13)$$

, por tanto, el criterio de fluencia para el modelo MC consta de seis funciones, que en términos de los esfuerzos principales se escriben, como:

$$\begin{aligned} f_1 &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \phi' - c' \cos \phi' \leq 0 \\ f_2 &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \phi' - c' \cos \phi' \leq 0 \\ f_3 &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \phi' - c' \cos \phi' \leq 0 \\ f_4 &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi' - c' \cos \phi' \leq 0 \\ f_5 &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \phi' - c' \cos \phi' \leq 0 \\ f_6 &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \phi' - c' \cos \phi' \leq 0 \end{aligned} \quad (A2.14)$$

Graficando estas funciones en el espacio de esfuerzos principales se obtiene una pirámide hexagonal, como la que se muestra en la Figura A2.7.

La existencia de esquinas en las superficies de fluencia ocasiona que los gradientes no tengan una definición única (falta de unicidad de la solución), es decir, que se obtenga una solución físicamente imposible a pesar de tener convergencia numérica. Este problema puede evitarse

modificando la forma de la superficie de fluencia para eliminar las esquinas. Una forma sencilla de la superficie de MC (o Tresca), se consigue escribiendo (Zienkiewicz y Pande, 1977):

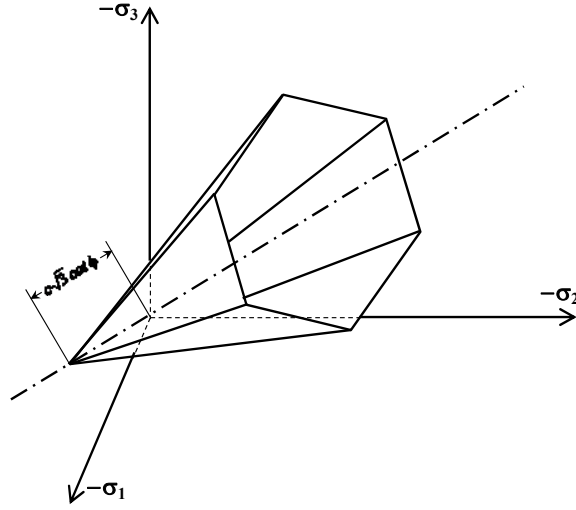


Figura A2.7 Superficie de fluencia de Mohr-Coulomb

$$\begin{aligned}
 f_1 &= \frac{1}{2g(\theta)}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\phi' - c'\cos\phi' \leq 0 \\
 f_2 &= \frac{1}{2g(\theta)}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\phi' - c'\cos\phi' \leq 0 \\
 f_3 &= \frac{1}{2g(\theta)}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\phi' - c'\cos\phi' \leq 0 \\
 f_4 &= \frac{1}{2g(\theta)}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\phi' - c'\cos\phi' \leq 0 \\
 f_5 &= \frac{1}{2g(\theta)}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\phi' - c'\cos\phi' \leq 0 \\
 f_6 &= \frac{1}{2g(\theta)}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\phi' - c'\cos\phi' \leq 0
 \end{aligned} \tag{A2.15}$$

$$g(\theta) = \frac{2 \left(\frac{3 - \sin\phi}{3 + \sin\phi} \right)}{\left(1 + \frac{3 - \sin\phi}{3 + \sin\phi} \right) - \left(1 - \frac{3 - \sin\phi}{3 + \sin\phi} \right) \sin 3\theta} \tag{A2.16}$$

La Figura A2.8 muestra como las esquinas de la superficie de MC se transforman en redondeadas. Otros autores como Sloan y Broker (1986), han propuesto métodos similares.

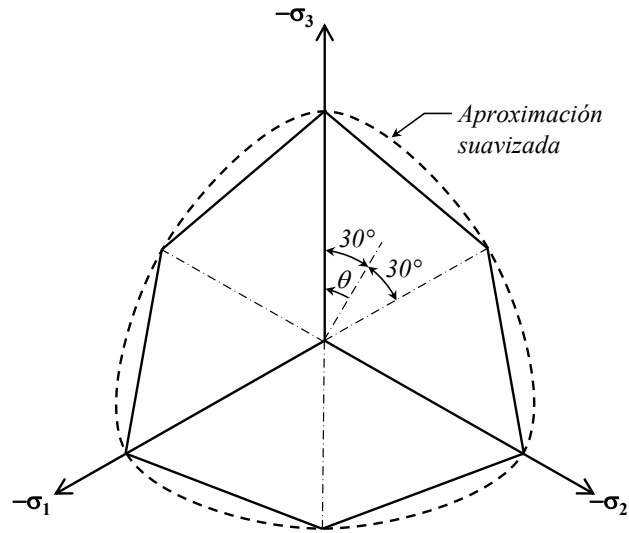


Figura A2.8 Sección de la superficie de fluencia de MC en el espacio de esfuerzos principales con $\phi = 20^\circ$, aproximación suavizada

A2-2.2 Parámetros que intervienen en el MC

Para simular el comportamiento de las arcillas tanto a corto como a largo plazo empleando el modelo MC, es indispensable distinguir entre los denominados parámetros drenados y los no drenados. La dificultad radica en la selección del módulo de elasticidad representativo del comportamiento a largo plazo (drenado), ya que este puede variar considerablemente dependiendo del estado de esfuerzos inicial y del incremento de esfuerzos que se desarrolle.

a) Parámetros drenados

Los parámetros que influyen en un análisis de este tipo son E' , ν' , c y ϕ' . Una forma de obtener E' es a través del módulo odométrico E_{odo} . De acuerdo con la teoría de la elasticidad este puede calcularse, como:

$$E' = E_{odo} \frac{(1 + \nu')(1 - 2\nu')}{(1 - \nu')} \quad (A2.17)$$

El E_{odo} puede obtenerse a partir de pruebas de consolidación unidimensional, de dos formas:

1) Módulo secante, Figura A2.9:

$$E_{odo} = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\varepsilon_z} = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta e} (1 + e_0) \quad (A2.18)$$

, donde:

$$\begin{aligned} \Delta e &= C_r \log \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \quad \text{para } \sigma'_0 < \sigma' \leq \sigma_p \\ \Delta e &= C_c \log \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \quad \text{para } \sigma_p = \sigma'_0 < \sigma' \\ \Delta e &= C_r \log \frac{\sigma_p}{\sigma'_0} + C_c \log \frac{\sigma'}{\sigma_p} \quad \text{para } \sigma'_0 < \sigma_p < \sigma' \end{aligned} \quad (A2.19)$$

- C_r = índice de recompresión en el plano $\log \sigma' - e$
 C_c = índice de compresión en el plano $\log \sigma' - e$
 σ'_0 = esfuerzo efectivo inicial
 σ'_p = esfuerzo efectivo de preconsolidación

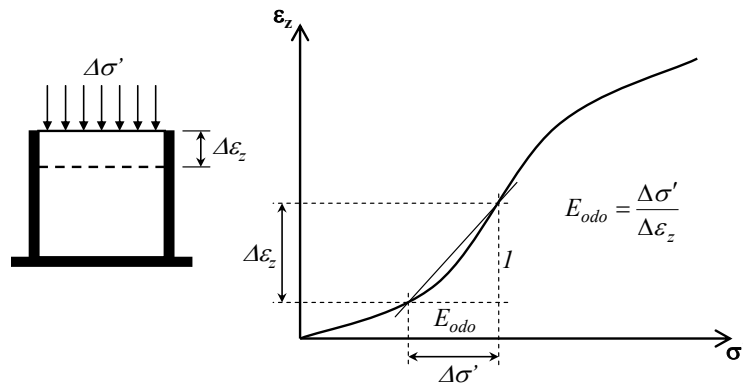


Figura A2.9 Módulo odométrico secante

2) Módulo tangente, Figura A2.10:

$$E_{odo} = E_{odo}^{ref} \left(\frac{\sigma'}{p^{ref}} \right)^m \quad (A2.20)$$

, donde:

- m = 1 para arcillas y 0.5 para arenas
 p^{ref} = esfuerzo de referencia
 E_{odo}^{ref} = módulo de referencia = $\frac{2.3(1+e_0)p^{ref}}{C_c}$

, es decir que, para $p^{ref} = 100kPa$, el E_{odo} para condiciones de carga, es:

$$E_{odo} = \frac{2.3(1+e_0)}{C_c} \sigma' \quad (A2.21)$$

, y para la descarga y recarga:

$$E_{odo} = \frac{2.3(1+e_0)}{C_r} \sigma' \quad (A2.22)$$

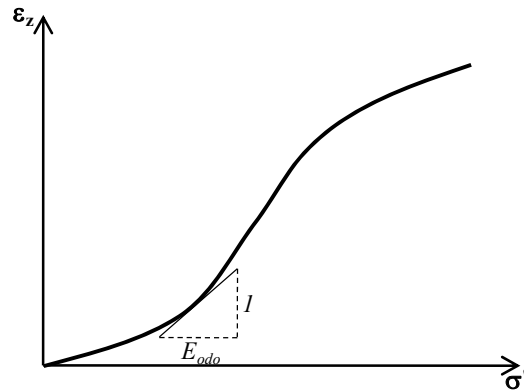


Figura A2.10 Módulo odométrico tangente

Ahora bien, si en la expresión A2.7 se considera que 0.33 es un valor razonable para ν' , entonces:

$$E' = \frac{2}{3} E_{odo} \quad (A2.23)$$

Valores típicos de E' para las arcillas lacustres de la Ciudad de México van de 200 hasta 1,000kPa.

Los parámetros de resistencia c y ϕ' pueden determinarse a partir de pruebas triaxiales consolidadas-drenadas (Tipo CD) o consolidadas-no drenadas con medición de presión de poro (Tipo CU). Valores típicos de estos parámetros para las arcillas de la Ciudad de México se resumen en el Inciso 1.2.4 de este trabajo.

b) Parámetros no-drenados

El módulo no drenado E_u puede obtenerse de pruebas triaxiales no-consolidadas no-drenadas (Tipo UU), sin embargo, de acuerdo con la teoría de la elasticidad este se define, como:

$$E_u = \frac{(1+\nu_u)}{(1+\nu')} E' \quad (A2.24)$$

Para un valor típico de la relación de Poisson no-drenada ν_u de 0.5, E_u tiene un valor de:

$$E_u = 1.13E' \quad (A2.25)$$

En la práctica, se observa comúnmente que E_u es en realidad mucho mayor respecto a E' debido a efectos viscosos en la estructura del suelo. Así, para las arcillas del valle de México, un valor típico de E_u es del orden de 5,000kPa, es decir unas cinco a veinticinco veces el valor de E' .

A2-3. Teoría del estado crítico

El estado crítico, se define como un estado asintótico, en el cual el esfuerzo cortante en el suelo crece indefinidamente mientras que los esfuerzos efectivos y la densidad del material se mantienen constantes. Este estado se describe con las ecuaciones siguientes:

$$q = Mp' \quad (A2.26)$$

y

$$\Gamma = \nu + \lambda \ln\left(\frac{p'}{p'_0}\right) \quad (A2.27)$$

, donde:

- p' = esfuerzo efectivo isotrópico
- q = esfuerzo desviador
- Γ = valor de referencia de la línea de del estado crítico
- ν = volumen específico = $1 + e$
- p'_0 = esfuerzo efectivo isotrópico de referencia, comúnmente se utiliza $p'_0 = 1$

La curva del estado crítico se define en el espacio (ν, p', q) como se muestra en las Figuras A2.11 y A2.12.

En términos de los esfuerzos principales efectivos, los esfuerzos isotrópico y desviador se escriben, como:

$$p' = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)}{3} \quad (A2.28)$$

y

$$q = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma'_1 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2]} \quad (A2.29)$$

, por tanto, para la condición de un ensaye de compresión triaxial ($\sigma'_2 = \sigma'_3$) pueden escribirse, como:

$$p' = \frac{(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)}{3} \quad (A2.30)$$

y

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \tag{A2.31}$$

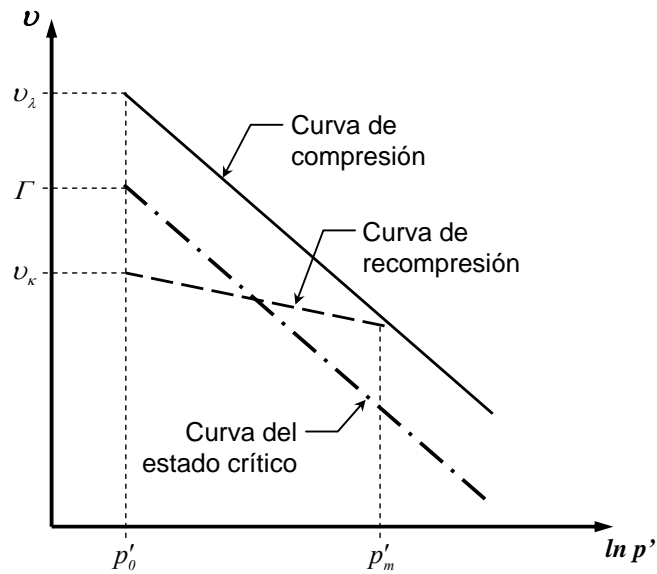


Figura A2.11 Proyección de la curva del estado crítico en el plano $(v, \ln p')$

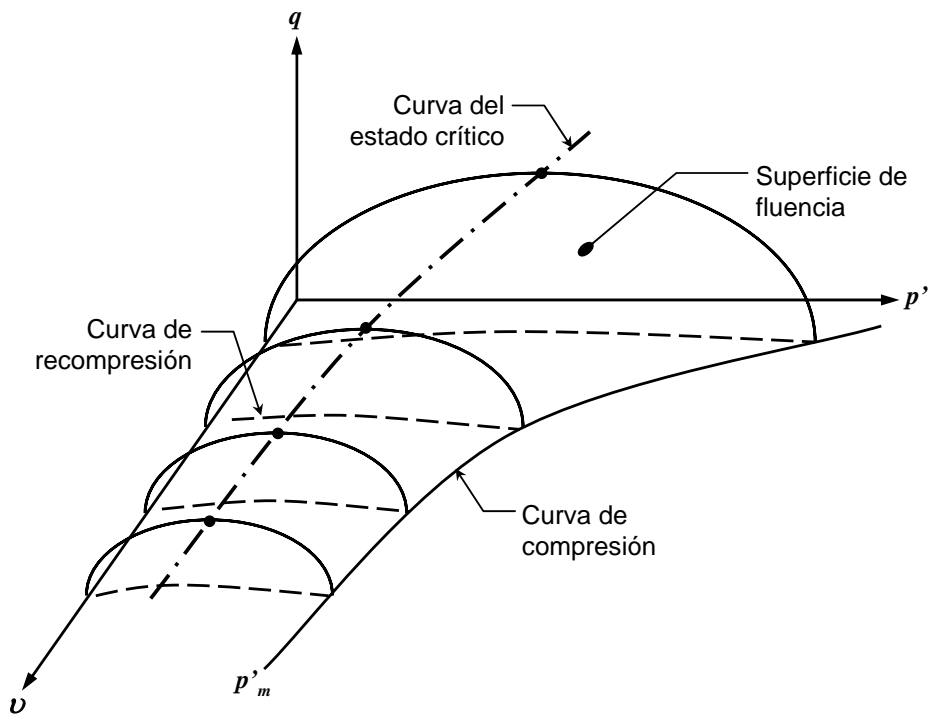


Figura A2.12 Superficie de fluencia y curva del estado crítico en el espacio (v, p', q)

A2-4. Modelo Cam Clay Modificado (CCM)

A2-4.1 Bases teóricas del CCM

a) Comportamiento elástico

En el modelo CCM, el comportamiento elástico se asume isotrópico y está definido por los parámetros K' y G' , módulo de rigidez volumétrica y al cortante, respectivamente.

El cambio de volumen elástico se calcula utilizando el valor medio del índice de recompresión κ , obtenido de pruebas de consolidación, Figura A2.13, como:

$$v = v_{\kappa} - \kappa \ln p' \quad (A2.32)$$

, donde:

v_{κ} = valor de referencia de la línea de recompresión

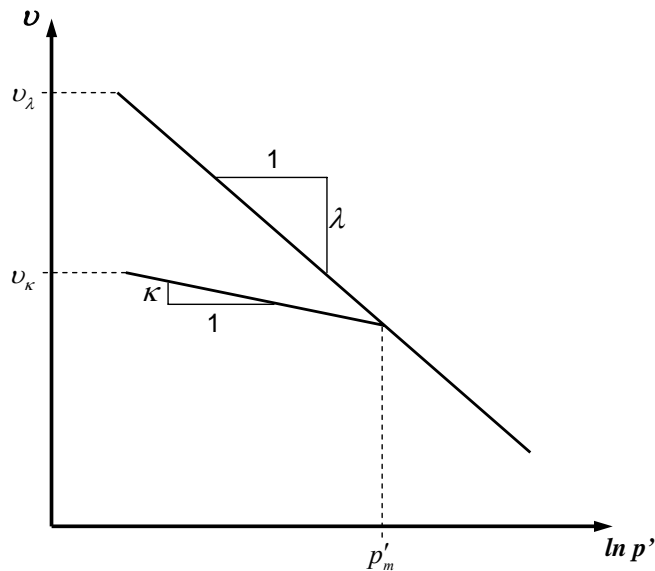


Figura A2.13 Relación entre el esfuerzo efectivo isotrópico y el volumen específico para el modelo CCM

Es posible expresarlo como una relación incremental:

$$d\varepsilon_p^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa}{v} \frac{dp'}{p'} \quad (A2.33)$$

, donde:

ε_p^e = deformación elástica volumétrica (isotrópica)

Esto quiere decir que K' no es constante ya que depende del nivel de esfuerzos:

$$K' = \frac{dp'}{d\varepsilon_p^e} = \frac{\nu p'}{\kappa} \quad (A2.34)$$

Por otro lado, el incremento de las deformaciones elásticas desviadoras se calcula, como:

$$d\varepsilon_q^e = \frac{dq}{3G'} \quad (A2.35)$$

, donde:

$$G' = K' \frac{3(1-2\nu')}{2(1+\nu')} \quad (A2.36)$$

b) *Superficie de fluencia y regla de flujo*

En un plano de esfuerzos triaxial (p', q) , la superficie de fluencia tiene una forma elíptica que pasa por el origen, Figura A2.14. La forma está definida por la constante M y el tamaño por el esfuerzo isotrópico p'_m , que representa al parámetro de endurecimiento para el modelo CCM.

La ecuación de la elipse puede escribirse, como:

$$f(\sigma, p'_m) = q^2 - M^2(p'_m - p')p' = 0 \quad (A2.37)$$

ó:

$$\frac{p'}{p'_m} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \quad (A2.38)$$

, donde:

$$\eta = q/p'$$

El cambio en el tamaño de la superficie de fluencia, para un incremento de esfuerzos (dp', dq) , puede escribirse, como:

$$dp'_m = (2p' - p'_m) \frac{dp'}{p'} + \frac{2q}{M^2} \frac{dq}{p'} \quad (A2.39)$$

$$dp'_m = \left(\frac{dp'}{p'} + \frac{2\eta}{M^2 + \eta^2} d\eta \right) p'_m \quad (A2.40)$$

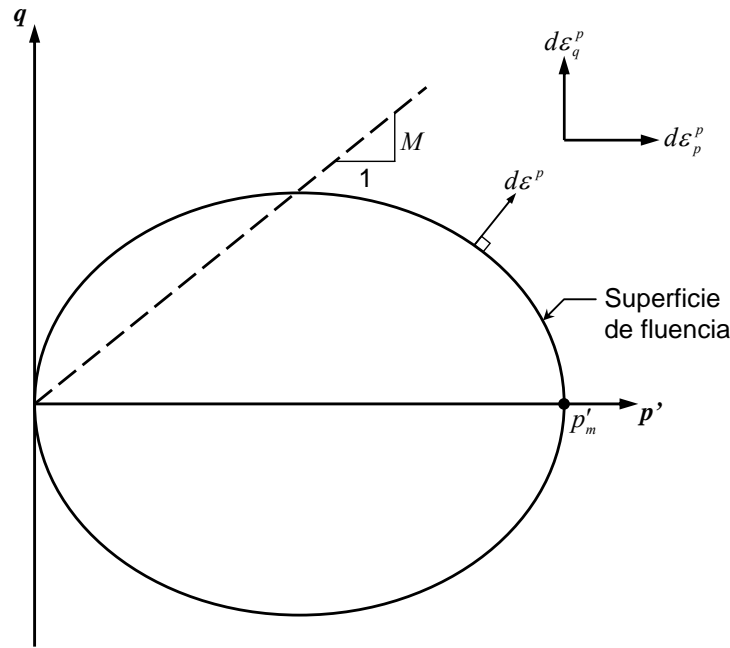


Figura A2.14 Superficie de fluencia para el modelo CCM

Conforme cambia el tamaño de la superficie de fluencia, la forma se mantiene igual. A lo largo de una línea con una relación de η constante, el ángulo de intersección con cualquier superficie de fluencia siempre será el mismo.

En el modelo CCM la regla de fluencia es asociada, por tanto, el vector de incrementos de las deformaciones plásticas ($d\varepsilon^p$) es normal a la superficie de fluencia, como se ilustra en la Figura A2.14. De aquí que, la función de potencial plástico tiene la misma forma que la superficie de fluencia:

$$g(\sigma) = q^2 - M^2(p'_m - p')p' = 0 \quad (A2.41)$$

Los incrementos de las deformaciones plásticas volumétricas y desviadoras se define, como:

$$d\varepsilon_p^p = \xi \frac{dg}{dp'} = \xi(2p' - p'_m) \quad (A2.42)$$

y

$$d\varepsilon_q^p = \xi \frac{dg}{dq} = \xi \frac{2q}{M^2} \quad (A2.43)$$

, respectivamente. De A2.42 y A2.43, la relación de deformaciones plásticas puede escribirse, como:

$$\frac{d\varepsilon_p^p}{d\varepsilon_q^p} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \quad (A2.44)$$

El mecanismo de deformación plástica depende únicamente de la relación de esfuerzos a la cual ocurre la fluencia, y cambia constantemente conforme lo hace dicha relación. Algunos casos prácticos son:

- Cuando $\eta = 0$, $d\varepsilon_p^p/d\varepsilon_q^p = \infty$, significa que se presenta compresión sin el desarrollo de distorsión. Este caso representa una prueba de consolidación isotrópica sin la aplicación de esfuerzo desviador.
- Cuando $\eta = M$, $d\varepsilon_p^p/d\varepsilon_q^p = 0$, significa que se desarrolla únicamente distorsión. Este caso representa la condición de estado crítico.
- Cuando $\eta < M$, $d\varepsilon_p^p/d\varepsilon_q^p > 0$, significa que se desarrolla tanto distorsión como compresión.
- Cuando $\eta > M$, $d\varepsilon_p^p/d\varepsilon_q^p < 0$, significa que se desarrolla tanto distorsión como expansión.

c) *Ley de endurecimiento*

CCM es un modelo de endurecimiento volumétrico en el cual el incremento en el tamaño de la superficie de fluencia depende únicamente de las deformaciones isotrópicas plásticas, es decir:

$$\frac{\partial p'_m}{\partial \varepsilon_p^p} = \frac{\nu p'_m}{\lambda - \kappa} \quad ; \quad \frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_q^p} = 0 \quad (A2.45)$$

Por tanto, el incremento de las deformaciones plásticas en un estado de esfuerzos al borde de la superficie de fluencia ($p' = p'_m$) se define, como:

$$d\varepsilon_p^p = \frac{\lambda - \kappa}{\nu} \frac{dp'}{p'} \quad (A2.46)$$

, donde:

λ = índice de compresión en el plano $\ln p' - \nu$, Figura A2.13

Por tanto, el incremento total de la deformación volumétrica se define, como:

$$d\varepsilon_p = d\varepsilon_p^e + d\varepsilon_p^p = \frac{\kappa}{\nu} \frac{dp'}{p'} + \frac{\lambda - \kappa}{\nu} \frac{dp'}{p'} = \frac{\lambda}{\nu} \frac{dp'}{p'} \quad (A2.47)$$

Por definición, también puede escribirse, como:

$$d\varepsilon_p = \frac{d\nu}{\nu} \quad (A2.48)$$

La ec. A2.48 puede integrarse para obtener la relación entre el volumen específico y el esfuerzo isotrópico medio:

$$\nu = \nu_\lambda - \lambda \ln p' \quad (A2.49)$$

, donde:

ν_λ = valor de referencia de la línea de compresión, Figura A2.13

A4-2.2 Parámetros que intervienen en el CCM

a) Parámetros iniciales

El tamaño inicial de la superficie de fluencia está en función de p'_{m0} y puede calcularse como:

$$p'_{m0} = \frac{q_0^2}{M^2 p'_0} + p'_0 \quad (A2.50)$$

, donde q_0 y p'_0 , son los esfuerzos desviadores e isotrópicos para la condición inicial, respectivamente, que se definen en función de los esfuerzos principales, como:

$$\begin{Bmatrix} \sigma'_1 \\ \sigma'_2 \\ \sigma'_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sigma'_{yy0} + POP \\ (\sigma'_{yy0} + POP)K_0^{NC} \\ (\sigma'_{yy0} + POP)K_0^{NC} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sigma'_{yy0}OCR \\ (\sigma'_{yy0}OCR)K_0^{NC} \\ (\sigma'_{yy0}OCR)K_0^{NC} \end{Bmatrix} \quad (A2.51)$$

, donde:

σ'_{yy0} = esfuerzo vertical efectivo inicial

OCR = relación de preconsolidación = $\sigma'_p / \sigma'_{yy0}$, si $OCR = 1$, el suelo se considera normalmente-consolidado y si $OCR > 1$, como preconsolidado.

POP = esfuerzo de sobre-consolidación = $\sigma'_p - \sigma'_{yy0}$

K_0^{NC} = coeficiente lateral de presión de tierras en reposo, normalmente-consolidado

En la Figura A2.15 se presenta un ejemplo ilustrativo de la variación con la profundidad de la carga de preconsolidación para un medio estratificado, obtenida a partir del POP y del OCR . En la Figura A2.15.b, puede observarse que para el primer estrato existe una condición inicial no deseada. Esto se debe a que superficialmente σ'_{yy0} y σ'_p tienden a cero y cualquier incremento del esfuerzo

efectivo generará deformaciones plásticas excesivas. Como se muestra en la Figura A2.15.a, si se utiliza el valor de *POP* se evita dicha condición no deseada.

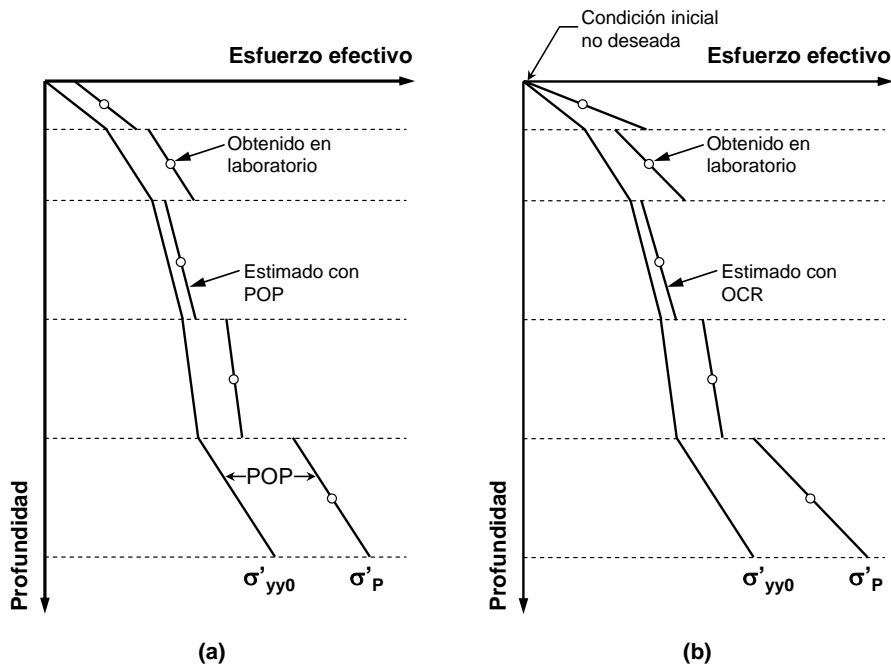


Figura A2.15 Relación del esfuerzo de preconsolidación (σ'_p) con el esfuerzo vertical efectivo inicial (σ'_{yy0}) utilizando *POP* (a) y *OCR* (b)

Por otro lado, es importante distinguir entre el valor de K_0^{NC} y $K_0 \cdot K_0^{NC}$ se utiliza para obtener la forma de la superficie de fluencia y puede calcularse con la ecuación de Jaky (1944), como:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen}\phi' \tag{A2.52}$$

y K_0 se utiliza para la determinación de los estados iniciales de esfuerzos, para suelos ligeramente preconsolidados, puede estimarse, como (Mayne y Kulhaway, 1982):

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi')OCR^{\text{sen}\phi} \tag{A2.53}$$

En la gráfica de la Figura A2.16 se presentan algunos resultados experimentales de distintos suelos cohesivos, incluyendo las arcillas de la Ciudad de México, que permiten observar la relación entre el coeficiente K_0^{NC} y ϕ' .

b) Índices λ y κ

En las Tablas A2.2 y A2.3, se presentan algunos valores de λ y κ obtenidos de pruebas de consolidación triaxial, realizadas en arcillas de la Ciudad de México, para distintos valores de K y OCR , respectivamente. Puede observarse que para valores de K entre 0.4 y 1, se reportan valores de λ entre 3 y 4. Mientras que, para arcillas con un grado de preconsolidación importante $OCR > 2$, se reporta un valor medio de λ de 2.2 y κ varía de 0.34 a 0.47.

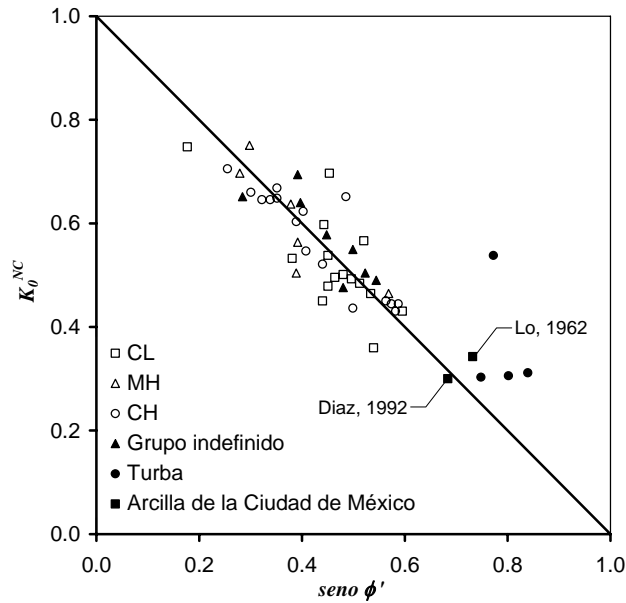


Figura A2.16 Relación entre el coeficiente K_0^{NC} y ϕ' (después de Mayne y Kulhaway 1982 y Díaz 1992)

Tabla A2.2 Valores de λ y para distintos valores del coeficiente K (Díaz 1992)

Prueba	w %	$K = \sigma'_3 / \sigma'_1$	$\eta = q / p'$	λ
TL1	448	1	0	3.0
TL2	453	1	0	3.2
TL4	439	0.63	0.50	3.8
TL5	472	0.50	0.75	4.1
TL6	465	0.40	1.00	4.1
K_0	442	---	---	3.9

Nota: λ se determinó a partir de los valores reportados, como: $\lambda' / \ln 10$, donde: $\lambda' = \Delta e / \Delta \log p'$

Los valores de estos índices pueden obtenerse, de manera aproximada, con los valores de C_r y C_c obtenidos de pruebas de consolidación unidimensional, como:

$$\kappa = \frac{C_r}{\ln 10} \quad \text{y} \quad \lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (A2.54)$$

En las gráficas de las Figuras A2.17 y A2.18 se presentan valores de λ y κ obtenidos a partir de ensayos de consolidación unidimensional, para distintos valores de la relación de vacíos inicial e_0 . Los valores se obtuvieron de diversos estudios de mecánica de suelos efectuados en las arcillas de la Zona del Lago de la Ciudad de México (SIG 2008). Puede observarse que los valores de dichos

índices se incrementan conforme lo hace e_0 , obteniendo valores medios de λ y κ de 1 a 3.5 y de 0.05 a 0.20 para valores de e_0 de 4 a 12, respectivamente.

Tabla A2.3 Valores de λ y κ obtenidos para distintos valores de OCR (Villa 2004)

Prueba	Prof. m	OCR	λ	κ
1	10	3	2.20	0.47
2	10	5	2.20	0.47
3	10	10	2.20	0.47
4	15	2	2.24	0.34
5	15	4	2.24	0.34
6	15	8	2.24	0.34
7	25	6	2.24	0.34
8	25	9	2.24	0.34
9	25	12	2.24	0.34
10	10	3	2.17	0.47
13	15	5	2.24	0.34
14	15	10	2.24	0.34

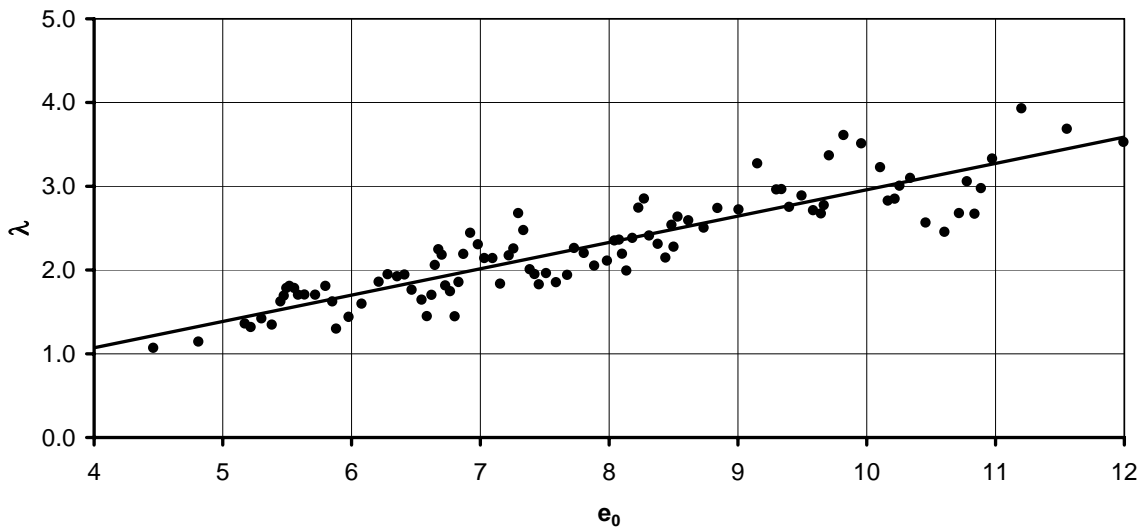


Figura A2.17 Valores de λ obtenidos a partir de ensayos de consolidación unidimensional, (SIG, 2008)

c) *Parámetro M*

En la Figura A2.19 se presentan algunos valores de M para las arcillas lacustres de la Ciudad de México. Estos valores se calcularon a partir de resultados de pruebas de compresión triaxial tipo CU, con medición de presión de poro, efectuadas por Alberro e Hiriart (1973). Los resultados mostrados son para distintos valores del esfuerzo confinante y distintas velocidades de deformación. Puede observarse que se obtienen valores de M que van de 1.5 a 1.9, y un valor medio de 1.7.

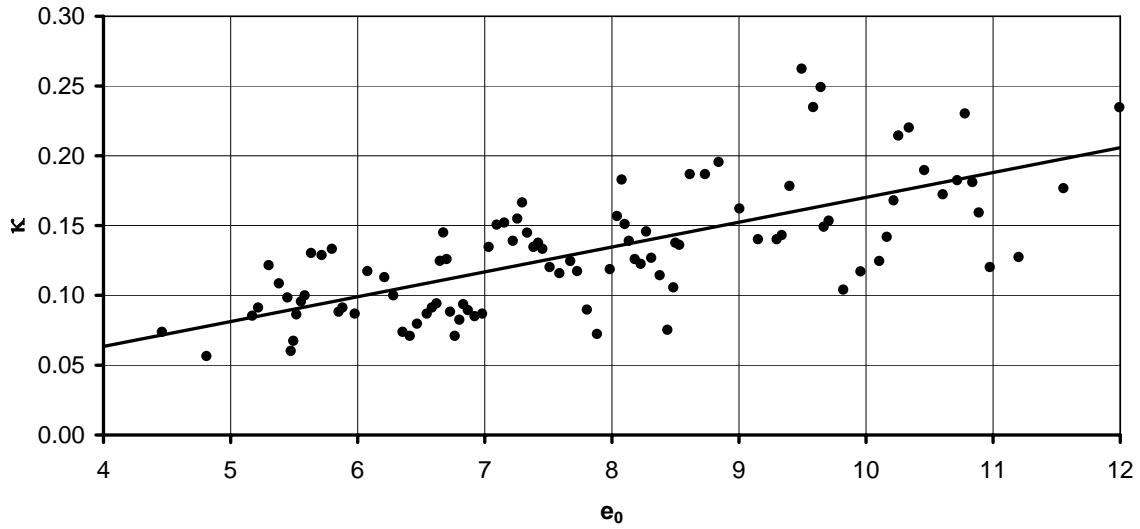


Figura A2.18 Valores de κ obtenidos a partir de ensayos de consolidación unidimensional, (SIG, 2008)

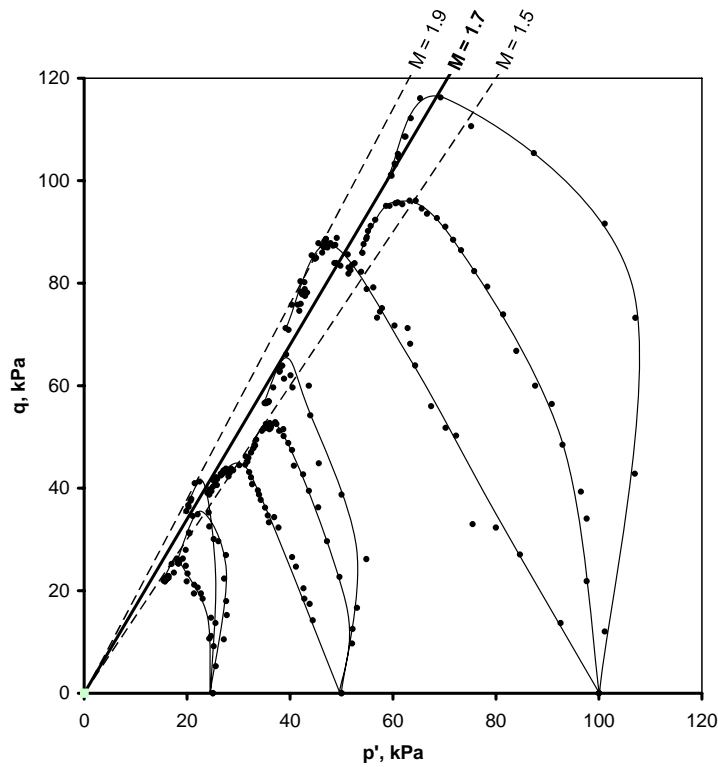


Figura A2.19 Valores de M obtenidos de pruebas de compresión triaxial tipo CU (con medición de presión de poro), para distintos esfuerzos confinantes y velocidades de deformación (información obtenida de la interpretación de resultados publicados por Alberro e Hiriart 1973)

Por otra parte, de acuerdo con el modelo CCM, cuando la relación de esfuerzos η se aproxima a M las deformaciones volumétricas tienden a cero ($d\varepsilon_p^p \rightarrow 0$), y como la regla de endurecimiento depende de dichas deformaciones entonces el incremento en el tamaño de la superficie de fluencia también tiende a cero ($dp_m' \rightarrow 0$). Asimismo, la relación entre deformaciones y esfuerzos desviadores tiende a infinito ($d\varepsilon_q^p/dq \rightarrow \infty$) o, en otras palabras, la rigidez al cortante tiende a cero. De hecho, se predice una tendencia asintótica al comportamiento plástico perfecto, en donde las deformaciones desviadoras se incrementan mientras el tamaño de la superficie de fluencia y el valor de las deformaciones volumétricas se mantienen constantes. Por tanto, la resistencia última puede expresarse en términos del estado crítico, como:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (A2.55)$$

De acuerdo con lo anterior, se puede decir que para las arcillas lacustres de la Ciudad de México normalmente-consolidadas ($30^\circ < \phi < 40^\circ$), M puede presentar valores de 1.2 a 1.6 y para ligeramente pre-consolidadas ($40^\circ < \phi < 50^\circ$) de 1.6 a 2.1.

A2-5. Modelo Soft-Soil (SS)

A2-5.1 Bases teóricas del SS

a) Comportamiento elástico

Al igual que el CCM, en el modelo SS el comportamiento elástico se asume isotrópico y está definido por los parámetros K' y G' .

En este caso, el incremento de la deformación elástica volumétrica se calcula utilizando el valor medio del índice de recompresión κ^* , Figura A2.20, como:

$$\varepsilon_p^e = \varepsilon_{p0}^e + \kappa^* \ln p' \quad (A2.56)$$

, donde:

ε_{p0}^e = valor de referencia de la línea de recompresión

De acuerdo con la ec. A2.34, K' se calcula, como:

$$K' = \frac{dp'}{d\varepsilon_p^e} = \frac{p'}{\kappa^*} = \frac{E'}{3(1-2\nu')} \quad (A2.57)$$

, por tanto:

$$E' = \frac{3(1-2\nu')}{\kappa^*} p' \quad (A2.58)$$

, y el incremento de las deformaciones elásticas desviadoras se determina con la ec. A2.35.

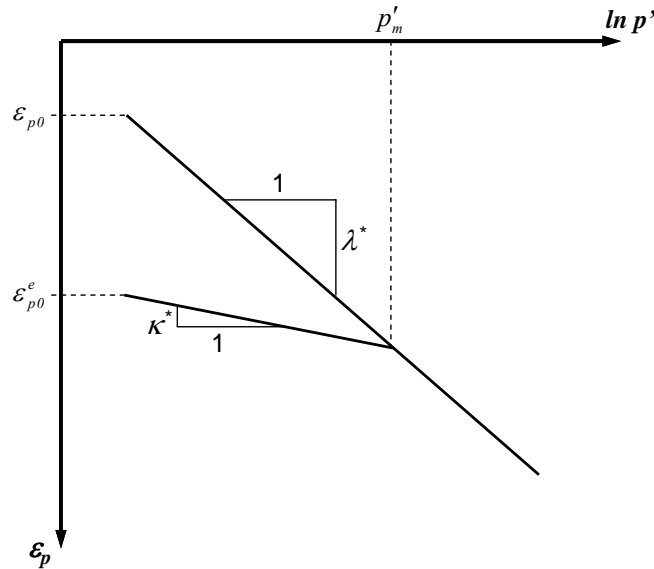


Figura A2.20 Relación entre el esfuerzo efectivo isotrópico y la deformación volumétrica para el modelo SS

b) Superficie de fluencia y regla de flujo

La superficie de fluencia utiliza una regla de flujo asociada y se define, como:

$$f(\sigma, p'_m) = q - M^* \sqrt{(p' + c \cot \phi')(p'_m - p')} = 0 \quad (A2.59)$$

En este caso, la forma está dada por el parámetro M^* y por las constantes efectivas de resistencia del suelo c y ϕ' . El parámetro M^* no debe confundirse con el M del modelo CCM, este primero solo se usa para definir la forma de la elipse y no es un criterio de falla. En el SS, la falla se define, en el campo de esfuerzos $p'-q$, con el criterio de MC y con una regla de flujo no asociada, como se muestra en la Figura A2.21. Por tanto, la superficie de fluencia es completamente independiente del criterio de falla. Para el caso de compresión triaxial, el parámetro M^* , puede evaluarse, como (Brinkgreve, 1994):

$$M^* = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2\nu')(\lambda^*/\kappa^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2\nu')\lambda^*/\kappa^* - (1 - K_0^{NC})(1 + \nu')}}} \quad (A2.60)$$

, donde:

$$\lambda^* = \text{índice de compresión en el plano } \varepsilon_p - \ln p', \text{ Figura A2.20}$$

Para suelos normalmente consolidados, el modelo SS obtiene una predicción realista de la trayectoria de deformaciones con relaciones de esfuerzos cercanas a η_{K_0} utilizando valores de K_0^{NC}

entre 0.3 y 0.9 (Brinkgreve, 1994). Lo anterior representa una mejora sustancial del modelo si se compara con el CCM, ya que este último es bien conocido por su mala predicción del K_0 (Karstunen et al., 2006).

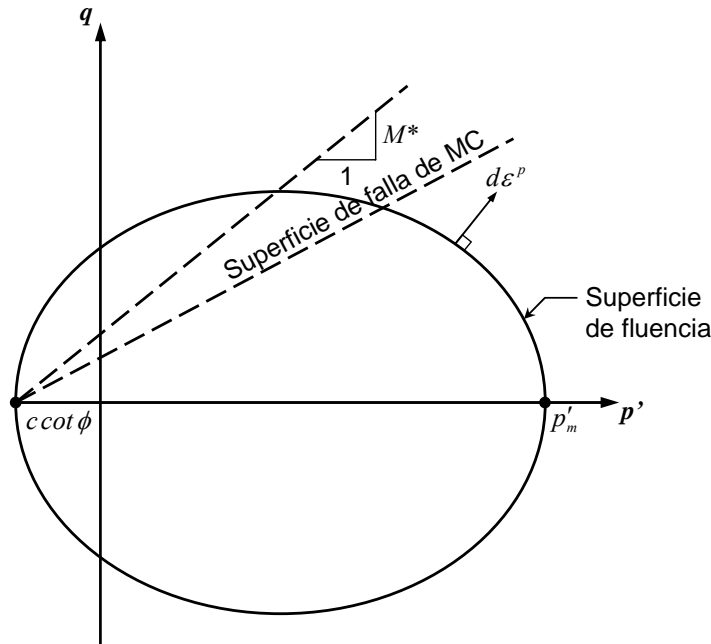


Figura A2.21 Superficie de fluencia para el modelo SS

c) Ley de endurecimiento

Al igual que el CCM, el SS es un modelo de endurecimiento volumétrico en el cual el incremento en el tamaño de la superficie de fluencia depende únicamente de las deformaciones isotrópicas plásticas. En este caso, el incremento de las deformaciones plásticas se define, como:

$$d\varepsilon_p^p = (\lambda^* - \kappa^*) \frac{dp'}{p'} \quad (A2.61)$$

Por tanto, el incremento total de la deformación volumétrica, es:

$$d\varepsilon_p = \lambda^* \frac{dp'}{p'} \quad (A2.62)$$

La relación entre la deformación volumétrica y el esfuerzo isotrópico medio, es entonces:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p0} + \lambda^* \ln p' \quad (A2.63)$$

, donde:

ε_{p0} = valor de referencia de la línea de compresión, Figura A2.20

A2-5.2 Parámetros que intervienen en el SS

a) *Parámetros iniciales*

El tamaño inicial de la superficie de fluencia está en función de p'_{m0} , y puede calcularse como:

$$p'_{m0} = \frac{q_0^2}{M^{*2}(p'_0 + c \cot \phi')} + p'_0 \quad (A2.64)$$

b) *Índices λ^* y κ^**

Los valores de λ^* y κ^* pueden determinarse en función de λ , κ y ν , como:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{\nu} \quad \text{y} \quad \kappa^* = \frac{\kappa}{\nu} \quad (A2.65)$$

A2-6. Anisotropía

Cuando se utilizan modelos avanzados basados en el método del elemento finito para la simulación del comportamiento de cimentaciones desplantadas en suelos blandos, comúnmente se emplean modelos isotrópicos elasto-plásticos, como los descritos en los incisos anteriores. Sin embargo, las arcillas blandas tienden a presentar un cierto grado de anisotropía que se desarrolla durante su sedimentación, su consolidación y por cualquier otra deformación posterior. El ignorar este parámetro en el comportamiento del suelo puede conducir a predicciones erróneas de la respuesta del suelo ante una carga (Zdravkovic et al., 2002).

A2-7. Modelo S-CLAY1

A2-7.1 Bases teóricas del S-CLAY1

a) *Comportamiento elástico*

Al igual que el CCM, en el modelo S-CLAY1 el comportamiento elástico se asume isotrópico y está definido por los parámetros K' y G' (ecs. A2.34 a A2.36).

b) *Superficie de fluencia y regla de flujo*

La superficie de fluencia propuesta es de forma elíptica, idéntica a la sugerida por Dafalias (1987) y Korhonen y Lojander (1987). Para el espacio de esfuerzos de una prueba triaxial, ver Figura A2.22:

$$f(\boldsymbol{\sigma}, p'_m) = (q - \alpha p')^2 - (M^2 - \alpha^2)(p'_m - p')p' = 0 \quad (A2.66)$$

El valor de α es una medida del grado de anisotropía plástica del suelo, Figura A2.22.b. Cuando $\alpha = 0$ el comportamiento es isotrópico y la ec. A2.66 corresponde a la superficie de fluencia del modelo CCM, ec. A2.37.

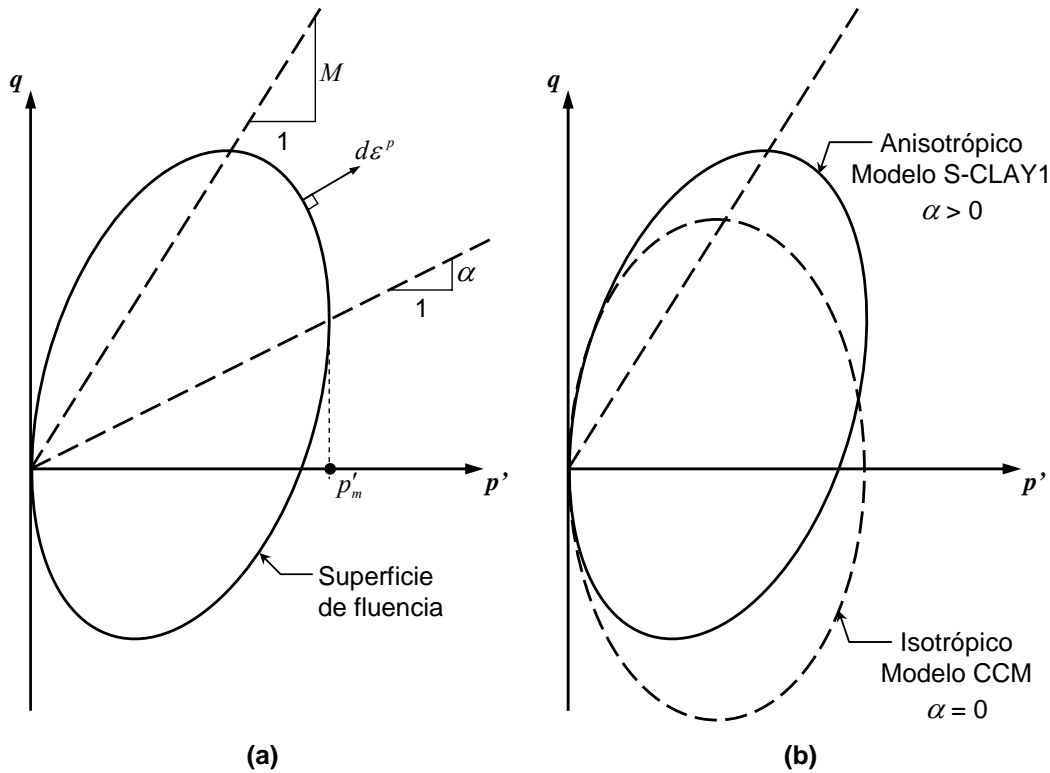


Figura A2.22 Superficie de fluencia del modelo S-Clay1

El modelo utiliza una regla de flujo asociada, por tanto, la relación de deformaciones plásticas puede escribirse, como:

$$\frac{d\varepsilon_p^P}{d\varepsilon_d^P} = \frac{M^2 - \eta^2}{2(\eta - \alpha)} \quad (A2.67)$$

c) Ley de endurecimiento

El modelo S-CLAY1 tiene incorporado dos leyes de endurecimiento. La primera describe un cambio en el tamaño de la superficie de fluencia en función de la deformación volumétrica plástica, como en el modelo CCM.

La segunda ley de endurecimiento representa el desarrollo o desvanecimiento de la anisotropía que se genera durante la deformación plástica, esto se logra cambiando la inclinación de la superficie de fluencia al ir variando las deformaciones plásticas, como:

$$d\alpha = \mu \left[(\chi_p(\eta) - \alpha) d\varepsilon_p^P + \beta (\chi_d(\eta) - \alpha) d\varepsilon_d^P \right] \quad (A2.68)$$

- β = constante que controla la efectividad relativa de las deformaciones plásticas cortantes y volumétricas durante la determinación general de la trayectoria del valor final de α . Cuando en la trayectoria de esfuerzos dominan las deformaciones plásticas volumétricas, el valor final de α se acerca a $\chi_p(\eta)$ (comúnmente para valores bajos de η), por el contrario, si en la trayectoria de esfuerzos dominan las deformaciones plásticas cortantes, el valor final de α se acerca a $\chi_d(\eta)$ (comúnmente cuando se aproxima a un estado crítico con valores altos de η)
- μ = constante que controla la velocidad absoluta a la que α se aproxima a su valor final.

Con base en resultados experimentales, Figura A2.23, Wheeler et al. (2003) reportan valores de $\chi_v(\eta)$ y $\chi_d(\eta)$ de:

$$\chi_v(\eta) = \frac{3\eta}{4} \quad ; \quad \chi_d(\eta) = \frac{\eta}{3} \quad (A2.69)$$

, substituyendo A2.69 en A2.68, se tiene:

$$d\alpha = \mu \left[\left(\frac{3\eta}{4} - \alpha \right) \langle d\varepsilon_v^p \rangle + \beta \left(\frac{\eta}{3} - \alpha \right) |d\varepsilon_d^p| \right] \quad (A2.70)$$

El valor de equilibrio de α , para cualquier valor dado de η , puede encontrarse haciendo a $d\alpha = 0$, entonces:

$$3(3\eta - 4\alpha)(M^2 - \eta^2) = \pm 8\beta(3\alpha - \eta)(\eta - \alpha) \quad (A2.71)$$

, en donde el signo positivo se utiliza para compresión triaxial ($\eta > 0$) y el negativo para extensión ($\eta < 0$). De acuerdo con la Figura A2.23, se obtiene una relación aceptable entre los datos experimentales y los estimados con la ec. A2.71 para valores de β/M entre 0.5 y 1 (para $\eta > 0$).

La separación vertical entre la línea de compresión normal isotrópica (para una muestra con una historia de esfuerzos puramente isotrópica) y la línea de estado crítico estimada por el modelo S-CLAY1, en el plano $v - \ln p'$, está dada por:

$$N - \Gamma = (\lambda - \kappa) \ln \left(\frac{2M}{M + \chi_d(M)} \right) \quad (A2.72)$$

A2-7.2 Parámetros que intervienen en el S-CLAY1

a) Parámetros iniciales

El estado inicial del suelo está definido por el estado inicial de esfuerzos, el volumen específico v y por los valores iniciales de p'_m y α .

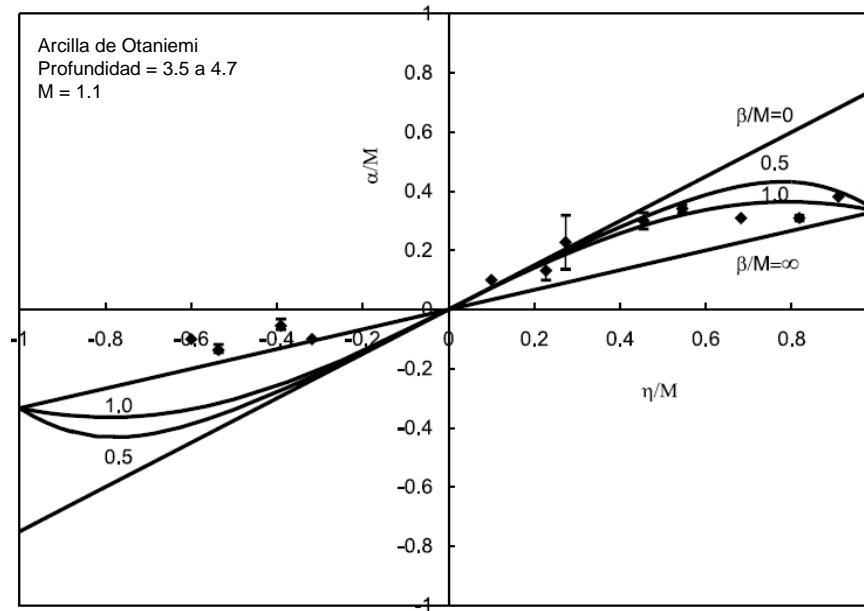


Figura A2.23 Valores de equilibrio de α/M obtenidos de datos experimentales (Wheeler et al., 2003)

El parámetro p'_m puede determinarse del estado inicial de esfuerzos, como:

$$p'_{m0} = \frac{(q_0 - \alpha_{K_0} p'_0)^2}{p'_0 (M^2 - \alpha_{K_0}^2)} + p'_0 \quad (A2.73)$$

Para un suelo normalmente-consolidado o ligeramente pre-consolidado, el valor inicial del parámetro α puede calcularse en función del K_0 , como:

$$\alpha_{K_0} = \frac{\eta_{K_0}^2 + 3\eta_{K_0} - M^2}{3} \quad (A2.74)$$

, donde η_{K_0} es la relación:

$$\eta_{K_0} = \frac{q}{p'} = \frac{3(1 - K_0^{NC})}{1 + 2K_0^{NC}} \quad (A2.75)$$

Empleando las ecuaciones anteriores, Wheeler et al (2003) obtienen la superficie de fluencia inicial para arcillas lacustres de la Ciudad de México, Figura A2.24, de acuerdo con resultados experimentales publicados por Díaz-Rodríguez (1992). Puede observarse una buena relación entre los datos experimentales y la inclinación obtenida de la curva de fluencia teórica. Resultados similares para distintos tipos de arcillas se presentan en Wheeler et al (2003) y Näätänen y Lojander (2000).

De acuerdo con lo anterior, se puede decir que para las arcillas lacustres de la Ciudad de México normalmente-consolidadas ($30^\circ < \phi < 40^\circ$), α_{K_0} puede presentar valores de 0.45 a 0.65 y para ligeramente pre-consolidadas ($40^\circ < \phi < 50^\circ$) de 0.70 a 0.90.

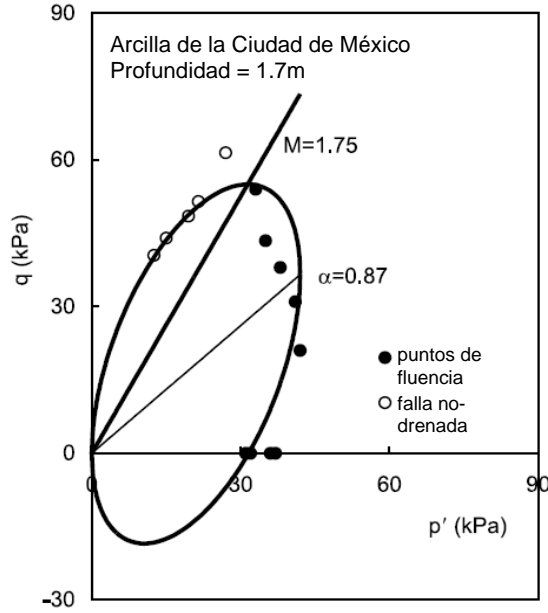


Figura A2.24 Superficie de fluencia inicial obtenida por Wheeler et al (2003) para arcillas de la Ciudad de México de acuerdo con resultados publicados por Díaz-Rodríguez (1992)

Es importante mencionar que, en el algoritmo SCLAY-1, la relación de vacíos va cambiando conforme lo hacen las deformaciones volumétricas, como:

$$e_i = \Delta \varepsilon_v (1 + e_{i-1}) + e_i \quad (A2.76)$$

Por lo que es necesario ingresar el valor inicial de la relación de vacíos e_0 , que se asigna para el estado inicial de esfuerzos (p'_0, q_0) , por tanto, para evitar problemas numéricos el algoritmo restringe a un valor de $|q_0| \leq 1 \text{ kPa}$.

b) Constante β

La constante β también puede expresarse en función de K_0 , como:

$$\beta = \frac{3(4M^2 - 4\eta_{K_0}^2 - 3\eta_{K_0})}{8(\eta_{K_0}^2 - M^2 + 2\eta_{K_0})} \quad (A2.77)$$

En la Figura A2.25 se presenta la variación β y de α_{K_0} para distintos ángulos de fricción efectivos.

c) Constante μ

La única forma de obtener el valor de este parámetro es realizando pruebas de laboratorio y comparando los resultados con los obtenidos mediante modelaciones numéricas, haciendo variar el valor de μ hasta encontrar el que mejor se ajuste. Por ejemplo, para un suelo con una anisotropía

inicial importante, es posible realizar pruebas de consolidación isotrópicas y comparar la trayectoria de deformaciones obtenidas. Para fines prácticos, el valor de μ varía entre $10/\lambda$ y $15/\lambda$.

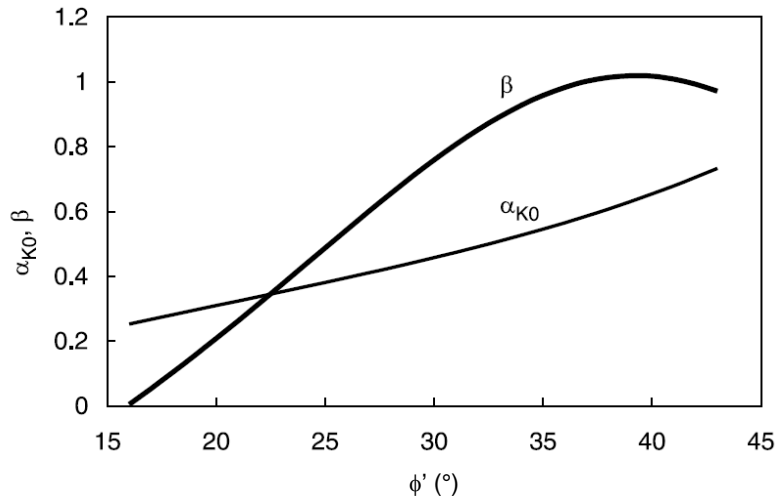


Figura A2.25 Variación β y de α_{K_0} en función de ϕ'

Anexo 3

Tipos de análisis mediante el MEF para suelos saturados

A3-1. Análisis en término de esfuerzos totales con parámetros no-drenado

Cuando se requiere simular un problema a corto plazo, en el que se supone que la presión de poro en el suelo no tiene tiempo para disiparse (suelo fino con permeabilidad baja); es posible realizar un análisis en términos de esfuerzos totales considerando parámetros no-drenados. Este tipo de análisis puede utilizarse para estudiar problemas relacionados con capacidad de carga o desplazamientos inmediatos. El único modelo que puede emplearse para este tipo de análisis es el MC y los parámetros que influyen son E_u , ν_u y c_u , ver Anexo 2.

Es importante hacer notar que para este tipo de análisis no es necesario definir la condición inicial de presión de poro ya que es en términos de los esfuerzos totales, asimismo, en lugar de emplear K_0 , la relación de esfuerzos iniciales estará dada, por:

$$\frac{\sigma_{xx0}}{\sigma_{yy0}} = \frac{\sigma'_{yy0}K_0 + u}{\sigma'_{yy0} + u} \quad (A3.1)$$

A3-2. Análisis en términos de esfuerzos efectivos con parámetros drenados

Cuando se realiza un análisis en términos de esfuerzos efectivos y se consideran parámetros drenados, se obtendrán esfuerzos y deformaciones al final del proceso de consolidación sin tomar en cuenta lo que sucede durante este, ya que no se incluye el factor tiempo y no se lleva registro de la evolución de las presiones intersticiales (presión de poro). Este tipo de análisis puede utilizarse para estudiar problemas relacionados con desplazamientos diferidos (a largo plazo). Es posible emplear cualquiera de los modelos constitutivos que se mencionan en el Inciso 2.2.1 de este trabajo.

A3-3. Análisis en términos de los esfuerzos efectivos con parámetros drenados y condiciones iniciales no-drenadas

Cuando se requiere conocer el estado de esfuerzos, deformaciones y desplazamientos; antes, durante y al término de un proceso de consolidación, es posible realizar un análisis en términos de

esfuerzos efectivos con parámetros drenados, considerando condiciones iniciales no-drenadas y evaluando el exceso de presión de poro durante dicho proceso.

De acuerdo con la teoría de Terzaghi, los esfuerzos totales se definen, como:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma'_{xx} + u \\ \sigma'_{yy} + u \\ \sigma'_{zz} + u \\ \sigma'_{xy} \\ \sigma'_{yz} \\ \sigma'_{zx} \end{bmatrix} \quad (A3.2)$$

Por tanto, la ley de Hook en término de los esfuerzos totales y de la presión de poro, puede escribirse, como:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} - u \\ \sigma_{yy} - u \\ \sigma_{zz} - u \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1-2\nu')/2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu')/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu')/2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx}^e \\ \varepsilon_{yy}^e \\ \varepsilon_{zz}^e \\ \varepsilon_{xy}^e \\ \varepsilon_{yz}^e \\ \varepsilon_{zx}^e \end{bmatrix} \quad (A3.3)$$

, ahora, si los módulos de rigidez volumétrica K' y al cortante G' se definen, como:

$$K' = \frac{E'}{3(1-2\nu')} \quad \text{y} \quad G' = \frac{E'}{2(1+\nu')} \quad (A3.4)$$

, entonces:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} - u \\ \sigma_{yy} - u \\ \sigma_{zz} - u \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K' + \frac{4}{3}G' & K' - \frac{2}{3}G' & K' - \frac{2}{3}G' & 0 & 0 & 0 \\ K' - \frac{2}{3}G' & K' + \frac{4}{3}G' & K' - \frac{2}{3}G' & 0 & 0 & 0 \\ K' - \frac{2}{3}G' & K' - \frac{2}{3}G' & K' + \frac{4}{3}G' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx}^e \\ \varepsilon_{yy}^e \\ \varepsilon_{zz}^e \\ \varepsilon_{xy}^e \\ \varepsilon_{yz}^e \\ \varepsilon_{zx}^e \end{bmatrix} \quad (A3.5)$$

Si se considera que el agua no es incompresible y, por tanto, se acepta cierto cambio de volumen, entonces el incremento de la deformación volumétrica del suelo $\Delta\varepsilon_v$ puede estimarse a partir del módulo de rigidez volumétrica del agua K_w y de la porosidad n del mismo, como:

$$\Delta\varepsilon_v = \frac{n}{K_w} \Delta u + \frac{1-n}{K'} \approx \frac{n}{K_w} \Delta u \quad (A3.6)$$

, donde el módulo del agua debe ser considerablemente mayor que el de la estructura del suelo $K_w \gg nK'$. Por tanto, el exceso de presión de poro Δu puede estimarse en función de las deformaciones elásticas, como:

$$\Delta u = \frac{K_w}{n} (\varepsilon_{xx}^e + \varepsilon_{yy}^e + \varepsilon_{zz}^e) = \frac{K_w}{n} \varepsilon_v \quad (A3.7)$$

, entonces la matriz de rigidez puede escribirse, como:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K' + \frac{4}{3}G' + \frac{K_w}{n} & K' - \frac{2}{3}G' + \frac{K_w}{n} & K' - \frac{2}{3}G' + \frac{K_w}{n} & 0 & 0 & 0 \\ K' - \frac{2}{3}G' + \frac{K_w}{n} & K' + \frac{4}{3}G' + \frac{K_w}{n} & K' - \frac{2}{3}G' + \frac{K_w}{n} & 0 & 0 & 0 \\ K' - \frac{2}{3}G' + \frac{K_w}{n} & K' - \frac{2}{3}G' + \frac{K_w}{n} & K' + \frac{4}{3}G' + \frac{K_w}{n} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx}^e \\ \varepsilon_{yy}^e \\ \varepsilon_{zz}^e \\ \varepsilon_{xy}^e \\ \varepsilon_{yz}^e \\ \varepsilon_{zx}^e \end{bmatrix} \quad (A3.8)$$

, ahora si substituimos los módulos no-drenados:

$$K_u = K' + \frac{K_w}{n} \quad \text{y} \quad G_u = G' \quad (A3.9)$$

, obtenemos la matriz de rigidez en término de los esfuerzos totales con parámetros no-drenados, como:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_u + \frac{4}{3}G_u & K_u - \frac{2}{3}G_u & K_u - \frac{2}{3}G_u & 0 & 0 & 0 \\ K_u - \frac{2}{3}G_u & K_u + \frac{4}{3}G_u & K_u - \frac{2}{3}G_u & 0 & 0 & 0 \\ K_u - \frac{2}{3}G_u & K_u - \frac{2}{3}G_u & K_u + \frac{4}{3}G_u & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G_u & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_u & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx}^e \\ \varepsilon_{yy}^e \\ \varepsilon_{zz}^e \\ \varepsilon_{xy}^e \\ \varepsilon_{yz}^e \\ \varepsilon_{zx}^e \end{bmatrix} \quad (A3.10)$$

Por tanto, Δu puede obtenerse a partir de la ec. A3.7 y de K_w/n en función de las relaciones de Poisson drenada y no-drenada, ν' y ν_u , respectivamente, como:

$$\frac{K_w}{n} = \frac{3(\nu_u - \nu')}{(1 - 2\nu_u)(1 + \nu')} K' \quad (A3.11)$$

, y el módulo K_u puede obtenerse, como:

$$K_u = \frac{(1 - 2\nu')(1 + \nu_u)}{(1 + \nu')(1 - 2\nu_u)} K' \quad (A3.12)$$

Debido a lo que se menciona en el Anexo 2 de este trabajo, debe tenerse especial cuidado cuando se estimen las propiedades de compresibilidad no-drenadas del suelo en función de sus parámetros drenados.

Asimismo, de acuerdo con la teoría de Skempton (1954), el exceso de presión de poro en función de los parámetros A y B , se expresa, como:

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (A3.13)$$

, para condiciones de compresión triaxial ($\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$):

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3 - 3\Delta u}{3K'} \cdot \frac{K_w}{n} \quad (A3.14)$$

, entonces:

$$\Delta u = \frac{1}{1 + \frac{nK'}{K_w}} \left[\Delta\sigma_3 + \frac{1}{3}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \right] \quad (A3.15)$$

, donde:

$$B = \frac{1}{1 + \frac{nK'}{K_w}} \quad \text{y} \quad A = \frac{1}{3} \quad (A3.16)$$

Otra técnica consiste en simular por etapas, en forma desacoplada, el proceso de consolidación del medio bajo una carga externa por el método del elemento finito y simultáneamente, en su caso, el proceso de consolidación atribuible al abatimiento de las presiones intersticiales, por el método de las diferencias finitas (Carrahan et al. 1969), como:

$$u_{i,n+1} = \Phi u_{i-1,n} + (1 - 2\Phi)u_{i,n} + \Phi u_{i+1,n} \quad (A3.17)$$

, donde:

$$\Phi = C_v \frac{\Delta t}{(\Delta z)^2} \quad (A3.18)$$

- $u_{i,n+1}$ = presión de poro para una profundidad z_i y un tiempo t_{n+1}
 $u_{i-1,n}$ = presión de poro para una profundidad z_{i-1} y un tiempo t_n
 $u_{i,n}$ = presión de poro para una profundidad z_i y un tiempo t_n
 $u_{i+1,n}$ = presión de poro para una profundidad z_{i+1} y un tiempo t_n
 Δt = incremento de tiempo
 Δz = incremento de la profundidad

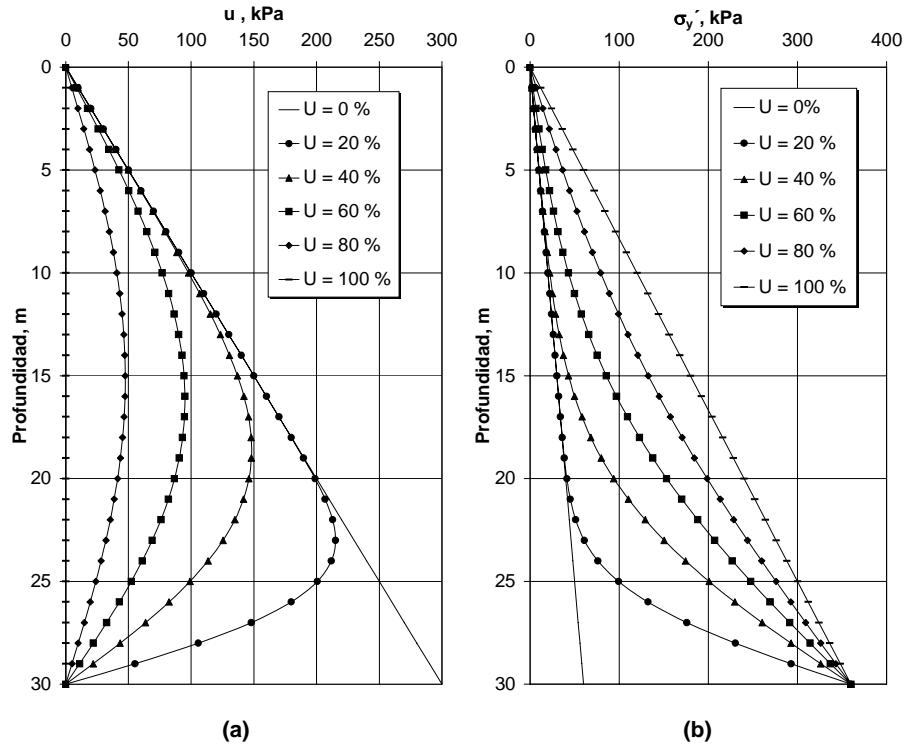


Figura A3.1 Isócronas e incrementos de los esfuerzos efectivos obtenidos mediante la ec. A3.17 (U = grado de consolidación), Rodríguez, 2001

En la Figura A3.1.a se presenta un ejemplo de las isócronas obtenidas mediante la ec. A3.17 para un abatimiento final de la presión de poro en un medio homogéneo que drena verticalmente a través de un estrato permeable que se encuentra a una profundidad de 30m, utilizando un valor de C_v de $1.58 \text{ m}^2/\text{año}$ (Carrillo, 1969). Estos decrementos de la presión de poro ocasionan, a la vez, un incremento de la misma magnitud de los esfuerzos efectivos como se muestra en la Figura A3.1.b.

Por otra parte, para la condición inicial, la resistencia al corte no-drenada c_u puede calcularse a través de los parámetros drenados ϕ' y c , para lo cual, el incremento del esfuerzo efectivo isotrópico se define, como:

$$\Delta p' = \frac{\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy} + \Delta \sigma'_{zz}}{3} = K' \Delta \varepsilon_v \quad (\text{A3.19})$$

, para la condición no-drenada $\Delta\varepsilon_v = 0$ y $\Delta p' = 0$, por tanto, para un estado plano de deformaciones:

$$\Delta\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E'} [\Delta\sigma'_{zz} - \nu'(\Delta\sigma'_{xx} + \Delta\sigma'_{yy})] = 0 \quad (A3.20)$$

, por tanto:

$$\Delta\sigma'_{zz} = \nu'(\Delta\sigma'_{xx} + \Delta\sigma'_{yy}) \quad (A3.21)$$

, la ec. A3.19 puede escribirse, como:

$$\Delta p' = \frac{\Delta\sigma'_{xx} + \Delta\sigma'_{yy} + \nu'(\Delta\sigma'_{xx} + \Delta\sigma'_{yy})}{3} = \frac{(1 + \nu') \cdot (\Delta\sigma'_{xx} + \Delta\sigma'_{yy})}{3} = 0 \quad (A3.22)$$

, se tiene que:

$$\Delta\sigma'_{xx} + \Delta\sigma'_{yy} = 0 \quad (A3.23)$$

, por tanto, la resistencia c_u puede evaluarse como, Figura A3.2:

$$c_u = \frac{\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy}}{2} \cdot \sin \phi' + c \cdot \cos \phi' \quad (A3.24)$$

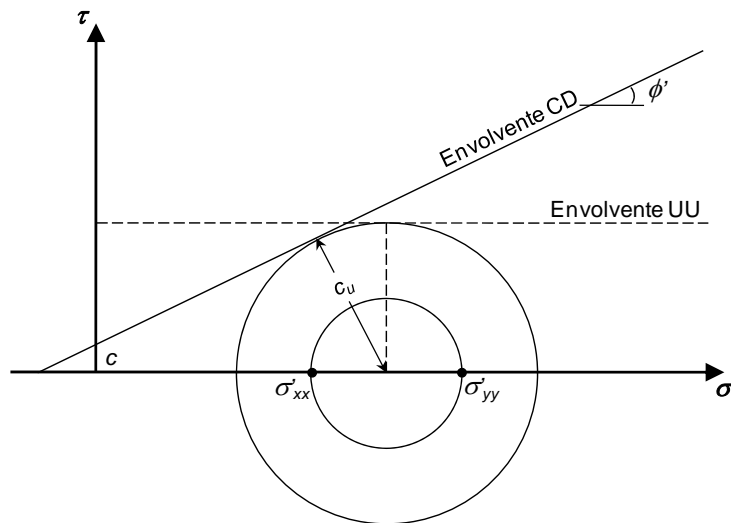


Figura A3.2 Círculos de Mohr para evaluar la resistencia c_u en un estado plano de deformaciones, a partir de parámetros drenados (c y ϕ')

Ahora, si no se cuenta con el valor de los parámetros de resistencia drenados (c y ϕ'), entonces es posible, de manera aproximada, realizar un análisis con parámetros de compresibilidad drenados y de resistencia no-drenados. Si en la ec. A3.24 $\phi' = 0$, entonces $c = c_u$.

De acuerdo con lo anterior, es posible mencionar que este tipo de análisis puede efectuarse considerando, tanto parámetros de resistencia no-drenados, como drenados. Para el primer caso solo puede emplearse el modelo MC y para el segundo todos los modelos constitutivos mencionados en el Inciso 2.2.1 de este trabajo.

Anexo 4

Axisimetría con cargas no axisimétricas

A4-1. Planteamiento

Haciendo uso de las propiedades de ortogonalidad de las funciones armónicas, el problema tridimensional se divide en una serie de análisis bidimensionales, en el cual se desconoce el valor de los desplazamientos nodales. Se consideran elementos de revolución de tres nodos en coordenadas cilíndricas (r, z, θ) , Figura A4.1:

Los vectores de desplazamientos nodales y de fuerzas nodales se escriben:

$$\{u\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ w_2 \\ u_3 \\ v_3 \\ w_3 \end{Bmatrix} \quad y \quad \{F\} = \begin{Bmatrix} F_{r1} \\ F_{z1} \\ F_{\theta1} \\ F_{r2} \\ F_{z2} \\ F_{\theta2} \\ F_{r3} \\ F_{z3} \\ F_{\theta3} \end{Bmatrix} \quad (A4.1)$$

Los desplazamientos nodales en series de Fourier, se expresan como:

$$\begin{aligned} u &= \sum (u_n)_c \cos n\theta + \sum (u_n)_s \sin n\theta + \frac{1}{2}(u)_0 \\ v &= \sum (v_n)_c \cos n\theta + \sum (v_n)_s \sin n\theta + \frac{1}{2}(v)_0 \\ w &= \sum (w_n)_c \sin n\theta + \sum (w_n)_s \cos n\theta + \frac{1}{2}(w)_0 \end{aligned} \quad (A4.2)$$

, donde:

- n = número de armónicas
 θ = ángulo de la sección donde se calcularán los desplazamientos

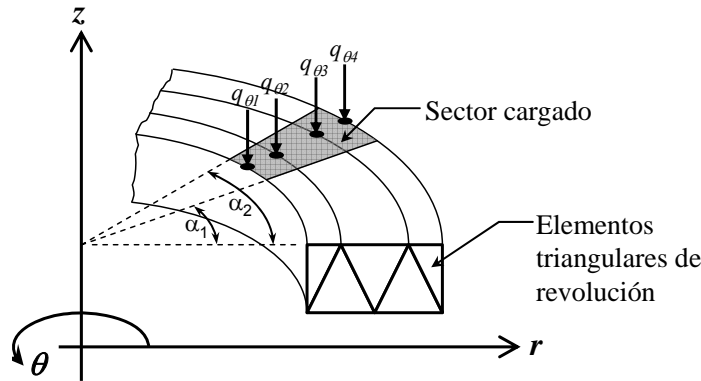


Figura A4.1 Planteamiento del problema

$(u_n)_{C,S,0}$, $(v_n)_{C,S,0}$ y $(w_n)_{C,S,0}$ son los coeficientes que definen los desplazamientos nodales para cada armónica. Estos coeficientes pueden expresarse mediante funciones lineales, como:

$$\begin{Bmatrix} u_n \\ v_n \\ w_n \end{Bmatrix}_{C,S,0} = \begin{Bmatrix} \alpha_{1n} + \alpha_{2n}r + \alpha_{3n}z \\ \alpha_{4n} + \alpha_{5n}r + \alpha_{6n}z \\ \alpha_{7n} + \alpha_{8n}r + \alpha_{9n}z \end{Bmatrix}_{C,S,0} \quad (A4.3)$$

Considerando únicamente las fuerzas verticales, el vector de fuerzas, en series de Fourier, se define, como:

$$\begin{aligned} F_r &= 0 \\ F_z &= \sum (f_n)_C \cos n\theta + \sum (f_n)_S \sin n\theta + \frac{1}{2}(f)_0 \\ F_\theta &= 0 \end{aligned} \quad (A4.4)$$

, donde:

$$\begin{aligned} (f_n)_C &= \frac{1}{\pi} \int_{\alpha_1}^{\alpha_2} q_\theta \cos n\theta d\theta = \frac{q_\theta}{\pi n} [\sin(\alpha_2 n) - \sin(\alpha_1 n)] \\ (f_n)_S &= \frac{1}{\pi} \int_{\alpha_1}^{\alpha_2} q_\theta \sin n\theta d\theta = \frac{q_\theta}{\pi n} [\cos(\alpha_2 n) - \cos(\alpha_1 n)] \\ (f)_0 &= \frac{1}{\pi} \int_{\alpha_1}^{\alpha_2} q_\theta d\theta = \frac{q_\theta}{\pi} (\alpha_2 - \alpha_1) \end{aligned} \quad (A4.5)$$

q_θ = carga axial axisimétrica por unidad de longitud de circunferencia r , que para cada función f se calculará en un sector definido de α_1 a α_2 , Figura A4.1.

La precisión del método depende en gran medida del número de armónicas que se consideren. En la Figura A4.2 se presenta la descomposición en series de Fourier de una carga unitaria en un sector definido de $3\pi/4$ a $5\pi/4$, para 10, 100 e ∞ , número de armónicas. Puede observarse que para un número de armónicas de 100 se obtiene una aproximación aceptable.

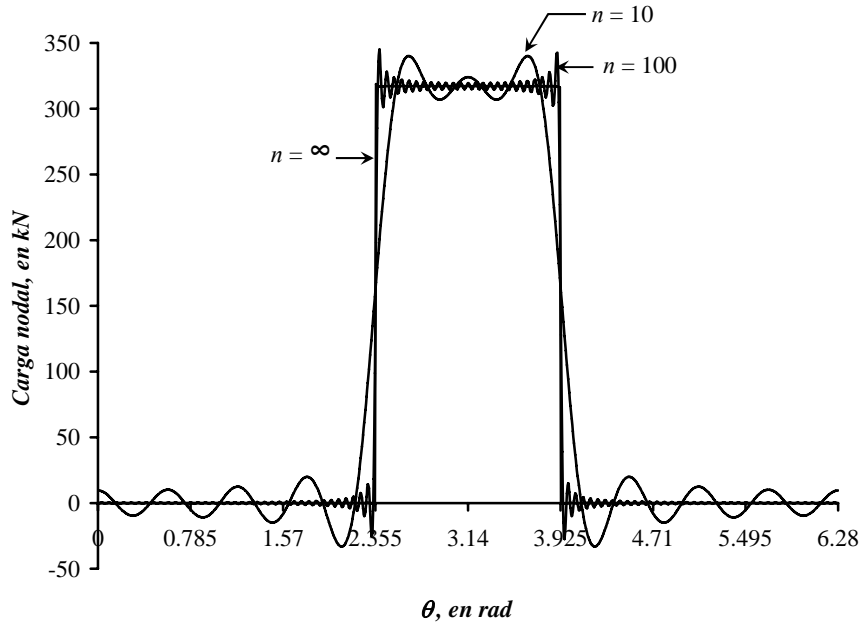


Figura A4.2 Descomposición en series de Fourier de una carga unitaria

A4-2. Relación entre desplazamientos generales y nodales

Para cada armónica, la relación entre desplazamientos generales y nodales se expresa, como:

$$\begin{Bmatrix} u_n \\ v_n \\ w_n \end{Bmatrix}_{C,S,0} = [A] \begin{Bmatrix} \alpha_{1n} \\ \alpha_{2n} \\ \vdots \\ \alpha_{9n} \end{Bmatrix}_{C,S,0} \quad (A4.6)$$

, inversamente:

$$\begin{Bmatrix} \alpha_{1n} \\ \alpha_{2n} \\ \vdots \\ \alpha_{9n} \end{Bmatrix}_{C,S,0} = [A]^{-1} \begin{Bmatrix} u_n \\ v_n \\ w_n \end{Bmatrix}_{C,S,0} \quad (A4.7)$$

, donde la matriz $[A]^{-1}$ está en función de las coordenadas (r, z) de cada nodo y del área de cada elemento.

A4-3. Relación entre desplazamientos y deformaciones

El tensor de deformaciones se define en este caso, como:

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{rr} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{\theta\theta} \\ \varepsilon_{rz} \\ \varepsilon_{r\theta} \\ \varepsilon_{z\theta} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial r} \\ \frac{\partial v}{\partial z} \\ \frac{1}{r} \frac{\partial w}{\partial \theta} + \frac{u}{r} \\ \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial v}{\partial r} \\ \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial \theta} + \frac{\partial w}{\partial r} - \frac{w}{r} \\ \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{1}{r} \frac{\partial v}{\partial \theta} \end{Bmatrix} \quad (A4.8)$$

, haciendo uso de las series de Fourier, se puede escribir:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{rr} &= \sum (\varepsilon_{rm})_C \cos n\theta + \sum (\varepsilon_{rm})_S \sin n\theta + \frac{1}{2} (\varepsilon_{rr})_0 \\ \varepsilon_{zz} &= \sum (\varepsilon_{zn})_C \cos n\theta + \sum (\varepsilon_{zn})_S \sin n\theta + \frac{1}{2} (\varepsilon_{zz})_0 \\ \varepsilon_{\theta\theta} &= \sum (\varepsilon_{\theta\theta n})_C \cos n\theta + \sum (\varepsilon_{\theta\theta n})_S \sin n\theta + \frac{1}{2} (\varepsilon_{\theta\theta})_0 \\ \varepsilon_{rz} &= \sum (\varepsilon_{rzn})_C \cos n\theta + \sum (\varepsilon_{rzn})_S \sin n\theta + \frac{1}{2} (\varepsilon_{rz})_0 \\ \varepsilon_{r\theta} &= \sum (\varepsilon_{r\theta n})_C \sin n\theta + \sum (\varepsilon_{r\theta n})_S \cos n\theta + \frac{1}{2} (\varepsilon_{r\theta n})_0 \\ \varepsilon_{z\theta} &= \sum (\varepsilon_{z\theta n})_C \sin n\theta + \sum (\varepsilon_{z\theta n})_S \cos n\theta + \frac{1}{2} (\varepsilon_{z\theta n})_0 \end{aligned} \quad (A4.9)$$

, derivando, se obtiene el valor de los coeficientes de las deformaciones para cada elemento y para cada armónica, como:

$$\begin{aligned} \{\varepsilon_n\}_{C,S,0} &= [C_n]_{C,S,0} \{\alpha_n\}_{C,S,0} \\ \{\varepsilon_n\}_{C,S,0} &= [C_n]_{C,S,0} [A]^{-1} \{u_n\}_{C,S,0} \end{aligned} \quad (A4.10)$$

, por tanto la matriz geométrica para cada armónica, es:

$$[B_n]_{C,S,0} = [C_n]_{C,S,0} [A]^{-1} \quad (A4.11)$$

A4-4. Relación entre esfuerzos, deformaciones y desplazamientos

El tensor de esfuerzos, en series de Fourier, se define en este caso como:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{rr} &= \sum (\sigma_{rrn})_C \cos n\theta + \sum (\sigma_{rrn})_S \sin n\theta + \frac{1}{2} (\sigma_{rr})_0 \\
 \sigma_{zz} &= \sum (\sigma_{zzn})_C \cos n\theta + \sum (\sigma_{zzn})_S \sin n\theta + \frac{1}{2} (\sigma_{zz})_0 \\
 \sigma_{\theta\theta} &= \sum (\sigma_{\theta\theta n})_C \cos n\theta + \sum (\sigma_{\theta\theta n})_S \sin n\theta + \frac{1}{2} (\sigma_{\theta\theta})_0 \\
 \sigma_{rz} &= \sum (\sigma_{rzn})_C \cos n\theta + \sum (\sigma_{rzn})_S \sin n\theta + \frac{1}{2} (\sigma_{rz})_0 \\
 \sigma_{r\theta} &= \sum (\sigma_{r\theta n})_C \sin n\theta + \sum (\sigma_{r\theta n})_S \cos n\theta + \frac{1}{2} (\sigma_{r\theta n})_0 \\
 \sigma_{z\theta} &= \sum (\sigma_{z\theta n})_C \sin n\theta + \sum (\sigma_{z\theta n})_S \cos n\theta + \frac{1}{2} (\sigma_{z\theta n})_0
 \end{aligned} \tag{A4.12}$$

, de acuerdo con la teoría de la elasticidad, para deformación plana, los coeficientes de los esfuerzos para cada elemento y para cada armónica pueden obtenerse, como:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{rrn} \\ \sigma_{zzn} \\ \sigma_{\theta\theta n} \\ \sigma_{rzn} \\ \sigma_{r\theta n} \\ \sigma_{z\theta n} \end{Bmatrix}_{C,S,0} = [D] \begin{Bmatrix} \mathcal{E}_{rrn} \\ \mathcal{E}_{zzn} \\ \mathcal{E}_{\theta\theta n} \\ \mathcal{E}_{rzn} \\ \mathcal{E}_{r\theta n} \\ \mathcal{E}_{z\theta n} \end{Bmatrix}_{C,S,0} \tag{A4.13}$$

, donde $[D]$ es la matriz mecánica de cada elemento, función de sus parámetros mecánicos E y ν .

A4-5. Relación entre fuerzas nodales y desplazamientos

Esta etapa corresponde a la formación de la matriz de rigidez para cada armónica, de cada elemento y del sistema en su conjunto. La relación entre las fuerzas y los desplazamientos nodales, se expresa, para cada armónica, por medio de sus correspondientes coeficientes, mediante la expresión:

$$\{f_n\}_{C,S,0} = [k_n]_{C,S,0} \{u_n\}_{C,S,0} \tag{A4.14}$$

, donde los coeficientes de las fuerzas nodales se definen en la ec. A4.5, los de los desplazamientos nodales en la ec. A4.6 y $[k_n]_{C,S,0}$ es la matriz de rigidez para cada armónica y para cada elemento y puede escribirse, como:

$$[k_n]_{C,S,0} = 2\pi \cdot [B_n]_{C,S,0}^T \cdot [D] \cdot [B_n]_{C,S,0} \cdot r' \cdot \Delta \tag{A4.15}$$

, donde r' es el centroide de cada elemento y Δ su área.

Resolviendo el sistema de la ec. A4.14, se obtiene los coeficientes de los desplazamientos, deformaciones y esfuerzos para cada armónica. Substituyendo estos coeficientes en las ecs. A4.2,

A4.9 y A4.12 es posible obtener los desplazamientos, deformaciones y esfuerzos del medio, respectivamente; para cualquier plano definiendo el ángulo θ que se desee.

A4-6. Algoritmo MefNonAxi2007

De acuerdo con la metodología antes descrita, se desarrolló un algoritmo en lenguaje Visual Basic (MefNonAxi2007) que permite conocer el estado de esfuerzos y deformaciones en un medio elástico sometido a cargas locales.

Este algoritmo permite simular al mismo tiempo el efecto de varias cargas verticales, para el número de armónicas que se desee y obtener resultados en cualquier ángulo del medio.