



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**EFFECTO DE LA PRESIÓN DE INYECCIÓN EN EL
COMPORTAMIENTO AXIAL DE MICROPILOTES
INSTALADOS EN SUELOS BLANDOS**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

DOCTOR EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – MECÁNICA DE SUELOS

P R E S E N T A :

RICARDO ENRIQUE ORTIZ HERMOSILLO

TUTOR:

DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY

marzo 2009



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.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis sinodales por el tiempo que dedicaron en la revisión de este trabajo: Dr. Daniel Reséndiz Núñez, Dr. Gabriel Auvinet Guichard y Dr. Jesús Mendoza López. En particular, al Dr. Alberto Jaime Paredes, cuyas sugerencias sirvieron para enriquecer y mejorar esta investigación.

Agradezco al Dr. Efraín Ovando Shelley por su tiempo e interés en concluir esta tesis.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por el apoyo económico para la realización del doctorado. A la Dirección General de Estudios de Posgrado de la UNAM por la beca otorgada durante los seis meses que duró la estancia de investigación en la Universidad de Nottingham, Reino Unido. A la Facultad de Estudios Superiores de Acatlán-UNAM por los diferentes apoyos otorgados durante todo el tiempo que duró esta investigación.

DEDICATORIAS

A mi padre Dr. Raúl Ortiz Jiménez y a mi madre Psic. Ma. Esther Hermosillo Martínez. Gracias por ser buenos Padres.

Al Dr. Osvaldo Flores Castrellón. Gracias por compartir conmigo conocimientos, consejos y plática amena, pero principalmente por ser un buen amigo. En hora buena colega.

Al Dr. José María Chávez Aguirre. La geología y la geotecnia son temas muy apasionantes y su relación es inobjetable. Gracias por tu apoyo y confianza.

Al Dr. Guillermo González Rivera. Que encuentres en este trabajo un documento en donde podamos compartir momentos filosóficos interesantes.

A la Ing. María Eugenia Espinosa Trejo. Gracias por tu apoyo durante la elaboración de esta investigación.

ÍNDICE GENERAL

NOTACIÓN

CAPÍTULO 1	INTRODUCCIÓN	1
1.1. Generalidades		1
1.2. Antecedentes		2
1.3. Objetivos		2
1.4. Hipótesis		3
1.5. Contenido		4
CAPÍTULO 2	MICROPILOTES	7
2.1. Definición de micropilote		7
2.1.1. Clasificación de micropilotes		7
2.2. Uso de micropilotes		7
2.3. Proceso constructivo de micropilotes		8
2.3.1. Lechadas de inyección		9
2.3.2. Métodos de inyección		13
2.3.3. Inyección por fracturamiento hidráulico		13
2.3.4. Presión de inyección		14
2.3.5. Presión de inyección a partir de pruebas de campo		16
2.3.6. Control de volumen y tiempo		18
2.4. Comportamiento axial de un micropilote		20
2.4.1. Transferencia de carga entre micropilote y suelo		20
2.4.2. Método empírico para determinar la capacidad de carga en micropilotes		22
2.4.3. Resistencia estructural de un micropilote		23
2.5. Cambios en los esfuerzos laterales y de presión de poro debidos a una inyección por compactación		24
CAPÍTULO 3	TEORÍA DE EXPANSIÓN DE CAVIDADES	27
3.1. Expansión de cavidades cilíndricas		27
3.2. Modelos constitutivos para la solución del problema de expansión de cavidades cilíndricas		29
3.2.1. Modelo elasto-plástico perfecto en un medio infinito		30
3.2.2. Modelo elasto-plástico no lineal en un medio infinito		40
3.3. Consolidación del suelo alrededor de la cavidad cilíndrica expandida		45
3.4. Modelos constitutivos para la solución del problema de contracción de cavidades cilíndricas		47
3.4.1. Modelo elasto-plástico perfecto en un medio infinito		49

CAPÍTULO 4	ANÁLISIS NUMÉRICO Y ANALÍTICO	53
4.1. Soluciones analíticas		53
4.1.1. Parámetros del suelo		54
4.1.2. Parámetros geométricos		54
4.1.3. Modelos constitutivos		54
4.1.4. Consolidación del suelo alrededor de una cavidad cilíndrica expandida		75
4.1.5. Contracción de cavidades cilíndricas		77
4.2. Modelos numéricos		82
4.2.1. Modelo numérico de deformación plana		82
4.2.2. Modelo numérico tridimensional		89
4.2.3. Proceso de consolidación al término de la expansión radial		96
4.3. Comparación con resultados de campo		102
4.4. Efecto de la presión de inyección en el comportamiento axial de micropilotes		111
4.5. Nuevo método analítico de diseño para estimar la resistencia lateral de micropilotes		113
4.6. Comparación con resultados de laboratorio		120
CAPÍTULO 5	CONCLUSIONES	127
REFERENCIAS		135

Capítulo 1. INTRODUCCIÓN.

1.1. Generalidades.

Efecto de instalación de un micropilote en el estado de esfuerzos del suelo.

La deformación que induce la instalación de un micropilote en un suelo blando es análoga a la que se produce durante el hincado de un pilote. Auvinet (1968) utilizó inclinómetros para medir las deformaciones radiales durante el hincado de pilotes. Comprobó que a distancias menores de 40m el suelo se desplaza principalmente en dirección horizontal y a partir de la elevación de la parte media del pilote se produce un estado de deformación del suelo de tipo plano.

En la *figura 1.1* se muestra un esquema de los desplazamientos que se presentan durante el hincado de un pilote.

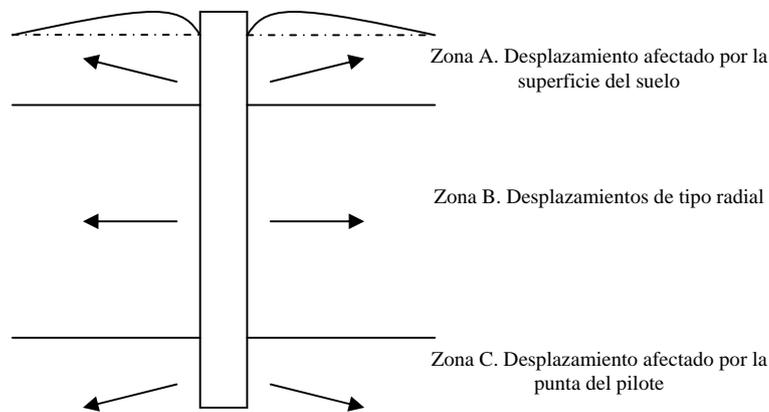


Figura 1.1. Desplazamiento del suelo debido principalmente por el hincado de un pilote (Yu, 2000).

Al igual que Auvinet (1968), Randolph (1979) concluye que a una cierta profundidad (Zona B, de la *figura 1.1*) los desplazamientos cerca del fuste son de tipo radial. Existen diferentes investigadores que estudian el efecto del hincado como un fenómeno de expansión cilíndrica (Desai, 1978; Ladanyi, 1963; Vesic, 1972; Wroth et al., 1979; Yu, 2000). La teoría de expansión de cavidades se relaciona con el estudio de los cambios de esfuerzo y del exceso de presión de poro causados por la expansión de una cavidad.

El micropilote es un elemento con un diámetro menor o igual a los 30cm y su procedimiento constructivo consiste en una serie de inyecciones de mortero dentro de una perforación previa; sin embargo, debido a esta serie de inyecciones, los micropilotes que se construyen en un suelo arcilloso blando inducen cambios de tipo radial semejantes a los que se generan durante el hincado de un pilote. Por lo anterior en esta tesis se estudian los micropilotes con base en la teoría de expansión de cavidades.

1.2. Antecedentes.

Teoría de expansión de cavidades.

La teoría de expansión de cavidades se aplica a varios problemas geotécnicos como en pilotes hincados, en túneles, en anclajes en suelos y en los métodos de exploración de suelos como el presiómetro y el cono eléctrico.

Los métodos analíticos se desarrollan con base en diferentes criterios de falla. Algunos investigadores presentan soluciones con base en el criterio de Mohr (Vesic, 1972; Carter, 1986), y otros más en función del criterio de Tresca (Yu, 2000) y en la teoría del estado crítico (Cao, 2001; Randolph et al., 1979).

El modelo geométrico que mejor se adapta al estudio de los micropilotes inyectados es el de una cavidad cilíndrica y es una herramienta útil para identificar los parámetros que afectan su comportamiento. La instalación de un micropilote se modela como la expansión de una cavidad cilíndrica con la que se deducen los cambios de esfuerzo a su alrededor. Estos cambios de esfuerzo se utilizan para estimar la capacidad de carga lateral del elemento. Por otro lado, la teoría de expansión de cavidades no predice los desplazamientos cerca de la superficie del suelo (Zona A, de la *figura 1.1*) ya que supone una deformación plana.

Soderberg (1962) observó que el incremento de la capacidad de carga lateral en pilotes hincados en arcillas saturadas se desarrolla por la disipación del exceso de presión de poro generado por el hincado. Comenta que este fenómeno es un efecto parcial que ocurre en el sistema agua-suelo y que el incremento de presión de poro se disipa radialmente desde la pared del pilote, es decir, idealiza el fenómeno como una consolidación unidimensional y no toma en cuenta el comportamiento acoplado entre las deformaciones y el exceso de presión de poro (Desai, 1978). Otros investigadores determinan la consolidación radial con base en una aproximación de flujo radial.

Sin embargo el incremento de la capacidad de carga lateral en pilotes como en micropilotes es un fenómeno asociado a la consolidación radial del suelo, por lo que cualquier método analítico debe considerar las suposiciones básicas propuestas en la teoría de consolidación de Terzaghi. Sin embargo, la suposición de que el suelo es isotrópico no es necesaria cuando el flujo se considera únicamente en sentido horizontal.

Por otro lado, todos los efectos cuantificables de un cambio en el estado de esfuerzos, tales como compresión, distorsión o cambio de la resistencia al esfuerzo cortante se deben exclusivamente a cambios en los esfuerzos efectivos (Reséndiz, 1965).

1.3. Objetivos.

En esta tesis se utiliza la teoría de expansión de cavidades para analizar los cambios en el estado de esfuerzos del suelo alrededor de un micropilote inyectado y entender cómo éstos influyen en el comportamiento axial de los micropilotes.

Se determina la presión de inyección máxima para las condiciones de esfuerzo dadas así como el desplazamiento radial generado en el interior de la masa de suelo.

Además de explicar el cambio en los estados de esfuerzo y de presión de poro durante la expansión de un micropilote, también se hace una interpretación del mecanismo de consolidación que se presenta alrededor de éste al final de su expansión.

Se propone un modelo hiperbólico con el fin de estimar el exceso de presión de poro que se desarrolla bajo condiciones de cambio de volumen nulo en un medio elasto-plástico perfecto.

Se analiza el fenómeno de relajación que ocurre en los esfuerzos radiales durante el proceso constructivo del micropilote, en particular en la etapa de excavación. Para tener en cuenta lo anterior se utilizan las soluciones relacionadas con el problema de contracción de cavidades cilíndricas.

Se realizan varios ejemplos analíticos y numéricos en donde se usan las soluciones descritas en la teoría de expansión de cavidades para determinar la presión inicial y máxima de expansión, el radio de la zona plástica y los cambios en la presión de poro.

Se propone un nuevo método analítico de diseño para estimar la capacidad de carga axial de micropilotes en donde se toman en cuenta los cambios en los esfuerzos radiales y de presión de poro asociados por la inyección del micropilote.

1.4. Hipótesis.

Las hipótesis que se consideran son las siguientes:

- El suelo no se expande ni se contrae con los cambios de humedad provocados por la lechada de inyección.
- Los micropilotes que se construyen en arcillas blandas saturadas inducen cambios de tipo radial semejantes a los que se generan durante el hincado de un pilote.
- La inyección de una cavidad cilíndrica genera una expansión de tipo radial. Esta expansión provoca un incremento en la presión de poro. Cuando el exceso de presión de poro se disipa, la resistencia al cortante del suelo se incrementa y por consecuencia la capacidad de carga lateral del micropilote también aumenta.
- El micropilote se considera impermeable, por lo que el exceso de presión de poro se determina en forma radial a partir de su fuste.
- La capacidad de carga vertical será máxima cuando la disipación del exceso de presión de poro llegue a un mínimo.
- Se considera que no existe variación de esfuerzos en el sentido tangencial y que el exceso de presión de poro se distribuye en forma constante en círculos concéntricos alrededor de la cavidad expandida.

1.5. Contenido.

En el Capítulo 2 se clasifican y describen los tipos de micropilotes con base en los métodos de inyección involucrados en los procedimientos constructivos. Se estudia la importancia de la lechada de inyección en la construcción del micropilote y cómo la presión de ésta altera el estado de esfuerzos del suelo. Otros aspectos importantes que se estudian en este capítulo, además del tipo de inyección, son la capacidad de carga y la resistencia estructural del micropilote. Se explica el proceso de transferencia de carga entre micropilote y suelo, en donde la deformación general del sistema depende del área lateral del micropilote y de la longitud de su fuste, del tipo de suelo y del método de inyección del micropilote. Finalmente se explican los cambios en los esfuerzos laterales y de presión de poro generados durante una inyección por compactación. Debido a la similitud que guarda la distribución de esfuerzos de una cimentación profunda con la teoría de expansión de cavidades, se usa esta última para conocer el nuevo estado de esfuerzos y de presión de poro que se presenta alrededor de un micropilote.

En el Capítulo 3 se hace una descripción completa de la teoría de expansión de cavidades y se exponen las principales ecuaciones que se usan para determinar los incrementos de presión de poro y los esfuerzos que se propagan alrededor de una cavidad expandida. La teoría de expansión de cavidades se enfoca al desarrollo de soluciones analíticas y a la aplicación de éstas a problemas geotécnicos. En esta tesis se usa el método de expansión de cavidades para determinar el comportamiento de micropilotes inyectados y constituye el marco de referencia teórico que se utiliza para el estudio del efecto de la presión de inyección a lo largo del micropilote. El modelo analítico de la expansión de una cavidad cilíndrica se basa en una deformación plana, debido a esto la geometría que mejor se adapta al estudio de los micropilotes inyectados es el de una cavidad cilíndrica. Además, en este capítulo se describen tres modelos constitutivos del suelo que se basan en este concepto, y son los que mejor representan las condiciones del problema de inyección de micropilotes en suelos blandos:

- Modelo de expansión de una cavidad cilíndrica en un medio elasto-plástico perfecto infinito bajo condiciones no drenadas usando el criterio de Tresca.
- Modelo de expansión de una cavidad cilíndrica en un medio elasto-plástico perfecto infinito bajo condiciones no drenadas usando el criterio de Mohr-Coulomb.
- Modelo de expansión de una cavidad cilíndrica en un medio elasto-plástico no lineal infinito bajo el criterio del estado crítico usando el modelo tipo Cam-clay modificado.

Además de explicar el cambio en los estados de esfuerzo y de presión de poro durante la expansión de una cavidad cilíndrica, también se hace una interpretación del mecanismo de consolidación que se presenta alrededor de ésta al final de su expansión. Se considera que el problema de consolidación se desarrolla en una cavidad cilíndrica vertical muy larga, en un medio homogéneo e infinito y bajo una condición de deformación plana.

Otro aspecto que se estudia analíticamente en el Capítulo 3 es el fenómeno de relajación que se genera en los esfuerzos radiales durante la etapa de excavación del proceso constructivo de los micropilotes. El marco teórico que se usa para estudiar el fenómeno de relajación de

esfuerzos es la teoría de contracción de cavidades. Para la solución del problema de contracción de cavidades cilíndricas se presentan dos modelos propuestos por Yu (2000).

En el Capítulo 4 se realizan varios ejemplos (analíticos y numéricos) en donde se usan las soluciones descritas en el Capítulo 3. En los ejemplos se utilizan los parámetros correspondientes a la arcilla del valle de México para determinar: la presión inicial y máxima de expansión, el radio de la zona plástica y los cambios en la presión de poro. Asimismo, se emplea un método numérico tridimensional con el que se determinan los cambios radiales y el exceso de presión de poro durante la expansión de una cavidad cilíndrica.

En este capítulo también se propone un modelo hiperbólico con el fin de estimar el exceso de presión de poro que se desarrolla bajo condiciones de cambio de volumen nulo en un medio elasto-plástico perfecto. Este modelo está en función de la magnitud de la deformación y se basa en un modelo hiperbólico para normalizar el parámetro A de presión de poro de Skempton (1954), con el que se obtiene un comportamiento acoplado entre las deformaciones y el exceso de presión de poro. Una vez calculado el exceso de presión de poro se determina el tiempo de consolidación que ocurre en el suelo alrededor de la cavidad expandida cuando ésta comienza a disiparse dentro de la zona plástica. También se determina la presión de contracción inicial en la pared de la cavidad y el radio de la zona plástica debido a la excavación del micropilote.

En cuanto a los modelos numéricos se describen sus características geométricas y se presenta la distribución del exceso de presión de poro y del esfuerzo radial y tangencial. Los modelos numéricos que se usan en esta tesis se desarrollan con el programa FLAC 3D a partir de una serie de comandos con los que se genera la malla, se especifica el radio de la cavidad, se define el modelo constitutivo del material y se aplica un esfuerzo de compresión para provocar la expansión de la cavidad. También se analiza el proceso de consolidación que ocurre en el suelo alrededor de la cavidad al final de la expansión de ésta.

Finalmente en este Capítulo 4 se propone un procedimiento analítico de diseño para determinar la capacidad de carga axial de un micropilote en donde se toman en cuenta los cambios en los esfuerzos radiales generados por la expansión lateral. Los resultados obtenidos con el método analítico se comparan con los resultados de capacidad de carga que se determinan en modelos de laboratorio (pilotes de concreto) hincados en una muestra reconstituida de arcilla del valle de México.

En el Capítulo 5 se presentan las conclusiones que se derivan de este trabajo.

Capítulo 2. MICROPILOTES.

2.1. Definición de micropilote.

El término *micropilote* se refiere a pilotes con diámetro menor a los 300mm. Se construyen a partir de una perforación en la que se introduce un acero de refuerzo y se inyecta a presión o por gravedad una lechada. Los micropilotes se conectan físicamente a la cimentación y su clasificación depende de su método constructivo.

2.1.1. Clasificación de micropilotes.

La clasificación de los micropilotes depende de su método constructivo y muchas veces éste está relacionado con la empresa constructora que lo fabrica. En 1967 la empresa constructora española RODIO patentó el micropilote denominado Tubfix o Ropress. Su principal característica es que la inyección de la lechada se realiza a baja presión a través de tubos de manguitos. Para asegurar la calidad de la lechada se usa ademe metálico en lugar de lodo bentonítico. Este método constructivo es análogo al utilizado por la empresa francesa SOLETANCHE, que fue la primera en usar el método de tubos de boquillas para la inyección en presas (Cambefort, 1961).

En México se han utilizado micropilotes envueltos en geotextil, inyectados a presión y compuestos con láminas de mortero. Las láminas se inducen por fracturamiento hidráulico y una vez que fraguan aumentan la rigidez del suelo (Santoyo y Ovando, 2002).

En la publicación de Santoyo (1995) se explican en forma muy clara las técnicas italiana, alemana, sueca, suiza y norteamericana para la construcción de micropilotes.

Debido a los diferentes y variados métodos de construcción una clasificación más específica de micropilotes se basa en las siguientes técnicas de inyección de la lechada.

- Global.
- Única repetitiva.
- Repetitiva y selectiva.
- Por compactación.

En la sección 2.3.2 de este capítulo se explican las características principales de cada una.

Para fines de estudio en esta tesis se utiliza la clasificación con base en las técnicas de inyección de la lechada.

2.2. Uso de micropilotes.

Existen tres grandes áreas de utilización.

- Como cimentación de estructuras en donde los micropilotes trabajan principalmente a compresión.

- Como muros para contención de terrenos en excavaciones profundas.
- Para la contención de deslizamientos en donde los micropilotes trabajan a flexión.

Ventajas.

Los micropilotes tienen las siguientes ventajas sobre los métodos tradicionales de cimentación a base de pilas y pilotes:

Los equipos que se utilizan para la construcción de micropilotes son de tamaño reducido, por lo que caben en lugares muy estrechos como los sótanos de edificios. La conexión de los micropilotes a la cimentación existente es relativamente sencilla, además de que comienzan a tomar carga a partir de deformaciones pequeñas. Se colocan en forma inclinada para aumentar la zona de influencia que estabiliza la superestructura. Debido a su esbeltez los micropilotes trabajan por fuste por lo que no es preciso que la punta se apoye en un estrato resistente. Puesto que la carga total de un micropilote no es muy elevada es más fácil realizar pruebas de carga que en los pilotes o pilas de mayor diámetro. Representan una muy buena opción para la recimentación de estructuras, principalmente de edificios históricos. En la *figura 2.1* se muestra un método de recimentación en una zapata corrida.

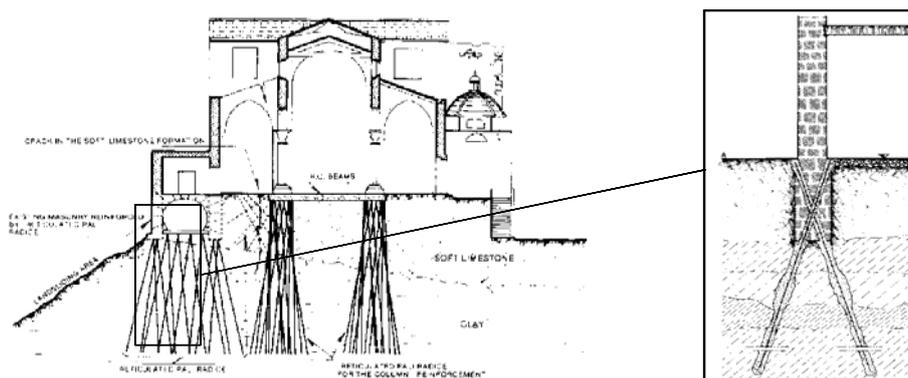


Figura 2.1. Recimentación con micropilotes (Romana, 2003).

Desventajas.

Sin embargo los micropilotes también tienen desventajas por ejemplo, la relación entre costo y capacidad de carga es mayor en los micropilotes que en las pilas o pilotes. Su proceso de cálculo es empírico, es decir su diseño se basa en pruebas de carga en campo. La calidad constructiva de los micropilotes depende de un proceso de ejecución riguroso, por lo que es muy importante una buena supervisión.

2.3. Proceso constructivo de micropilotes.

El número de etapas que implica su proceso constructivo depende del tipo de micropilote a instalar. A continuación se exponen las etapas básicas que se involucran en la construcción de un micropilote.

- Perforación con lavado mediante agua o lodo bentonítico. El sistema de perforación depende del material a atravesar, por lo tanto se puede ejecutar con rotoperforación, con rotación o con barrena helicoidal. El fluido de lavado puede ser agua o una suspensión de bentonita, éste se introduce en el interior de la perforación y sale por la cavidad anular entre la pared de la perforación y el acero de refuerzo.
- Instalación del acero de refuerzo. El tipo de acero de refuerzo depende del diámetro de la perforación. En una perforación de 10cm de diámetro se usa solamente una barra metálica, mientras que para diámetros de 26 a 30cm se utiliza un tubo o un armado de acero. La resistencia del acero empleado oscila entre 250 y 800MPa en su límite elástico.
- Colocación de la lechada dentro de la perforación. Se debe especificar adecuadamente el método de inyección y el tipo de lechada a utilizar en la construcción del micropilote ya que ambos guardan una relación directa con su comportamiento. En comparación con las etapas anteriores la inyección de la lechada involucra un trabajo más elaborado y cuidadoso.

Las variables más significativas de una inyección son: volumen requerido para formar la estructura del micropilote, viscosidad de la lechada, presión de inyección y tiempo de operación. Estas variables influyen en el diseño del micropilote y se explican en los párrafos siguientes.

2.3.1. Lechadas de inyección.

La colocación de la lechada dentro de la perforación se realiza por inyección a presión o simplemente por gravedad mediante tubo tremie. La lechada de cemento se clasifica como una suspensión en donde pequeñas partículas sólidas (cemento, bentonita o cal) se distribuyen en un medio de dispersión líquido (agua). La lechada de cemento debe tener una relación agua-cemento baja ($a/c=0.5$) y debe alcanzar una resistencia de 25MPa a los 28 días. Santoyo (2002) recomienda que para la inyección de arcillas blandas se utilice una lechada elaborada con cemento, cal y arena pómez o cemento, bentonita y arena pómez. La arena pómez facilita la estabilidad de las lechadas debido a su baja densidad. Con estas mezclas se obtiene un fluido que se inyecta a presión baja y constante. Las lechadas que contienen cal alcanzan su máxima resistencia a los seis meses mientras que las de bentonita la alcanzan a los 28 días (Santoyo, 2002; Romana, 2003).

En la *tabla 2.1* se muestran los principales tipos de lechadas de inyección. Los productos químicos en estado líquido se usan principalmente en inyección de presas, en anclajes y en excavaciones.

Propiedades reológicas básicas.

Las principales propiedades reológicas de una lechada son la estabilidad, el tiempo de fraguado y la viscosidad.

Tabla 2.1. Principales tipos de lechadas de inyección.

		Estado			
		Suspensiones		Líquidos	
		Inestable	Estable	Productos químicos	
Tipo de lechada	Cemento	Cemento y bentonita	Silicato de sodio		Resinas orgánicas
			Gel denso	Gel diluido	
Rango de uso	Fisuras	Arena y gravas (permeabilidad, m/s)			
		< 5E-04	< 1E-4	< 1E-5	< 1E-6

○ Estabilidad.

Una lechada se considera estable si sus partículas permanecen en suspensión el tiempo suficiente para realizar la inyección. Se considera inestable si la sedimentación ocurre inmediatamente después de que la lechada se deja de agitar en la mezcladora. Comúnmente este proceso de sedimentación, separación de las partículas sólidas de la parte líquida, se conoce como *sangrado*.

La estabilidad de una lechada se mide con la siguiente prueba de laboratorio. En una probeta graduada se coloca un volumen de lechada y se agita hasta mezclar la solución. A continuación la probeta se coloca en posición vertical y se mide el tiempo en que la solución tarda en sedimentarse. Después de ocurrida la sedimentación se mide la columna de agua y la magnitud se expresa en porcentaje. Este valor se conoce como *porcentaje de sangrado*. El porcentaje de sangrado admisible es del 10%.

Las lechadas que contienen únicamente cemento tienen un alto porcentaje de sangrado y se clasifican como mezclas inestables. Este tipo de lechadas se utilizan en la inyección de fisuras, ver *tabla 2.1*. Se recomienda añadir a la mezcla un contenido máximo de 6% de bentonita en peso con el fin de mejorar la estabilidad de las lechadas. Las mezclas con bentonita se usan en la inyección de suelos blandos.

○ Tiempo de fraguado.

Es el tiempo que tarda la lechada en endurecer. Este parámetro permite determinar los periodos de tiempo en los cuales se deben efectuar las etapas de inyección. Dependiendo de los aditivos que se añadan, las lechadas a base de cemento tardan entre 4 y 24h en fraguar; en cambio, las lechadas a base de productos químicos fraguan en minutos.

○ Viscosidad dinámica.

Es una medida cuantitativa de la resistencia de un fluido a moverse. En otras palabras, la viscosidad dinámica determina la velocidad de deformación del fluido cuando se le aplica un esfuerzo cortante dado.

$$\tau = \mu \frac{du}{dy} \tag{2.1}$$

donde τ , es el esfuerzo cortante; μ , es una constante de proporcionalidad conocida como viscosidad dinámica y du/dy , es el gradiente de la velocidad. El gradiente de velocidad representa la velocidad en la que una lámina de fluido se mueve en forma paralela a otra, ver *figura 2.2*.

En la ecuación (2.1) μ tiene unidades de esfuerzo-tiempo. En el sistema internacional de unidades es Pascal-segundo, Pa-s.

Los fluidos que obedecen la relación lineal de la ecuación (2.1) se denominan newtonianos, por Sir Isaac Newton que propuso por primera vez esta ley en 1687, y se aplica a flujos laminares. Los fluidos comunes como el agua, el aceite y el aire presentan una relación lineal entre el esfuerzo aplicado y la velocidad de deformación resultante.

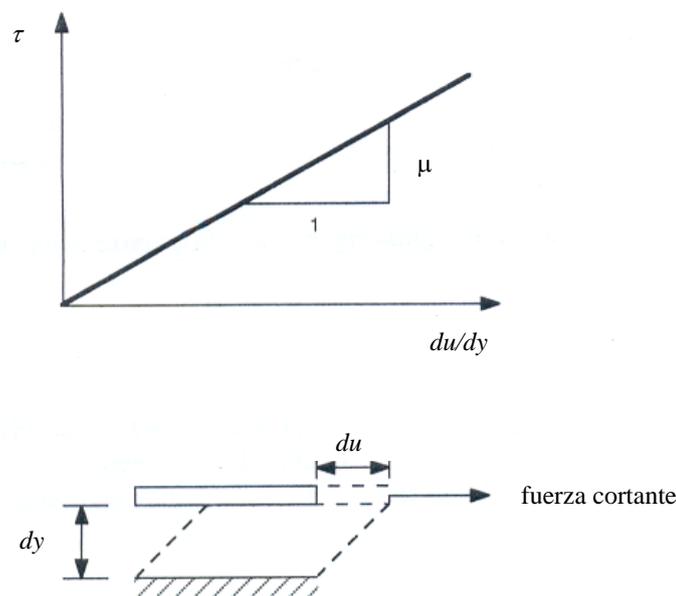


Figura 2.2. Diagrama y modelo de un fluido newtoniano.

Es importante entender el comportamiento de un fluido newtoniano ya que estos conceptos se aplican a un flujo radial dentro de una cavidad cilíndrica. Este modelo se utiliza para estudiar el comportamiento de la inyección de lechada dentro del micropilote.

El flujo turbulento es importante en las inyecciones ya que con este tipo de flujo se mantiene la estabilidad de la lechada durante el bombeo, sin embargo para evaluar la longitud de penetración de la lechada dentro del suelo se asume un flujo laminar.

La transición de flujo laminar a turbulento se describe en términos del número adimensional de Reynolds.

$$R_e = \frac{\rho VL}{\mu} \quad (2.2)$$

donde ρ , es la densidad de la lechada; V y L , representan la velocidad y longitud del flujo, respectivamente y μ , es la viscosidad dinámica de la lechada.

La ecuación (2.2) también se representa como.

$$R_e = \frac{\gamma VL}{\mu g} \quad (2.3)$$

donde γ , es el peso volumétrico del fluido y g , es la aceleración de la gravedad; las demás literales tienen el mismo significado.

El número de Reynolds determina el comportamiento, laminar o turbulento, de los fluidos newtonianos. En general, lo primero que se debe hacer al estudiar un flujo es estimar el valor del número de Reynolds: Valores pequeños de R_e indican un comportamiento laminar, donde las fuerzas viscosas dominan sobre las fuerzas de inercia. Valores altos de R_e se asocian a un flujo turbulento.

Para determinar la viscosidad dinámica de la lechada se debe medir el tiempo que tarda ésta en fluir a través de un cono estandarizado. El cono que principalmente se utiliza es el *Cono Marsh*. Este cono se usa comúnmente para medir la viscosidad dinámica de mezclas de bentonita que se utilizan en la estabilización de excavaciones. El tiempo que usualmente se mide es para un volumen de 1.5L. La viscosidad dinámica óptima que se recomienda para la inyección de micropilotes se encuentra entre 60 y 80s. Se deben evitar las lechadas con viscosidades dinámicas superiores a los 120s debido a que son difíciles de bombear (Santoyo, 2002).

El procedimiento para determinar la viscosidad dinámica se explica a continuación. En la *figura 2.3* se lee en el eje de las ordenadas el esfuerzo cortante deseado, con este dato, y con el tiempo obtenido con el cono Marsh se lee en el eje de las abscisas el valor de μ . Ambos ejes están normalizados con respecto al peso volumétrico de la lechada.

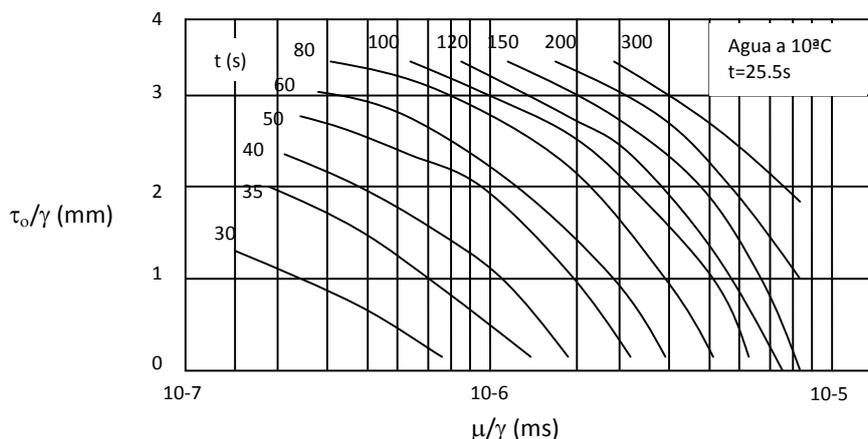


Figura 2.3. Tiempo en el cono Marsh – esfuerzo cortante inicial y viscosidad dinámica.

2.3.2. Métodos de inyección.

Los métodos de inyección se diseñan para obtener un suelo más resistente, más denso y menos permeable. Además, con el tipo de inyección se determina la resistencia lateral unitaria y el diámetro real del micropilote. Más adelante se emplea una correlación entre el volumen de inyección y el diámetro teórico para determinar el diámetro real del micropilote.

Los métodos de inyección se clasifican de acuerdo al número de etapas que se ejecutan a lo largo del fuste del micropilote (Romana, 2003).

- Inyección global. Se realiza en una sola etapa y cubre la totalidad del fuste del micropilote. Por lo regular la lechada de inyección se coloca por gravedad.
- Inyección única repetitiva. Tiene la característica de que además de cubrir la totalidad del fuste se realiza una re-inyección a presión en una zona en particular.
- Inyección repetitiva y selectiva o de desplazamiento. Es muy parecida a la anterior, la diferencia es que en ésta se usa un tubo de manguitos con doble obturador que permite repetir la operación varias veces. Puede ser *controlada*, como en la inyección por compactación o *no-controlada* en donde las altas presiones inducen fracturamiento hidráulico.
- Inyección por compactación. Este tipo de inyección es análoga a la anterior, sin embargo tiene la característica de que se utiliza una lechada densa (25mm de revenimiento) y una presión entre 4 y 6MPa con el que se forma un bulbo sólido que desplaza y consolida el suelo a su alrededor. Se utiliza principalmente en suelos arcillosos blandos.

Una de las características de este método es que al consolidar el suelo se provoca un cambio en el estado de esfuerzos en la zona perimetral del bulbo. Estos cambios no han sido estudiados formalmente en México. En el Capítulo 3 de esta tesis se estudia el método de inyección por compactación y los cambios que éste genera en la masa de suelo alrededor del micropilote.

2.3.3. Inyección por fracturamiento hidráulico.

La magnitud de la presión de inyección está en función de las propiedades y del estado de esfuerzos inicial del suelo. Se debe tener precaución con la magnitud de la presión de inyección ya que si ésta sobrepasa la presión límite del suelo se provocará un fracturamiento hidráulico y no se obtendrá la expansión máxima de la perforación. Sin embargo, se ha observado que el fracturamiento hidráulico inducido por un mortero fluido genera una serie de láminas en el suelo que ayudan a reducir su compresibilidad y permeabilidad, lo que se traduce en un mejor comportamiento ante las cargas superficiales.

Las láminas de mortero que se generan por fracturamiento hidráulico en las arcillas de la ciudad de México son predominantemente radiales al eje de la inyección, inclinadas y

ocasionalmente producen lentes horizontales en los estratos permeables (Santoyo y Ovando, 2002).

El concepto de fracturamiento hidráulico inició en el campo de la ingeniería petrolera y posteriormente se adaptó a trabajos de ingeniería civil. Existen diversas teorías que tienen por objeto predecir las condiciones en que se producirá la ruptura. Los criterios más comunes son los siguientes: teoría de Rankine, teoría de Saint Venant y teoría de Griffith (Arias, 1989).

Teoría de Griffith (1920). La teoría original de Griffith se adaptó para interpretar el mecanismo de fracturamiento de una masa de suelo plástico. La hipótesis básica es que el material tiene un cierto número de microfisuras en cuyos vértices existe una elevada concentración de esfuerzos que conduce al desarrollo de una grieta. Las microfisuras tienen la forma de una elipse muy plana cuyo eje mayor es normal a la dirección del esfuerzo de tensión. La falla se presenta cuando el esfuerzo local alcanza un valor crítico en la fisura más grande. Este criterio es aplicable sólo cuando la grieta ya existe, de lo contrario el material se considera continuo y por ello no ocurre la concentración de esfuerzos necesaria para que ocurra la fisuración.

Con base en la teoría de Griffith, Auvinet propone que la condición para que se propague una grieta es que se cumpla en la punta de ésta la siguiente desigualdad (Arias, 1989).

$$p_e > \sigma_3 + T_0 \quad (2.4)$$

donde p_e , es la presión de inyección; σ_3 , es el esfuerzo principal menor; T_0 , es la resistencia a la tensión del material.

La orientación y propagación de las fracturas son perpendiculares a la dirección del esfuerzo principal efectivo menor existente en el terreno y dependen de la distribución de los esfuerzos en la zona próxima al punto de inyección. Podría también ocurrir que la dirección del fisuramiento cambie en suelos estratificados o que incluso no se desarrolle y que sólo se genere un campo semiesférico. Otra peculiaridad de la inyección es que en estratos permeables se ha observado que se desarrollan láminas horizontales de mortero. Por lo tanto, para diseñar la inyección de suelos cohesivos se requiere conocer el estado de esfuerzos efectivos dentro del suelo, la resistencia al esfuerzo cortante y la presión de poro a la profundidad de interés (Santoyo y Ovando, 2002).

2.3.4. Presión de inyección.

La presión de inyección en un suelo blando se determina como.

$$p_e = K_0 \gamma_s z + c_u \quad (2.5)$$

donde p_e , es la presión de inyección; K_0 , es el coeficiente de presión de tierras en reposo; γ_s , es el peso volumétrico del suelo; z , es la profundidad correspondiente al punto de inyección y c_u , es la resistencia no drenada del suelo (Santoyo y Ovando, 2002).

El coeficiente de presión de tierras en reposo se determina con las expresiones siguientes:

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (2.6)$$

$$K_0 = 1 - \text{sen} \phi$$

donde ν , es la relación de Poisson y ϕ , es el ángulo de fricción interna.

Se observa que la ecuación (2.5) es independiente del radio de la perforación, de la permeabilidad del suelo y del tipo de lechada. Sin embargo estos factores influyen en forma importante en la presión de inyección. En el punto 2.3.5 de este capítulo se explica la influencia de estos factores en la presión de inyección y se presentan ecuaciones en donde éstos se toman en cuenta.

La presión se aplica con aire comprimido o por medio de una bomba. Según Romana (2003) el rango de presión oscila entre los 0.3 y 1MPa, rango en donde se evita el fracturamiento hidráulico. Como se comenta anteriormente esta presión depende de varios factores y no debe usarse como regla general para cualquier tipo de suelo. En el Capítulo 3 se propone una presión de expansión máxima para las arcillas del valle de México. La expansión en la perforación es muy importante para el comportamiento del micropilote y en los capítulos subsecuentes se demuestra esta afirmación.

Cuando la lechada se coloca a presión, ésta se adapta completamente a las paredes de la perforación, rellena todas las irregularidades y aumenta el diámetro inicial. Es común que durante el transcurso de la inyección se observen movimientos en el suelo; es decir, levantamientos o hundimientos en la superficie del terreno. Estos movimientos corresponden a un reacomodo de la estructura del suelo destruida por la presión de inyección. En inyecciones superficiales o cerca de un tablestacado, además de los levantamientos, también se observan brotes de lechada en la superficie (Cambefort, 1961). La inyección a presión en las capas superficiales sólo se debe especificar cuando éstas están formadas por materiales en estado suelto, en caso contrario la presión será demasiado alta y la lechada brotará en la superficie. Estos brotes de lechada deben evitarse ya que disminuye la presión de inyección en el micropilote. En estos casos se recomienda que la lechada se coloque por gravedad.

Cuando la lechada se coloca por gravedad la magnitud de la presión de inyección depende de la profundidad de la perforación y del peso específico de la lechada. La inyección por gravedad resulta un buen método para evitar los brotes de lechada, pero en perforaciones profundas lo que se busca es incrementar el diámetro del micropilote, por lo que en estos casos resulta más adecuada la inyección a presión.

Cuando se realiza una inyección a presión la cuantificación del volumen real de la lechada se debe considerar mayor al teórico debido a la expansión de la perforación. Romana (2003) propone que el volumen real se calcule entre un 40 y 80% superior al teórico.

Con el objeto de controlar la expansión dentro de la perforación, la inyección de la lechada se realiza en dos etapas, ver *figura 2.4*.

- La primera etapa concierne a la formación de la vaina.
- La segunda etapa corresponde a la formación del bulbo.

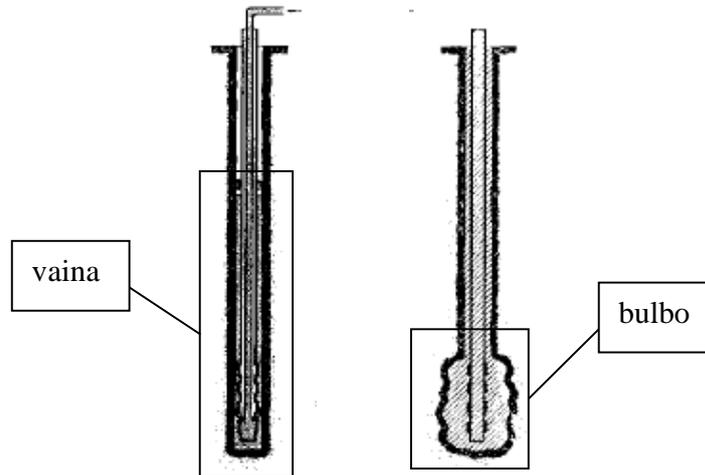


Figura 2.4. Formación de la vaina y del bulbo (Romana, 2003).

La inyección de la vaina se realiza sin que se genere expansión de la perforación y atañe a la zona longitudinal del fuste. El bulbo es la zona en donde sí se induce la expansión de la perforación. Comúnmente el bulbo se localiza en la punta del micropilote pero también se ubica a lo largo del fuste.

El objetivo de la vaina es proteger al acero de refuerzo contra la corrosión; mientras que el del bulbo, la de aumentar la capacidad de carga lateral del elemento.

2.3.5. Presión de inyección a partir de pruebas de campo.

Se han realizado diferentes esfuerzos para determinar la presión máxima de inyección a partir de pruebas de campo. En México se han utilizado los resultados del cono eléctrico (CPT) para determinar la presión máxima de inyección (Santoyo y Ovando, 2002).

$$p_e = 0.18q_c + u \approx \frac{q_c}{5} + u \quad (2.7)$$

donde q_c , es la resistencia de punta medida con el cono eléctrico y u , es la presión de poro medida en campo.

Otro método de campo que se utiliza para determinar la presión de inyección es la prueba del presiómetro (PMT).

La prueba del presiómetro fue desarrollada originalmente por Menard (1956) y se utiliza para medir la resistencia y deformabilidad de un suelo (Rangel, 1975). La prueba se realiza en un

agujero previamente perforado, el cual debe tener un diámetro de entre 1.03 y 1.2 veces el diámetro de la sonda. La sonda más usada tiene un diámetro de 58mm, una longitud de 420mm y un volumen inicial (V_0) de 535cm^3 y consiste esencialmente de tres celdas que se expanden radialmente por medio de un líquido o de un gas. Las celdas superior e inferior, comúnmente llamadas celdas de guarda, confinan la celda intermedia que es la celda de medición (Das, 2006).

Para efectuar una prueba, primero se inserta la sonda en el barreno y se mide el volumen inicial de la celda de medición. Posteriormente se aplica una presión por incrementos y se mide el volumen de la celda en cada incremento. Así se continúa hasta que el suelo falla o hasta que se alcanza la presión límite del dispositivo. Se considera que el suelo falla cuando el volumen total de la cavidad expandida es aproximadamente dos veces el volumen de la cavidad original. Después de terminada la prueba, la sonda se desinfla y se desplaza para realizar la prueba a otra profundidad.

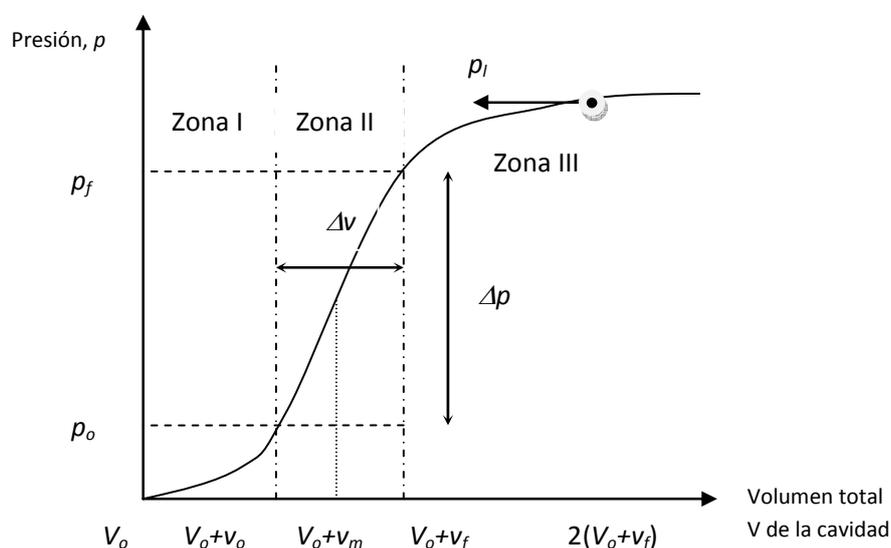


Figura 2.5. Gráfica de presión – volumen total generada en una prueba de presiómetro (Das, 2006).

Los resultados de la prueba se expresan en forma gráfica: volumen – presión, ver *figura 2.5*. La zona I representa la porción de recarga durante la cual el suelo es empujado a su estado inicial. La presión p_0 representa el esfuerzo total horizontal en el sitio y v_0 el volumen adicional a V_0 para llegar a este esfuerzo. La zona II representa una zona pseudoelástica en donde la relación volumen – presión es lineal. La presión p_f representa la presión de fluencia y v_f el volumen adicional a V_0 para alcanzar esta presión, y v_m es el promedio aritmético de los volúmenes adicionales v_0 y v_f . La zona III es la zona plástica. La presión p_l representa la presión límite. La presión límite se obtiene generalmente por extrapolación y no por medición directa (Das, 2006).

Con la presión límite que se obtiene en la prueba del presiómetro se determina la presión de inyección de la siguiente manera.

a) Para micropilotes en donde la inyección es única repetitiva, la presión de inyección se define con base en la siguiente desigualdad (Romana, 2003).

$$0.5p_l < p_e \leq p_l \quad (2.8)$$

donde p_l , es la presión límite del suelo obtenida en la prueba del presiómetro y p_e , es la presión de inyección.

b) Para inyecciones repetitivas y selectivas la presión de inyección debe exceder la presión límite.

$$p_e \geq p_l \quad (2.9)$$

Es común que para este tipo de inyecciones se alcancen presiones de entre 2 y 3MPa.

Además de las ecuaciones anteriores también existen métodos analíticos para determinar la presión de inyección. En el Capítulo 3 de esta tesis se exponen las ecuaciones para determinar la presión de inyección con base en la teoría de expansión de cavidades.

2.3.6. Control de volumen y tiempo.

Flujo radial desde una cavidad cilíndrica.

La inyección de la lechada se relaciona con el coeficiente de permeabilidad del suelo y se modela como un flujo radial desde una cavidad cilíndrica. La cavidad cilíndrica asemeja la perforación para la instalación del micropilote y el flujo radial el movimiento de la lechada dentro de la perforación. Esta analogía se utiliza para entender el comportamiento de la lechada durante la inyección del micropilote.

Para tomar en cuenta los diferentes factores (radio de la perforación, permeabilidad del suelo y tipo de lechada) que influyen en la presión de inyección, se utiliza la ley de Newton para flujos laminares con la que se determina la presión requerida para que la lechada alcance una distancia a desde un punto ubicado en la pared de la perforación.

$$p_e = \frac{Q\gamma\mu}{2\pi mk\mu_w} \ln \frac{a}{a_0} \quad (2.10)$$

donde p_e , es la presión de inyección; Q , es el flujo de lechada en m^3/s ; γ , es el peso volumétrico de la lechada en kN/m^3 ; μ , es la viscosidad dinámica de la lechada en Pa-s; m , es el espesor del estrato inyectado; k , es la permeabilidad del suelo en m/s; μ_w , es la viscosidad dinámica del agua en Pa-s; a y a_0 es el radio final e inicial de la perforación respectivamente.

El tiempo requerido para inyectar un suelo hasta una distancia a se determina como:

$$t_a = \frac{\pi mn}{Q} (a^2 - a_0^2) \quad (2.11)$$

donde n , es la porosidad del suelo; las demás literales tienen el mismo significado.

La ecuación (2.11) muestra que el tiempo requerido para inyectar un suelo hasta una distancia a depende del flujo Q de lechada. En la ecuación (2.10) se observa que el volumen de lechada se incrementa si se aplica una mayor presión de inyección o se utiliza una lechada con menor viscosidad. Sin embargo, una lechada con menor viscosidad ofrece menor resistencia al esfuerzo cortante inducido, ver *figura 2.3*. En cuanto al tiempo de fraguado de la lechada, éste debe ser mayor que el tiempo de inyección requerido para que la lechada alcance la distancia a dentro del suelo.

Se recomienda que entre cada etapa de inyección exista un intervalo de tiempo mínimo de 6 a 12h. Los volúmenes de inyección recomendados para suelos cohesivos van de 0.3 a 0.6m³/h y para suelos granulares de 0.8 a 1.2m³/h.

Tipos de control.

El control en los métodos de inyección depende en gran medida en el desarrollo de un mezclado y bombeo eficiente. En la *figura 2.6* se muestra un esquema del equipo que se utiliza actualmente para lograr un control eficiente en los trabajos de inyección. En esta figura se observa que la computadora controla la presión de inyección y el volumen de lechada que se coloca dentro del suelo.

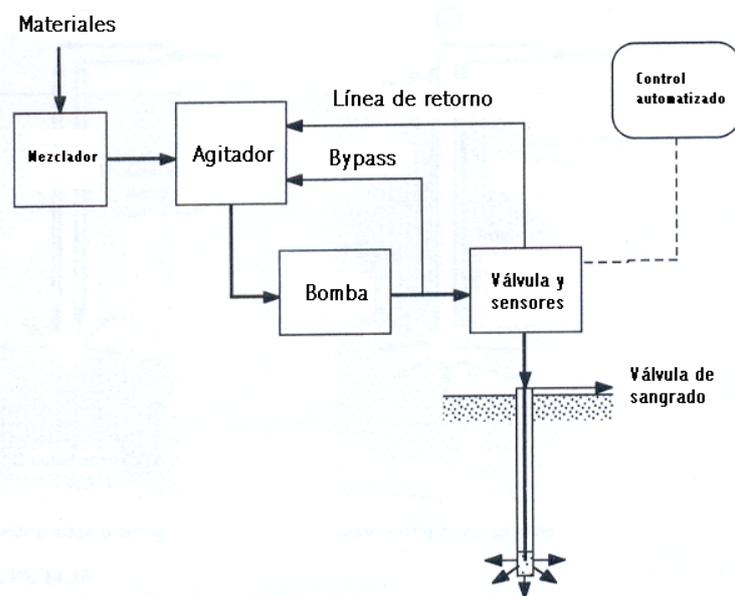


Figura 2.6. Esquema del equipo utilizado para la inyección de lechadas.

Sin embargo, el control se registra en la cabeza del micropilote por lo que se desconoce la presión de inyección y el volumen de lechada a lo largo de la perforación. Además se

desconoce la distribución de la inyección; es decir, no se sabe si el bulbo forma un cilindro, un cono, una esfera o una lámina. El registro de inyección en el interior de la perforación es importante porque define el posible comportamiento del micropilote (Ovando, 2007).

La lechada también se puede inyectar durante la ejecución de la perforación; sin embargo, para tener un mejor control de ésta se recomienda realizar el proceso en dos etapas separadas: en la primera se realiza la excavación y en la segunda, la inyección. Con el fin de inyectar un estrato de suelo en particular se utiliza un tubo de manguitos.

Para garantizar un adecuado proceso de inyección se recomiendan los siguientes controles.

- Monitoreo del volumen de inyección en función de la presión aplicada.
- Medición del levantamiento del terreno natural o de la estructura.
- Monitoreo de niveles piezométricos.
- Perforación de puntos de inspección.
- Obtención de muestras de suelo para ser examinadas en pruebas de laboratorio.
- Ejecución de pruebas de presiómetro y/o de cono.
- Realización de pruebas de permeabilidad en campo.

2.4. Comportamiento axial de un micropilote.

Otros aspectos importantes que se deben tomar en cuenta, además del tipo de inyección, son la capacidad de carga y la resistencia estructural del micropilote.

A partir de resultados obtenidos en pruebas de carga en pilotes, y dependiendo de las características del suelo y del diámetro de éste, se ha observado que la deformación vertical requerida para movilizar su capacidad de carga axial es del orden de 0.5% a 1% de su diámetro. En el caso de un micropilote de 25cm de diámetro, las deformaciones necesarias para movilizar su resistencia lateral son del orden de 1.25 a 2.5mm (Romana, 2003).

2.4.1. Transferencia de carga entre micropilote y suelo.

La transferencia de carga en un micropilote es análoga a la que se desarrolla en pilas y pilotes, pero debido a su corta sección transversal la carga se transfiere principalmente por el fuste y es por esto, que se da mucha importancia al método de inyección. Es común que los micropilotes tengan una relación de esbeltez (longitud/diámetro) de 40 ó más. Con esta geometría es poco probable que la carga que se transfiere a un terreno homogéneo llegue a la punta. En la *figura 2.7* se presenta un ejemplo característico de la variación de la carga a lo largo del fuste de un micropilote.

La deformación general del sistema y la relación con la cual la carga en la cabeza se transfiere al suelo a lo largo del micropilote depende de varios factores: a) de la sección transversal y de la longitud del fuste, b) del tipo de suelo y sus características de esfuerzo-deformación, c) de la ubicación del nivel de aguas freáticas y d) del método de inyección del micropilote.

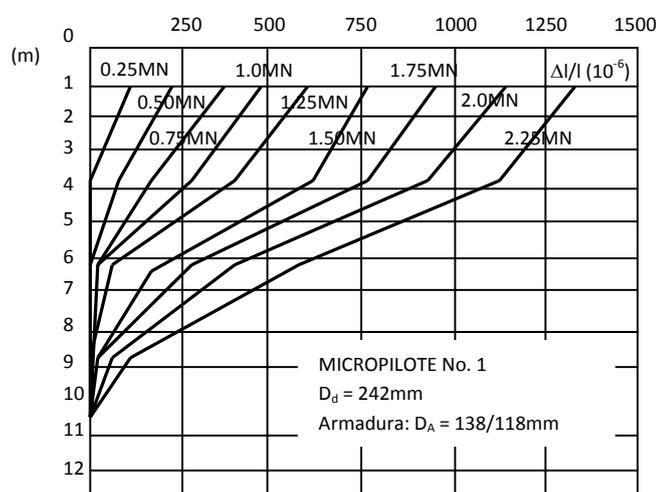


Figura 2.7. Variación de la carga a lo largo del fuste de un micropilote (Romana, 2003).

La estimación de la capacidad de carga vertical en arcillas es un problema fundamental en la ingeniería geotécnica. Dicha estimación se basa principalmente en dos tipos de análisis:

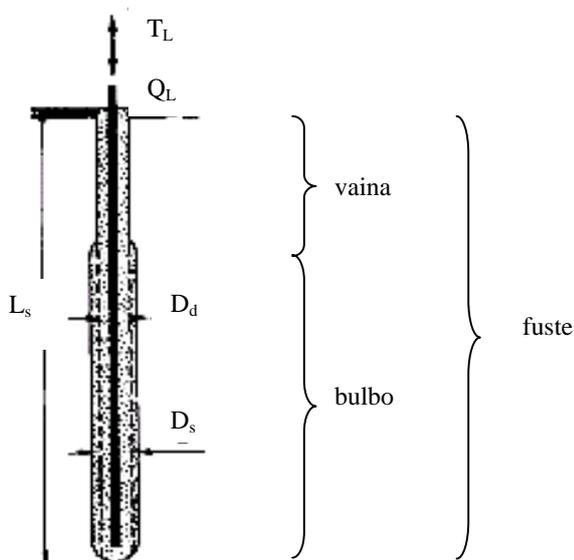
1. Análisis en esfuerzos totales. Los principales factores que se toman en cuenta en este análisis son la resistencia cortante no drenada (c_u) y el parámetro alfa (α). Este último se introduce en las ecuaciones de capacidad de carga lateral para tomar en cuenta el remoldeo que se produce durante el proceso constructivo de una cimentación profunda, pero no considera los cambios en los esfuerzos laterales que se presentan por la expansión de la excavación durante la inyección del micropilote.
2. Análisis en esfuerzos efectivos. En estas ecuaciones sí se consideran los cambios de esfuerzo que ocurren alrededor del fuste, pero uno de los mayores obstáculos es la dificultad para conocer estos cambios. En la sección 2.5 de este capítulo se explica la ocurrencia de estos esfuerzos y en el Capítulo 3 se expone el método que se utiliza para determinar el nuevo estado de esfuerzos debido a la expansión de la perforación.

El método de análisis para determinar la capacidad de carga de micropilotes en arcillas es análogo al utilizado en pilas y pilotes, sin embargo estos métodos no toman en cuenta el incremento del diámetro teórico del fuste. Ortiz (2003) describe los principales métodos para determinar la capacidad de carga en pilas y pilotes.

A continuación se presenta un método empírico para determinar la capacidad de carga en micropilotes en donde se considera el incremento del diámetro teórico del fuste.

2.4.2. Método empírico para determinar la capacidad de carga en micropilotes.

Romana (2003) explica un método para determinar la capacidad de carga vertical con base en la resistencia cortante en términos de esfuerzos efectivos y en donde el método de inyección que se utiliza es el de compactación. En la *figura 2.8* se presenta un esquema del micropilote.



- T_L y Q_L Fuerza de tensión y compresión respectivamente
- L_s Longitud de la perforación (fuste)
- D_d Diámetro de la perforación
- D_s Diámetro de la perforación expandida (bulbo)

Figura 2.8. Elementos de un micropilote.

La carga vertical límite de un micropilote se determina como.

$$Q_{ult-s} = \sum_{i=1}^n \pi D_{si} L_i q_{si} \quad (2.12)$$

donde D_{si} , es el diámetro real del micropilote inyectado a presión en el estrato i , éste se calcula con la ecuación (2.13); L_i , es el espesor del estrato i y q_{si} , es la resistencia lateral unitaria del micropilote en el estrato i , y se determina con la ecuación (2.14).

$$D_{si} = \chi D \quad (2.13)$$

donde χ , representa el coeficiente de incremento del diámetro teórico y D , es el diámetro teórico del micropilote.

Para aplicar este método el volumen de inyección real (V_{iny}) debe exceder al volumen teórico (V_t). En la *tabla 2.2* se propone un volumen de inyección mínimo y los valores de χ obtenidos en pruebas de campo para diferentes tipos de suelo.

Resistencia del fuste-suelo del micropilote.

La resistencia lateral unitaria es un dato fundamental para determinar la capacidad de carga del micropilote. Ésta se obtiene mediante tablas o gráficas empíricas en donde se relacionan los datos del presiómetro, del cono eléctrico o de la penetración estándar con la resistencia lateral y el tipo de suelo. Sin embargo la resistencia unitaria del micropilote también se determina con fórmulas analíticas desarrolladas para pilotes. La siguiente expresión se utiliza para obtener la resistencia lateral unitaria del micropilote.

$$q_{si} = \sum_{i=1}^n [c'_i + (\sigma'_{v0i} + \sigma'_{iny-i}) \tan \phi'_i] \quad (2.14)$$

donde c'_i , es la cohesión del estrato i en términos de esfuerzos efectivos; σ'_{v0i} , es el esfuerzo vertical inicial efectivo en el estrato i antes de la construcción del micropilote; σ'_{iny-i} , es la presión de inyección efectiva en el estrato i ; ϕ'_i , es el ángulo de fricción interna en el estrato i en términos de esfuerzos efectivos.

Tabla 2.2. Valores de χ para determinar el incremento del diámetro teórico D (Romana, 2003).

Tipo de suelo	χ	Cantidad mínima de V_{iny}
Grava	1.8	1.5 V_t
Grava arenosa	1.6 a 1.8	
Arena con grava	1.5 a 1.6	
Arena gruesa	1.4 a 1.5	
Arena fina		1.5 a 2.0 V_t
Arena limosa		1.5 V_t
Limo	1.4 a 1.6	2.0 V_t
Arcilla	1.8 a 2.0	2.5 a 3.0 V_t

En el Capítulo 4 se utilizan estas ecuaciones para determinar la capacidad de carga de un micropilote con base en el método analítico expuesto en el Capítulo 3.

2.4.3. Resistencia estructural de un micropilote.

Es la carga máxima que puede soportar el micropilote sin sufrir daño en su estructura y está en función de la sección mixta de acero y lechada.

La ecuación (2.15) se utiliza para determinar la resistencia estructural del micropilote.

$$Q_{re} = f'c_r D + fy_r As \quad (2.15)$$

donde D , es el diámetro teórico del micropilote; As , es la sección transversal del acero; $f'c_r$, es la resistencia a compresión del mortero afectada por un coeficiente de reducción y fy_r , es el límite de fluencia del acero afectado por un coeficiente de reducción.

En México se utilizan coeficientes de reducción de 0.85 para el concreto y de 0.40 para el acero de acuerdo con las siguientes desigualdades.

$$\begin{array}{ll} \text{Concreto:} & f'c_r = 0.85f'c \leq 6\text{MPa} \\ \text{Acero:} & fy_r = 0.40fy \leq 140\text{MPa} \end{array}$$

2.5. Cambios en los esfuerzos laterales y de presión de poro debidos a una inyección por compactación.

La inyección de la lechada en una arcilla blanda modifica el estado de esfuerzos del suelo circundante al punto de inyección, este efecto debe estudiarse para entender el comportamiento por capacidad de carga del micropilote. Para explicar estos cambios se retoman las investigaciones que se han realizado en pilotes hincados en arcillas blandas saturadas y el método de inyección por compactación. El método de inyección por compactación provoca un fenómeno análogo a lo que sucede durante el hincado de pilotes en arcillas saturadas. Existe evidencia experimental que muestra que durante el hincado de pilotes se presenta un incremento en la presión de poro que posteriormente se disipa (Mendoza, 1997). Este incremento de presión de poro se ve inducido por el aumento en los esfuerzos radiales que genera el hincado del pilote. Más aún, al disiparse el exceso de presión de poro los esfuerzos efectivos aumentan y la capacidad de carga se incrementa (Randolph et al., 1979). Este proceso de consolidación puede durar meses y depende del diámetro del pilote, y del coeficiente de consolidación horizontal del suelo (Teh et al., 1991). Estos datos son muy importantes para el correcto diseño de cimentaciones profundas.

En cuanto al comportamiento de los micropilotes inyectados a presión se considera que su comportamiento es análogo al de un pilote hincado sin perforación previa. La diferencia se encuentra en su proceso constructivo es decir, en lugar de realizarse un hincado se hace una inyección a presión por compactación. Ambos métodos generan una expansión radial que provoca un cambio en el estado de esfuerzos inicial del suelo, en otras palabras se incrementan los esfuerzos horizontales y la presión de poro. De la misma forma, cuando se disipa este exceso de presión de poro se genera un aumento en los esfuerzos efectivos y por consecuencia se incrementa la resistencia a lo largo del fuste del micropilote.

Se considera que el volumen de suelo desplazado es igual al volumen de fluido inyectado y los desplazamientos verticales se presentan hasta una profundidad de diez veces el radio del micropilote inyectado, a partir del cual los desplazamientos son únicamente radiales (Randolph et al., 1979).

Debido a la similitud que guarda la distribución de esfuerzos de una cimentación profunda con la teoría de expansión de cavidades, se usa esta última para determinar el nuevo estado de esfuerzos y de presión de poro que se presenta alrededor de un micropilote.

La teoría de expansión de cavidades se enfoca al desarrollo de soluciones analíticas y a la aplicación de éstas a problemas geotécnicos como por ejemplo, en la interpretación del presiómetro y del cono eléctrico, así como en el análisis del comportamiento de túneles y no únicamente al análisis de cimentaciones profundas. Últimamente esta teoría se ha utilizado para estudiar el comportamiento de pilotes de compactación de arena (Lee et al., 2004). En

esta tesis se usa el método de expansión de cavidades para determinar el comportamiento de micropilotes inyectados.

En el Capítulo 3 se hace una descripción completa de la teoría de expansión de cavidades y se exponen las principales ecuaciones que se usan para determinar el incremento de presión de poro y los esfuerzos que se propagan alrededor de una cavidad expandida.

Capítulo 3. TEORÍA DE EXPANSIÓN DE CAVIDADES.

El marco de referencia teórico que se utiliza para el estudio del efecto de la presión de inyección a lo largo de un micropilote se basa en las teorías de expansión de cavidades.

La teoría de expansión de cavidades se relaciona con el estudio teórico de los cambios de esfuerzo, del exceso de presión de poro y de los desplazamientos causados por la expansión de una cavidad.

Los modelos matemáticos se establecen a partir de dos figuras geométricas básicas: esfera y cilindro. El comportamiento de una cavidad cilíndrica se describe en coordenadas polares cilíndricas (r, θ, z) y el de una cavidad esférica en coordenadas polares esféricas (r, θ, ω) . El modelo matemático de la expansión de una cavidad cilíndrica se basa en una deformación plana y la expansión de una cavidad esférica se basa en una condición esférica. El modelo que mejor se adapta al estudio de los micropilotes inyectados es el de una cavidad cilíndrica, por lo que en este capítulo se presentan los modelos matemáticos basados en este problema.

Se han desarrollado soluciones en diferentes medios para el estudio de la expansión de cavidades cilíndricas, algunos investigadores presentan soluciones generales con base en el criterio de falla de Mohr-Coulomb para un suelo cohesivo-friccionante ideal (Vesic, 1972; Carter, 1986); otros desarrollan soluciones en función del criterio de Tresca (Yu, 2000) y con base en la teoría del estado crítico con el modelo Cam-clay modificado (Cao, 2001; Randolph et al., 1979).

3.1. Expansión de cavidades cilíndricas.

Se asume que la cavidad se expande en un medio infinito, homogéneo y saturado el cual inicialmente se encuentra en un estado de esfuerzos isotrópico ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = p_0$). Se considera que para una cavidad cilíndrica vertical muy larga en un medio infinito, no existe variación del esfuerzo normal en el plano horizontal por lo que las condiciones de axisimetría y de deformación plana son válidas. Lo anterior permite una descripción unidimensional del problema, ya que los desplazamientos en el medio son exclusivamente radiales. Para tomar en cuenta la variación de la presión de expansión en el eje longitudinal en cavidades cilíndricas superficiales, se elabora en el Capítulo 4 un modelo numérico tridimensional.

Las suposiciones más utilizadas para el desarrollo de estos modelos son las teorías de la elasticidad y de la plasticidad, donde el criterio de fluencia es independiente del esfuerzo geostático.

La *figura 3.1* se utiliza para explicar la expansión de una cavidad cilíndrica. Durante la expansión se asume la existencia de dos zonas circulares concéntricas, la primera representa una zona plástica localizada alrededor de la cavidad expandida y la segunda se extiende alrededor de la primera, y representa una zona elástica cuya deformación se considera muy pequeña por lo que no existe deformación volumétrica. Las deformaciones en la zona plástica son limitadas por la zona elástica.

Se han realizado diferentes análisis para determinar el cambio radial de la interfaz plástica y elasto-plástica, así como el incremento y disipación del exceso de presión de poro causado por una presión interna (Soderberg, 1962; Desai, 1978; Vesic, 1979, Randolph et al., 1979).

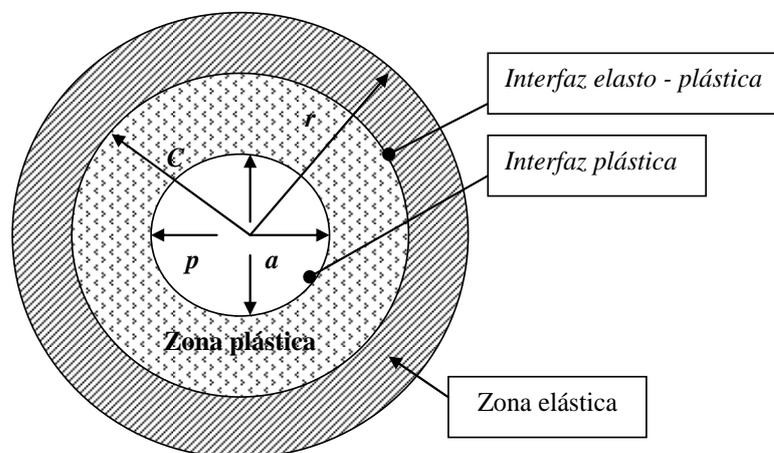


Figura 3.1. Problema de expansión de cavidades (Carter, 1986).

A continuación se describe el comportamiento de una cavidad cilíndrica durante su expansión.

Para un tiempo $t=0$, la cavidad tiene un radio inicial a_0 y una presión efectiva inicial interna isotrópica p_0 (esfuerzo de campo). En esta primera etapa la presión de poro se encuentra bajo una condición hidrostática.

Para un tiempo $t=1$, la cavidad se expande un radio final a con una presión final interna p . Durante esta expansión se forma una zona plástica con radio C y se incrementa la presión de poro Δu alrededor de la cavidad.

Si se considera que una partícula del medio tiene una posición inicial r_0 y al final de la expansión tiene una posición $r=C$, el esfuerzo total en la posición final C se encontrará en equilibrio con respecto a los esfuerzos que actúan en la interfaz elasto-plástica.

Cuando $t \rightarrow \infty$ la zona plástica alrededor de la cavidad expandida se consolida y el exceso de presión de poro generado por la expansión se disipa.

Con respecto al comportamiento en la zona plástica se considera una u otra de las siguientes hipótesis (Ladanyi, 1963).

- El material sufre una deformación plástica continua sin aumento de esfuerzo (recta AB de la *figura 3.2.*).
- El esfuerzo se incrementa en forma continua provocando una deformación plástica más amplia, curva AC.

Fuera de esta zona el suelo se comporta como un sólido elástico lineal.

Debido a que el comportamiento de una arcilla difiere del que tiene un material elasto-plástico ideal, en este modelo las ecuaciones evalúan en forma aproximada el estado de esfuerzos y deformaciones generados por la expansión de una cavidad.

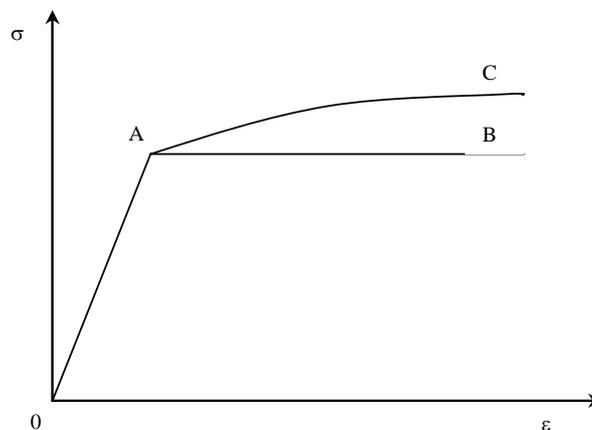


Figura 3.2. Curvas esfuerzo – deformación.

Las dos características más importantes que diferencian el comportamiento de una arcilla saturada real del de un material elasto-plástico ideal y que deben tomarse en cuenta son:

- La relación esfuerzo-deformación de una arcilla saturada bajo comportamiento no drenado es una curva, por lo que el punto de fluencia suele no mostrarse en forma clara, además de que no existe una relación lineal entre el esfuerzo y la deformación. Por lo tanto, si se define el módulo de Young a partir de su módulo secante o tangente, su valor no es constante en esta zona es decir, decrece con respecto al incremento de la deformación.
- Una arcilla saturada es un sistema de dos fases (sólida y líquida), por lo que la solución del problema debe proporcionar información en esfuerzos totales y efectivos así como la distribución del exceso de presión de poro.

Hasta el momento no existen soluciones para la expansión de cavidades en arcillas parcialmente saturadas. El problema de expansión de cavidades cilíndricas en un medio no saturado se resuelve con un método de integración numérica.

3.2. Modelos constitutivos del suelo para la solución del problema de expansión de cavidades cilíndricas.

De los modelos que existen para estudiar y resolver el problema de expansión de cavidades, en este trabajo se toman tres, que son los que mejor se adaptan a las condiciones del problema de inyección de micropilotes en suelos blandos.

- Expansión de una cavidad cilíndrica en un medio elasto-plástico perfecto infinito bajo condiciones no drenadas usando el criterio de Tresca.

- Expansión de una cavidad cilíndrica en un medio elasto-plástico perfecto infinito bajo condiciones drenadas y no drenadas usando el criterio de Mohr-Coulomb.
- Expansión de una cavidad cilíndrica en un medio elasto-plástico no lineal infinito bajo el criterio del estado crítico usando el modelo tipo Cam-clay modificado. Este modelo puede emplearse para condiciones drenadas y no drenadas.

3.2.1. Modelo elasto-plástico perfecto en un medio infinito.

CRITERIO DE TRESCA.

Las consideraciones fundamentales que se utilizan para determinar el estado de esfuerzos en un análisis de expansión de cavidades se basan en la conservación de la masa, el equilibrio, la condición de fluencia y la regla de flujo plástico.

Para una expansión no drenada se cumple con la primera ecuación debido a que no hay cambios volumétricos. La integración de las ecuaciones constitutivas (condición de fluencia y regla de flujo plástico) proporcionan la distribución de los esfuerzos. Una vez calculados estos esfuerzos, se utiliza la ecuación de equilibrio para determinar la distribución del exceso de presión de poro.

A continuación se exponen las ecuaciones fundamentales con las que se determina la distribución de los esfuerzos y las deformaciones alrededor de la cavidad expandida (Ladanyi, 1963; Vesic, 1972; Carter, 1986; Yu, 2000).

Ecuación de equilibrio y condiciones de frontera.

La ecuación de equilibrio y las condiciones de frontera se deducen a partir de la geometría del problema; es decir, cuando una cavidad cilíndrica se expande en un medio infinito se considera que la distribución del esfuerzo y la deformación se desarrollan en dirección radial y circunferencial, ver *figura 3.3*. Se supone también que las fuerzas de cuerpo dentro del entorno son despreciables.

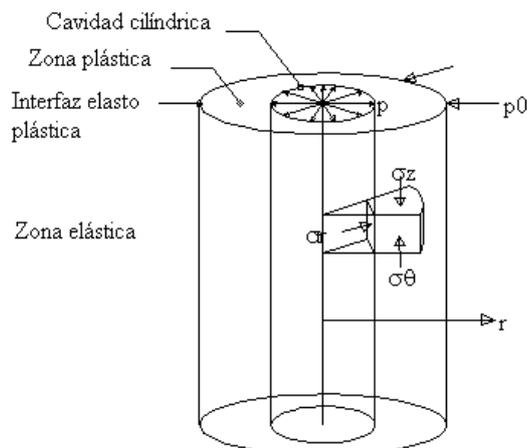


Figura 3.3. Expansión de una cavidad cilíndrica en un medio infinito ($r = \infty$).

Debido a que la deformación volumétrica en cualquier punto de la zona plástica es cero, el valor de la deformación cortante máxima será suficiente para definir el estado de deformación en el medio. El estado de esfuerzos se determina a partir de la dirección de los esfuerzos principales tangencial o circunferencial (σ_θ), axial (σ_z) y radial (σ_r).

La ecuación de equilibrio para el análisis de una expansión cilíndrica, bajo el criterio de deformación plana, se expresa en términos del esfuerzo radial y del esfuerzo tangencial.

$$r \frac{d\sigma_r}{dr} + (\sigma_r - \sigma_\theta) = 0 \quad (3.1)$$

donde σ_r y σ_θ son esfuerzos normales principales que actúan en el sentido radial y tangencial respectivamente y r , es la distancia al centro de la cavidad.

Las condiciones de frontera se determinan a partir del esfuerzo radial.

$$\begin{aligned} \sigma_r \Big|_{r=a} &= -p \\ \sigma_r \Big|_{r=C} &= -p_0 \\ \sigma_r \Big|_{r=\infty} &= 0 \end{aligned} \quad (3.2)$$

donde a , es el radio de la cavidad expandida; C , es el radio de la zona plástica; p , es la presión final de expansión y p_0 es el esfuerzo inicial isotrópico del suelo.

En este modelo la compresión tiene signo negativo y la tensión signo positivo.

A partir de la ecuación (3.2) se observa que la magnitud del esfuerzo radial se conoce tanto en la interfaz plástica como en la interfaz elasto-plástica.

Condición de fluencia.

La condición de fluencia para el criterio de Tresca se establece a partir de la siguiente ecuación.

$$\sigma_\theta - \sigma_r = 2c_u \quad (3.3)$$

Combinando la ecuación (3.1) con la ecuación (3.3) se obtiene la ecuación (3.4) que se utiliza para determinar los esfuerzos en la zona plástica.

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = \frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{r} = \frac{2c_u}{r} \quad (3.4)$$

Esfuerzo radial y tangencial en la zona plástica.

El valor de los esfuerzos principales inducidos por la expansión de la cavidad se obtienen con la integral de la ecuación (3.4) y se toman como límites las condiciones de frontera definidas en (3.2).

$$\begin{aligned}\sigma_r &= -p_0 - c_u \left[1 + 2 \ln \left(\frac{C}{r} \right) \right] \\ \sigma_\theta &= -p_0 + c_u \left[1 - 2 \ln \left(\frac{C}{r} \right) \right]\end{aligned}\tag{3.5}$$

donde p_0 , es el esfuerzo inicial del suelo; c_u , es la resistencia cortante no drenada; C , es el radio de la zona plástica y r , es la distancia radial a un punto cualquiera.

Desplazamiento radial de la interfaz elasto-plástica.

El desplazamiento de la interfaz elasto-plástica se determina con la siguiente ecuación.

$$\left(\frac{C}{a_0} \right)^{2(1+m)} = \frac{n-1-m}{n-(1+m) \left(\frac{a}{C} \right)^2}\tag{3.6}$$

donde C , es el radio de la zona plástica; a_0 , es el radio inicial de la cavidad; a , es el radio de la cavidad expandida; $n = \frac{4c_u(1-\nu^2)}{E}$; $m = \frac{2c_u(1+\nu)(1-2\nu)}{E}$; c_u , es la resistencia no drenada; ν , es la relación de Poisson y E , es el módulo elástico.

A partir de estos esfuerzos y deformaciones se establecen las ecuaciones con las que se determinan las magnitudes de la presión de expansión y el radio de la zona plástica. Como se señala en el Capítulo 2 estos datos son muy importantes para el diseño de micropilotes.

Radio de la zona plástica.

Para el caso de una cavidad cilíndrica no drenada y saturada, la relación de Poisson toma el valor de 0.5. Sustituyendo esta relación de Poisson en la expresión (3.6) se obtiene el radio de la zona plástica.

$$\left(\frac{C}{a} \right)^2 = \left(\frac{a_0}{a} \right)^2 + \frac{1}{n} \left[1 - \left(\frac{a_0}{a} \right)^2 \right]\tag{3.7}$$

donde las literales se explicaron anteriormente.

Presión de expansión.

La presión interna que provoca la expansión de la cavidad se determina como.

$$p = c_u \left\{ 1 + \ln \left[\frac{G}{c_u} \left[1 - \left(\frac{a_0}{a} \right)^2 \right] + \left(\frac{a_0}{a} \right)^2 \right] \right\} + p_0 \quad (3.8)$$

donde $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$, es el módulo cortante y p_0 , es el esfuerzo inicial del suelo.

De la ecuación (3.8) se observa que si $a=a_0$, condición que se presenta al inicio de la expansión de la cavidad, la presión de expansión inicial resulta igual al esfuerzo inicial más la resistencia cortante no drenada.

$$p = c_u + p_0 \quad (3.9)$$

A partir de esta ecuación se observa que para iniciar la expansión de la cavidad se deben movilizar al menos estos dos componentes. La ecuación (3.9) resulta igual a la ecuación (2.5) expuesta en el segundo capítulo.

Exceso de presión de poro.

Otro parámetro que se debe determinar es el exceso de presión de poro que se genera por la expansión no drenada de la cavidad. El exceso de presión de poro máximo se desarrolla en la pared de la cavidad y va disminuyendo en sentido radial hasta valer cero en la interfaz elasto-plástica, ver *figura 3.4*. En la zona elástica el exceso de presión de poro es nulo.

El exceso de presión de poro en la zona plástica se obtiene considerando al suelo como un medio elasto-plástico perfecto (Randolph et al., 1979).

$$\Delta u = 2c_u \ln \left(\frac{C}{r} \right) \quad (3.10)$$

donde r , es la distancia radial a cualquier punto dentro de la zona plástica y C , es el radio de la zona plástica y se determina con la siguiente ecuación.

$$C = a \sqrt{\frac{G}{c_u}} \quad (3.11)$$

De la ecuación (3.10), si $r=C$ (interfaz elasto-plástica), el exceso de presión de poro es nulo. Si $r=a$ (interfaz plástica), el exceso de presión de poro es máximo, ver *figura 3.4*.

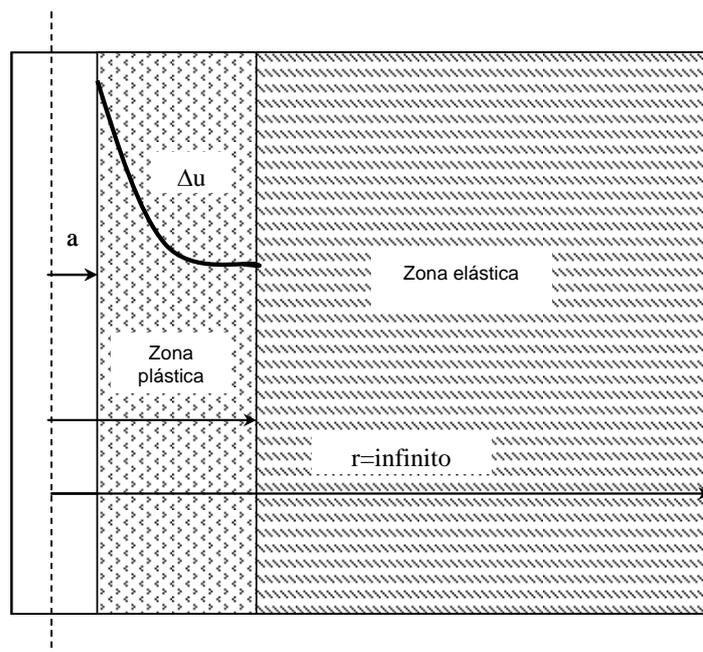


Figura 3.4. Distribución del exceso de presión de poro después de la expansión de la cavidad (Yu, 2000).

Si se sustituye la ecuación (3.11) en la ecuación (3.10) y se hace $r=a$, se obtiene el exceso de presión de poro máximo en la interfaz plástica.

$$\Delta u_{\max} = c_u \ln\left(\frac{G}{c_u}\right) \quad (3.12)$$

donde G , es el módulo cortante y c_u , es la resistencia cortante no drenada.

Para las arcillas del valle de México el valor de G/c_u se encuentra entre 10 y 1000, por lo que el exceso de presión de poro máximo para estas arcillas oscila dentro los siguientes valores (Ovando, 2007).

$$\Delta u_{\max} = 2.3c_u \text{ y } 6.9c_u \quad (3.13)$$

CRITERIO DE MOHR-COULOMB.

Al igual que en el modelo anterior, el objetivo es determinar las magnitudes de la presión de expansión y el radio de la zona plástica. Para conocer estos valores se asumen tres suposiciones (Vesic, 1972).

- El suelo en la zona plástica se comporta como un sólido plástico compresible cuyos parámetros mecánicos (c' y ϕ') se definen en términos de esfuerzos efectivos a partir de la resistencia al esfuerzo cortante de Mohr-Coulomb.

- El suelo alrededor de la zona plástica se comporta como un sólido isotrópico linealmente elástico que se define por el módulo de elasticidad y por la relación de Poisson.
- Antes de la aplicación de la presión interna, se asume que la masa total del suelo se encuentra bajo un esfuerzo isotrópico efectivo (p'_0).

A partir de las suposiciones anteriores y de las ecuaciones fundamentales expuestas con antelación se obtiene el estado de esfuerzos y deformaciones alrededor de la cavidad expandida.

Con respecto a las ecuaciones fundamentales, la ecuación de equilibrio es la misma que la (3.1) y las condiciones de frontera también se definen con la ecuación (3.2) pero se usa signo positivo para la compresión. Al contrario del criterio de Tresca en este modelo se usa signo negativo para la tensión y positivo para la compresión. La condición de fluencia se define de la siguiente forma.

Condición de fluencia.

De acuerdo con el criterio de Mohr la condición de fluencia se determina con la siguiente ecuación.

$$\sigma_r - \sigma_\theta = (\sigma_r - \sigma_\theta) \text{sen} \phi' + 2c' \cos \phi' \quad (3.14)$$

Combinando la ecuación (3.1) con la (3.14) se obtiene la ecuación (3.15) que se utiliza para determinar los esfuerzos en la zona plástica.

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = \frac{(\sigma_\theta - \sigma_r) \text{sen} \phi' - 2c' \cos \phi'}{r} \quad (3.15)$$

Esfuerzo radial en la zona plástica.

Nuevamente el esfuerzo radial en la zona plástica se determina integrando la ecuación (3.15) y usando las condiciones de frontera definidas en (3.2).

$$\sigma_r = (p + c' \cot \phi') \left(\frac{a}{r} \right)^{\frac{2 \text{sen} \phi'}{1 + \text{sen} \phi'}} - c' \cot \phi' \quad (3.16)$$

donde p , es la presión de expansión; c' , es la cohesión en términos de esfuerzos efectivos; ϕ' , es el ángulo de fricción interna en términos de esfuerzos efectivos; a , es el radio de la cavidad expandida y r , es la distancia radial a cualquier punto dentro de la zona plástica.

Si $\phi=0$

$$\sigma_r = p - 2c_u \ln \left(\frac{r}{a} \right) \quad (3.17)$$

donde c_u , es la resistencia cortante no drenada y las demás literales tienen el mismo significado.

Volumen de la cavidad expandida.

La zona plástica está contenida por una zona elástica. La frontera entre ambas zonas es el radio C en donde se presenta un desplazamiento radial η por la expansión de la cavidad. El aumento de volumen de la cavidad es igual al cambio de volumen debido al desplazamiento η más el cambio de volumen de la zona plastificada.

$$a^2 - a_0^2 = C^2 - (C - \eta)^2 + (C^2 - a^2)\varepsilon_v \quad (3.18)$$

donde a , es el radio de la cavidad expandida; a_0 , es el radio inicial de la cavidad; C , es el radio de la zona plástica; η , es el desplazamiento radial en la zona plástica y ε_v , es la deformación volumétrica media.

Desplazamiento radial de la interfaz elasto-plástica.

El desplazamiento de la interfaz elasto-plástica se determina con la ecuación (3.19).

$$\eta = \frac{1 + \nu'}{E'} C (\sigma_r - p'_o) \quad (3.19)$$

Donde η , es el desplazamiento en la interfaz elasto-plástica; ν' , es la relación de Poisson en términos de esfuerzos efectivos; E' , es el módulo elástico; C , es el radio de la zona plástica; σ_r , es el esfuerzo radial en la interfaz elasto-plástica y p'_o es el esfuerzo efectivo inicial del suelo. El esfuerzo radial se determina con la ecuación (3.16).

Para determinar los esfuerzos y las deformaciones que actúan alrededor de la cavidad expandida primero se deben establecer las ecuaciones con las que se obtiene la presión de expansión y el radio de la zona plástica.

Radio de la zona plástica.

Con la ecuación (3.20) se determina el radio de la zona plástica.

$$\frac{C}{a} = \sqrt{I_{rr} \sec \phi'} \quad (3.20)$$

donde I_{rr} , es el índice de rigidez reducido y se expresa como.

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \varepsilon_v \sec \phi'} = \zeta_v I_r \quad (3.21)$$

donde ζ_v , se conoce como factor de cambio de volumen para una cavidad cilíndrica e

$I_r = \frac{E'}{2(1+\nu')(c'+p'_0 \tan \phi')}$ es el índice de rigidez en términos de esfuerzos efectivos. También se calcula como: $I_r = \frac{G}{c_u}$, donde G , el módulo cortante y c_u , es la resistencia cortante no drenada del suelo.

Los valores de C/a dependen principalmente del índice de rigidez y para un material incompresible $\varepsilon_v=0$, $\zeta_v=1$ e $I_{rr} = I_r$.

En la *tabla 3.1* se presentan algunos valores típicos del índice de rigidez para diferentes materiales, así como los de C/a para los casos de $\varepsilon_v = 0$, $\varepsilon_v = 0.05$ y $\varepsilon_v = 0.15$.

Tabla 3.1. Valores típicos del índice de rigidez para diferentes materiales (Vesic, 1972).

Material	Índice de rigidez I_r	C/a		
		$\varepsilon_v = 0$	$\varepsilon_v = 0.05$	$\varepsilon_v = 0.15$
Roca	100-500	4.6-7.9	2.6-2.7	1.8-1.9
Arena (suelta a densa) Para $p'_0=100\text{kPa}$	70-150	4.1-5.3	2.5-2.6	1.8-1.9
Arcilla saturada	10-300	2.2-6.7	1.9-2.7	1.6-1.9
Limo	10-30	2.2-3.1	1.9-2.3	1.6-1.8

Presión de expansión.

La presión última en la cavidad se determina en términos de esfuerzos efectivos con la ecuación (3.22).

$$p = c' F'_c + p'_0 F'_q \quad (3.22)$$

donde c' , es la cohesión en términos de esfuerzos efectivos; p'_0 , es el esfuerzo efectivo del suelo, F'_c y F'_q son los factores de expansión de una cavidad cilíndrica y se definen como.

$$F'_q = (1 + \text{sen} \phi') (I_{rr} \sec \phi')^{\frac{\text{sen} \phi'}{1 + \text{sen} \phi'}} \quad (3.23)$$

$$F'_c = (F'_q - 1) \cot \phi'$$

Para $\phi' = 0$ y $\varepsilon_v = 0$.

$$F'_c = \ln I_r + 1 \quad (3.24)$$

Los valores de F'_q y F'_c en función de I_{rr} y ϕ' se presentan en la *tabla 3.2* y en la *figura 3.5*.

Irr	ϕ , en grados									
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
5	2.61a	2.71	2.79	2.86	2.90	2.92	2.93	2.92	2.89	2.84
	1.00b	1.24	1.49	1.77	2.05	2.36	2.69	3.04	3.42	3.84
10	3.30	3.52	3.71	3.86	3.99	4.08	4.14	4.17	4.16	4.11
	1.00	1.31	1.65	2.04	2.45	2.90	3.39	3.92	4.49	5.11
15	3.71	4.61	4.29	4.52	4.72	4.88	4.99	5.06	5.08	5.05
	1.00	1.35	1.76	22.10	2.72	3.27	3.88	4.54	5.26	6.05
20	4.00	4.37	4.72	5.03	5.29	5.50	5.67	5.77	5.82	5.82
	1.00	1.38	1.83	2.35	2.93	3.57	4.27	5.04	5.89	6.82
25	4.22	4.66	5.07	5.44	5.76	6.03	6.24	6.38	6.46	6.48
	1.00	1.41	1.89	2.46	3.10	3.81	4.60	5.47	6.42	7.48
30	4.40	4.90	5.36	5.79	6.17	6.48	6.74	6.92	7.03	7.06
	1.00	1.43	1.96	2.55	3.24	4.02	4.89	5.85	6.90	8.06
40	4.69	5.28	5.84	6.37	6.84	7.25	7.59	7.84	8.01	8.08
	1.00	1.46	2.03	2.71	3.49	4.38	5.38	6.49	7.72	9.08
50	4.91	5.58	6.23	6.84	7.40	7.90	8.31	8.63	8.85	8.96
	1.00	1.49	2.10	2.83	3.70	4.68	5.80	7.04	8.43	9.96
60	5.09	5.83	6.55	7.25	7.89	8.46	8.94	9.32	9.59	9.74
	1.00	1.51	2.16	2.94	3.87	4.94	6.16	7.53	9.05	10.74
70	5.25	6.04	6.84	7.60	8.31	8.95	9.50	9.94	10.26	10.45
	1.00	1.53	2.21	3.04	4.03	5.17	6.49	7.96	9.61	11.45
80	5.38	6.23	7.09	7.92	8.70	9.40	10.01	10.51	10.88	11.10
	1.00	1.55	2.25	3.12	4.17	5.38	6.78	8.36	10.13	12.10
90	5.50	6.40	7.31	8.20	9.05	9.81	10.48	11.03	11.45	11.71
	1.00	1.56	2.29	3.20	4.29	5.58	7.05	8.73	10.61	12.71
100	5.61	6.55	7.51	8.46	9.37	10.19	10.92	11.52	11.98	12.27
	1.00	1.57	2.33	3.27	4.41	5.75	7.30	9.07	11.05	13.27
150	6.01	7.14	8.33	9.52	10.69	11.77	12.75	13.58	14.24	14.70
	1.00	1.63	2.47	3.55	4.89	6.49	8.36	10.51	12.95	15.70
200	6.30	7.58	8.94	10.33	11.71	13.01	14.21	15.24	16.08	16.69
	1.00	1.66	2.58	3.77	5.26	7.07	9.20	11.67	14.49	17.69
300	6.70	5.21	9.84	11.55	13.28	14.96	16.51	17.90	19.05	19.92
	1.00	1.72	2.74	4.10	5.83	7.97	10.53	13.53	16.99	20.92
400	6.99	8.66	10.52	12.49	14.50	16.48	18.35	20.04	21.46	22.57
	1.00	1.76	2.65	4.35	6.28	8.69	11.59	15.03	19.01	23.57
500	7.21	9.03	11.06	13.25	15.51	17.76	19.90	21.85	23.53	24.86
	1.00	1.79	2.95	4.56	6.64	9.28	12.49	16.30	20.75	25.86

(a) corresponde al valor de F'_c

(b) corresponde al valor de F'_q

Tabla 3.2. Valores de F'_q y F'_c en función de I_{rr} y ϕ' (Vesic, 1972).

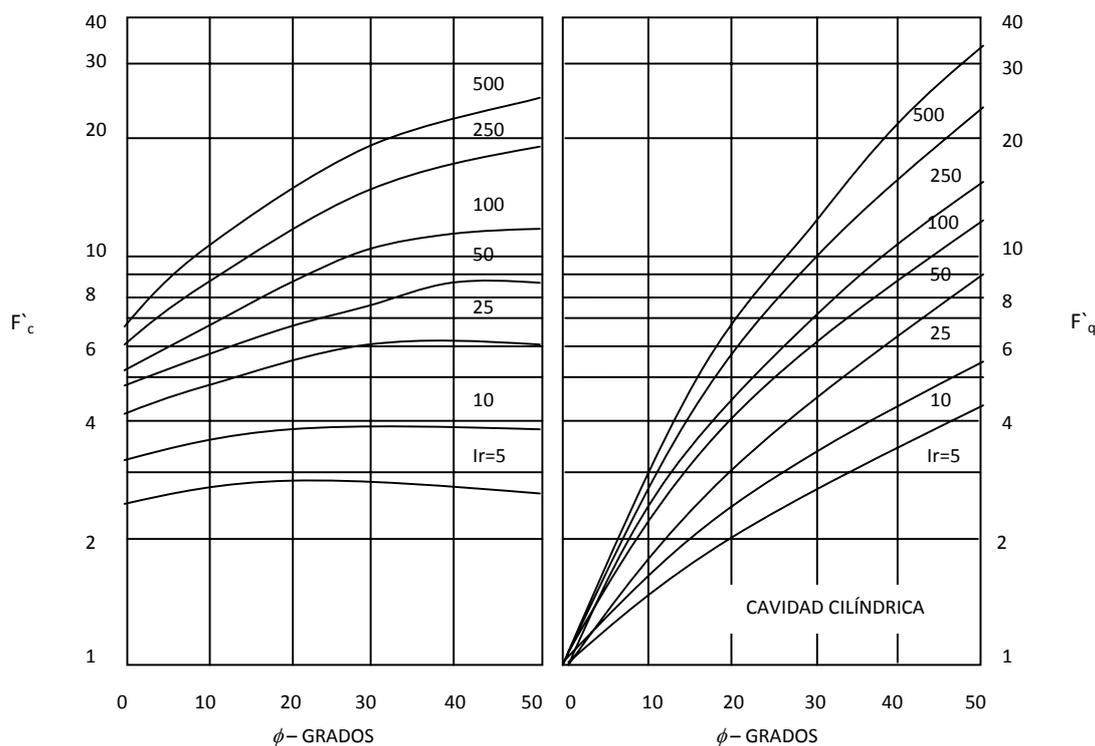


Figura 3.5. Nomograma para los coeficientes de F'_q y F'_c (Vesic, 1972).

Exceso de presión de poro.

En las consideraciones anteriores se asume tácitamente que la expansión de la cavidad se realiza bajo condiciones drenadas (sólido plástico compresible) o que la velocidad de la carga se aplica en forma muy lenta con respecto a la permeabilidad del suelo, de modo que no se genera exceso de presión de poro.

Otra situación de gran interés se presenta cuando la expansión de la cavidad ocurre bajo condiciones no drenadas o a volumen constante. En este caso el análisis anterior se debe realizar en términos de esfuerzos totales, sin embargo si se requieren conocer las condiciones bajo esfuerzos efectivos, se debe calcular el exceso de presión de poro inducido por la expansión de la cavidad.

Si se asume que la condición del esfuerzo inicial p_0 es un esfuerzo de compresión isotrópico y que el suelo se encuentra saturado, el exceso de presión de poro en cualquier punto de la zona plástica de una cavidad cilíndrica se determina como.

$$\Delta u = \left[0.817\alpha_f + 2\ln\left(\frac{C}{r}\right) \right] c_u \quad (3.25)$$

donde α_f se relaciona con el parámetro A de presión de poro de Skempton como sigue.

$$\alpha_f = 0.707(3A - 1) \quad (3.26)$$

Para un sólido elástico $\alpha_f=0$, por lo que la ecuación (3.25) se reduce a la ecuación (3.10).

El parámetro A de Skempton se determina a partir de la siguiente relación (Vesic, 1979).

$$A = \frac{p'_0}{c_u} + \frac{1 - \text{sen}\phi'}{2\text{sen}\phi'} \quad (3.27)$$

donde p'_0 , representa el esfuerzo isotrópico efectivo inicial; c_u , la resistencia cortante no drenada y ϕ' el ángulo de fricción interna efectivo.

En general para las arcillas de la ciudad de México el valor de A es mayor que la unidad (Juárez, 1992). Sin embargo, para un material elástico poroso en donde los esfuerzos principales totales intermedio y menor son iguales, el parámetro A tiene una magnitud de 1/3 (Skempton, 1954).

Afuera de la zona plástica no hay cambio en los esfuerzos normales principales por lo que el exceso de presión de poro se determina de la siguiente manera.

$$\Delta u = 0.817\alpha \left(\frac{C}{r}\right)^2 c_u \quad (3.28)$$

donde r , es la distancia desde el centro de la cavidad al punto de interés; C , representa el radio de la zona plástica y se determina con la ecuación (3.20); α , representa el parámetro de presión de poro de Henkel. Para un suelo real y dependiendo del nivel de esfuerzo su valor oscila $0 < \alpha < \alpha_f$.

3.2.2. Modelo elasto-plástico no lineal en un medio infinito.

Las ecuaciones analíticas que se obtienen con base en el modelo elasto-plástico perfecto son soluciones cerradas. Sin embargo el modelo tiene las siguientes limitaciones para su uso.

No toma en cuenta la generación de presión de poro en exceso de la hidrostática que se desarrolla por cortante puro. Esta limitación se corrige introduciendo un parámetro que estima el exceso de presión de poro desarrollado por los cambios en el esfuerzo desviador, tal y como lo considera Vesic (1972) en su modelo. Sin embargo el modelo elasto-plástico perfecto sigue siendo impreciso ya que no toma en cuenta los cambios no lineales de las deformaciones plásticas que ocurren en el suelo aún bajo incrementos muy pequeños de esfuerzo.

Otra limitación se refiere a la imposibilidad de relacionar correctamente la resistencia del suelo con los cambios en los esfuerzos efectivos y con la historia de esfuerzos del suelo.

Para superar estas limitaciones se han desarrollado otras soluciones a partir de modelos plásticos no lineales. Los modelos plásticos no lineales consideran que una vez que se alcanza

el punto de fluencia la resistencia del suelo varía con respecto a las deformaciones inducidas, ver curva AC de la *figura 3.2*. Para tomar en cuenta esta dependencia en un análisis de expansión de cavidades, se debe usar un modelo elasto-plástico que considere la rigidez o ablandamiento por deformación.

Esta rigidez/ablandamiento por deformación se estudia a partir de los postulados de la teoría del estado crítico. La teoría del estado crítico se basa en el estudio de los mecanismos de disipación de energía de la parte sólida del suelo. Un material se encuentra en estado crítico cuando la deformación aumenta bajo un estado de esfuerzos constante, sin que exista cambio de volumen (Giraldo, 1996). En particular el modelo Cam-clay modificado toma en cuenta las consideraciones anteriores.

MODELO CAM-CLAY MODIFICADO PARA LA EXPANSIÓN DE CAVIDADES NO DRENADAS.

El modelo Cam-clay supera algunas limitaciones del modelo de Mohr-Coulomb. Sin embargo se necesitan realizar pruebas con medición de presión de poro, parámetro que en muchos laboratorios comerciales nacionales no se determina. En el Instituto de Ingeniería de la UNAM se ha utilizado el modelo Cam-clay para predecir el comportamiento de la arcilla del valle de México. A continuación se exponen las características principales del modelo Cam-clay modificado. Para obtener mayores referencias se recomienda consultar la tesis de Giraldo (1996).

Este modelo relaciona la falla de un suelo con el patrón de esfuerzos. La trayectoria de esfuerzos se representa en una gráfica que muestra la relación entre el esfuerzo efectivo medio (p') y el esfuerzo desviador (q). El modelo Cam-clay modificado proporciona una herramienta conveniente para estudiar los cambios de esfuerzo dentro de una masa de suelo causados por una condición de carga. Estas características se utilizan para obtener una solución para el problema de expansión de cavidades cilíndricas.

En este modelo se requieren especificar cinco parámetros básicos para definir el comportamiento del suelo.

G	Módulo cortante
M	Pendiente de la línea del estado crítico en el plano $p'-q$
λ	Pendiente de la línea de consolidación virgen en el plano $e-\ln p'$
κ	Pendiente de la línea de descarga en el plano $e-\ln p'$
e_1	Relación de vacíos en la línea de consolidación para una presión de referencia unitaria en el plano $e-\ln p'$

Condición de fluencia.

La condición de fluencia se representa por la elipse de la *figura 3.6* y por la ecuación (3.29), y marca el límite de la región elástica de los estados de esfuerzo. El eje mayor y menor de la elipse es p'_c y $M(p'_c/2)$ respectivamente en el plano $p'-q$. Dentro de la superficie de fluencia se asume que el suelo se encuentra bajo condiciones elásticas e isotrópicas.

$$q^2 + M^2 p'(p' - p'_c) = 0 \quad (3.29)$$

donde $M = \frac{6 \text{sen} \phi'}{3 - \text{sen} \phi'}$ es una constante del material y p'_c , es el esfuerzo de consolidación.

En la *figura 3.6* se observa que la elipse pasa por el origen del sistema coordinado, lo que significa que el material en este modelo no es capaz de soportar esfuerzos de tensión. Por lo tanto el modelo Cam-clay modificado sólo se aplica a materiales en donde los estados de esfuerzo corresponden a un esfuerzo efectivo medio de compresión.

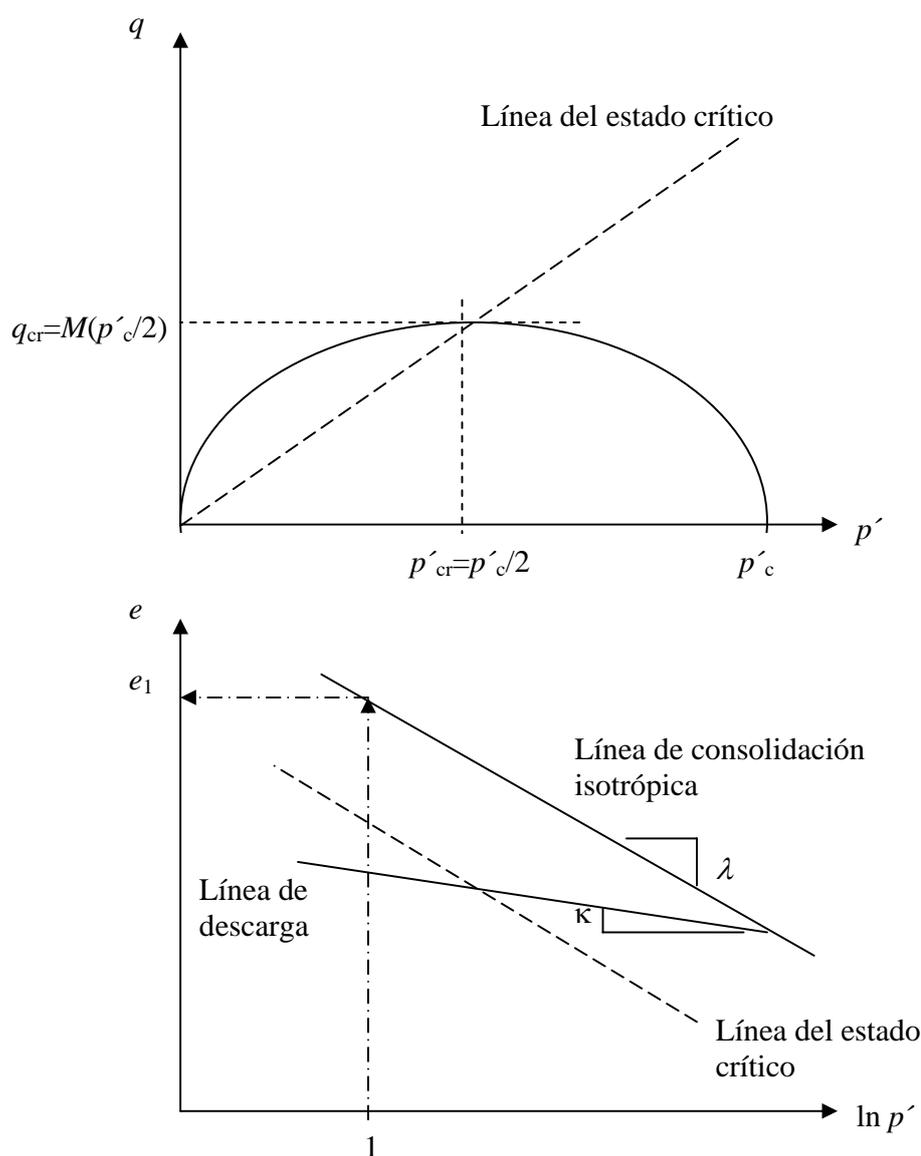


Figura 3.6. Criterio de fluencia en el modelo Cam-clay modificado (FLAC 3D).

Con la presión de consolidación se determina el tamaño de la superficie de fluencia, ver *figura 3.6*. Este valor se define despejando p'_c de la ecuación (3.29).

$$p'_c = p' \left[1 + \left(\frac{q}{Mp'} \right)^2 \right] \quad (3.30)$$

A partir de las propiedades elásticas del suelo se establece la relación entre los incrementos de los esfuerzos y las deformaciones.

$$\Delta p' = K' \Delta \varepsilon_p \quad (3.31)$$

$$\Delta q = 3G' \Delta \varepsilon_q$$

donde $\Delta \varepsilon_p$, es el incremento de la deformación volumétrica; $\Delta \varepsilon_q$, es el incremento de la deformación cortante; K' , es el módulo de masa y G' , es el módulo cortante.

En el modelo Cam-clay modificado G' se considera constante y K' se determina con la ecuación (3.32).

$$K' = \frac{vp'}{\kappa} \quad (3.32)$$

donde v , es el volumen específico.

Las ecuaciones (3.31) también se pueden expresar con base en la nomenclatura de la teoría de expansión de cavidades de la siguiente manera.

$$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_r + \sigma'_\theta + \sigma'_z) \quad (3.33)$$

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma'_r - \sigma'_\theta)^2 + (\sigma'_\theta - \sigma'_z)^2 + (\sigma'_z - \sigma'_r)^2}{2}}$$

La predicción analítica del esfuerzo desviador máximo en la interfaz plástica al final de la expansión de la cavidad se determina como.

$$q_{cr} = Mp'_0 \left(\frac{2}{R} \right)^{-\Lambda} \quad (3.34)$$

donde $R = \frac{p'_{c0}}{p'_i}$, p'_{c0} es la presión de preconsolidación inicial; p'_i , es el esfuerzo efectivo

medio inicial; $M = \frac{6 \text{sen} \phi'}{3 - \text{sen} \phi'}$ y $\Lambda = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda}$.

Esfuerzo radial, axial y tangencial en la interfaz plástica.

Randolph (1979) determina estas ecuaciones en forma experimental a partir de las trayectorias de esfuerzo que siguen diferentes muestras de arcilla al ser deformadas por la expansión de una cavidad y concluye que el estado de esfuerzos en la interfaz plástica se define con base en las condiciones del estado crítico como sigue.

$$\begin{aligned}\sigma'_r &= \left(\frac{\sqrt{3}}{M} + 1 \right) c_u \\ \sigma'_z &= p' = \left(\frac{\sqrt{3}}{M} \right) c_u \\ \sigma'_\theta &= \left(\frac{\sqrt{3}}{M} - 1 \right) c_u\end{aligned}\tag{3.35}$$

donde $M = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'}$ y c_u , es la resistencia cortante no drenada.

Exceso de presión de poro.

En el modelo Cam-clay modificado el valor del esfuerzo efectivo medio varía durante la falla. Si se toma en cuenta esta variación en la ecuación (3.10) el exceso de presión de poro generado en la zona plástica se determina como (Randolph et al., 1979).

$$\Delta u = (p'_i - p'_f) + 2c_u \ln \left(\frac{C}{r} \right)\tag{3.36}$$

donde p'_i , es el esfuerzo efectivo medio inicial y p'_f , es el esfuerzo efectivo medio final, las demás literales se explican anteriormente.

De la misma manera, el exceso de presión de poro máximo se obtiene sustituyendo la ecuación (3.11) en la (3.36) y haciendo $r=a$.

$$\Delta u_{\max} = (p'_i - p'_f) + c_u \ln \left(\frac{G}{c_u} \right)\tag{3.37}$$

3.3. Consolidación del suelo alrededor de la cavidad cilíndrica expandida.

Además de conocer el cambio en los estados de esfuerzo y de presión de poro durante la expansión de una cavidad cilíndrica, también es importante entender lo que pasa en la masa de suelo en un tiempo $t \rightarrow \infty$.

A continuación se explica el mecanismo de consolidación que se presenta alrededor de una cavidad cilíndrica expandida.

La consolidación se desarrolla en una cavidad cilíndrica vertical muy larga en un medio homogéneo e infinito, en donde no existe variación del esfuerzo normal en el plano horizontal, por lo que las condiciones de axisimetría y de deformación plana son válidas.

Se considera que la consolidación se genera al final de la expansión y ocurre por el flujo radial del exceso de presión de poro generado por el incremento en los esfuerzos radiales, por lo que la consolidación se desarrolla en sentido horizontal y alrededor de la cavidad expandida (Soderberg, 1962). Se debe entender que las condiciones del estado de esfuerzos y de presión de poro que se toman en cuenta al inicio de la consolidación son las que se presentan al final de la expansión.

Como ya se explicó, la expansión genera una zona plástica que está sometida a incrementos de deformación por cortante y por lo tanto a cambios en la presión de poro. Debido a estos cambios, esta zona es la que se somete a consolidación por disipación del exceso de presión de poro.

Randolph (1979) propone dos modelos para la solución del problema de la consolidación radial.

Modelo elástico.

Bajo las suposiciones anteriores se obtiene la misma solución propuesta por Terzaghi en su teoría de la consolidación unidimensional. Sin embargo la consolidación se genera en sentido horizontal, por lo que el coeficiente de consolidación que se utiliza debe ser en condiciones horizontales.

$$\frac{d\Delta u}{dt} = C_h \left\{ \frac{1}{r} \frac{d}{dr} \left[r \frac{d\Delta u}{dr} \right] \right\} = C_h \nabla^2 u \quad (3.38)$$

donde ∇^2 , es el operador de Laplace en coordenadas polares cilíndricas cuya variación en la dirección tangencial (θ) y axial (z) se considera constante, y C_h , es el coeficiente de consolidación para un drenaje radial horizontal.

Para un suelo elástico el coeficiente de consolidación horizontal se considera constante y se relaciona directamente con las propiedades elásticas y con la permeabilidad del suelo.

$$C_h = \frac{k}{\gamma_w m_v} = \frac{k 2G(1-\nu')}{\gamma_w (1-2\nu')} \quad (3.39)$$

donde k , es la permeabilidad del suelo; γ_w , es el peso unitario del agua; m_v , es el módulo de compresibilidad del suelo, G , es el módulo cortante y ν' , es la relación de Poisson en términos de esfuerzos efectivos.

El tiempo necesario para alcanzar un cierto grado de consolidación en una arcilla saturada está en función de la magnitud y de la distribución del esfuerzo radial, y de la ecuación (3.40).

$$T = \frac{C_h t}{C^2} \quad (3.40)$$

donde t , es el tiempo de consolidación; C_h , es el coeficiente de consolidación horizontal y C , es el radio de la zona plástica.

Este tiempo, en alguna forma, se verá reducido por cualquier flujo vertical que se presente durante la expansión de la cavidad.

La suposición de que C_h es constante es ampliamente debatida. Sin embargo, el valor del coeficiente de consolidación vertical (C_v) también se considera constante cuando se calculan los asentamientos verticales y los resultados que se obtienen son semejantes a los observados en campo, por lo tanto la suposición para C_h se acepta como correcta (Soderberg, 1962).

En la *figura 3.7* se muestra la gráfica del factor tiempo para los grados de consolidación del 50 y 90% para diferentes valores del exceso de presión de poro máximo normalizado con la resistencia cortante no drenada, $\frac{\Delta u_{\max}}{c_u}$.

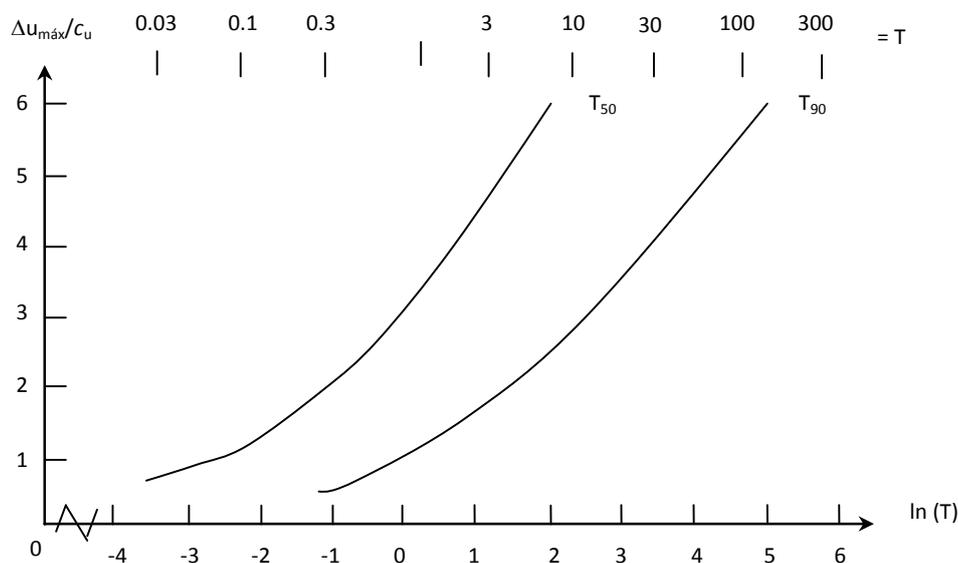


Figura 3.7. Variación del factor tiempo para T_{50} y T_{90} de consolidación (Randolph et al., 1979).

La velocidad de consolidación se ve afectada por el coeficiente de consolidación horizontal, por el radio de la zona plástica y por la magnitud del exceso de presión de poro máximo.

Modelo elasto-plástico.

La zona plástica es una zona de fluencia en donde el modelo elasto-plástico resulta más realista para definir los cambios de esfuerzo durante la consolidación. El modelo constitutivo que se usa es el Cam-clay modificado. En este modelo se considera que el coeficiente de consolidación horizontal es variable y que la compresibilidad del suelo depende de su respuesta esfuerzo-deformación.

La compresibilidad del suelo se relaciona con la pendiente de la línea de consolidación isotrópica en el espacio $e-\ln p'$ (figura 3.6).

$$m_v = \frac{\lambda}{(1+e)\sigma'_r} \quad (3.41)$$

En la ecuación (3.41) se observa que la compresibilidad del suelo se ajusta a diferentes valores del esfuerzo efectivo medio y de la relación de vacíos, lo que implica que no existe un valor único del coeficiente de consolidación horizontal que se pueda introducir en la ecuación (3.40).

Randolph (1979) propone la siguiente relación para obtener un factor tiempo en un medio elasto-plástico.

$$T^* = \frac{kc_u t}{\gamma_w C^2} \quad (3.42)$$

donde k , es la permeabilidad; c_u , es la resistencia cortante no drenada; t , es el tiempo de consolidación; γ_w , es el peso unitario del agua y C es el radio de la zona plástica.

3.4. Modelos constitutivos para la solución del problema de contracción de cavidades cilíndricas.

Otro aspecto que se debe tomar en cuenta en los micropilotes es el fenómeno de relajación que se genera en los esfuerzos radiales durante la etapa de excavación. En el Capítulo 2 se explica el proceso constructivo de los micropilotes.

La teoría de contracción de cavidades estudia el fenómeno de relajación de esfuerzos que se presenta en la pared de una cavidad cilíndrica. El decremento de la presión interna provoca la contracción de la cavidad y por lo tanto la disminución de los esfuerzos radiales.

Al igual que en el problema de expansión de cavidades se asume un medio infinito y homogéneo el cual inicialmente se encuentra en un estado de esfuerzos isotrópico en donde no existe variación del esfuerzo normal en el plano horizontal y los desplazamientos en el medio son exclusivamente radiales. Nuevamente las condiciones de axisimetría y de deformación plana son validas para analizar este problema.

A continuación se describe el comportamiento de una cavidad cilíndrica durante su contracción, ver figura 3.8.

En la condición inicial se asume que la cavidad tiene un radio inicial a_0 y una presión p_0 igual al estado inicial de esfuerzos en el sitio.

A partir de esta condición inicial la cavidad se contrae un radio final a_c con una presión final p_{cont} . Durante esta contracción se forma una zona plástica con radio C_{cont} que se genera lentamente, de modo que los efectos dinámicos no se toman en cuenta.

Debe notarse que en ningún momento existen cambios en la presión de poro.

A continuación se presentan dos modelos propuestos por Yu (2000) para la solución del problema de contracción de cavidades cilíndricas.

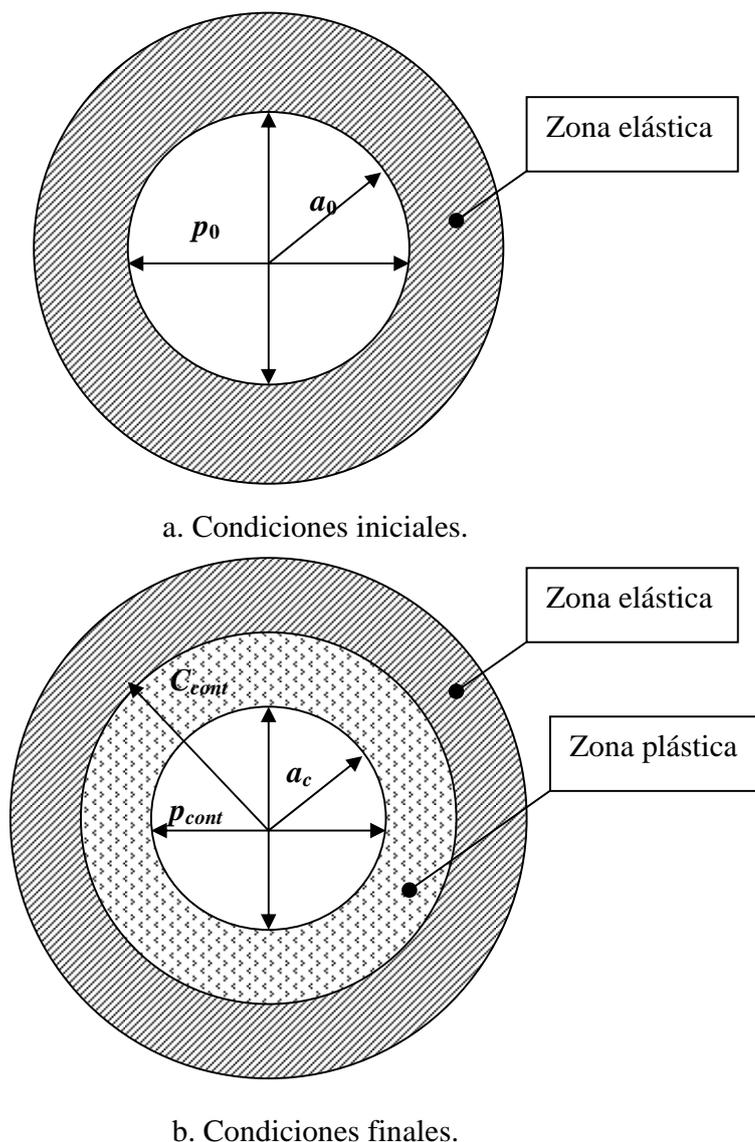


Figura 3.8. Contracción de cavidades cilíndricas en un medio infinito.

3.4.1. Modelo elasto-plástico perfecto en un medio infinito.

CRITERIO DE TRESCA.

Condición de fluencia.

El problema de contracción de cavidades considera al medio en un estado de tensión por lo que la condición de fluencia se define como.

$$\sigma_r - \sigma_\theta = 2c_u \quad (3.43)$$

Comparando la ecuación (3.43) con la (3.3) y siguiendo con el mismo criterio de signos para este modelo (el signo positivo representa tensión y el negativo compresión), se observa que el esfuerzo radial ahora actúa en tensión.

Presión de contracción inicial.

Para que se presente un flujo plástico, la presión de contracción inicial en la pared de la cavidad debe ser igual a la expresión siguiente.

$$p_{cont(0)} = c_u - p_0 \quad (3.44)$$

donde p_0 , es la presión inicial del suelo y c_u , es la resistencia cortante no drenada.

Con el aumento de la presión de contracción inicial $p_{cont(0)}$ se forma una zona plástica C_{cont} alrededor de la cavidad contraída a_c . Para determinar las condiciones de esfuerzo en esta zona se debe satisfacer la ecuación de equilibrio y la condición de fluencia.

Distribución del esfuerzo radial y tangencial en la zona plástica.

Las siguientes ecuaciones proporcionan la distribución del esfuerzo radial y tangencial que se presentan en la zona plástica debido a la contracción de la cavidad.

$$\sigma_r = -p_0 + c_u \left[1 + 2 \ln \left(\frac{C_{cont}}{r} \right) \right] \quad (3.45)$$

$$\sigma_\theta = -p_0 - c_u \left[1 - 2 \ln \left(\frac{C_{cont}}{r} \right) \right] \quad (3.46)$$

donde p_0 , es la presión inicial del suelo; c_u , es la resistencia cortante no drenada; C_{cont} , es el radio de la zona plástica y r , es la distancia radial a cualquier punto dentro de la zona plástica.

Radio de la zona plástica.

Para obtener una relación entre la presión de contracción p_{cont} y el radio de la zona plástica C_{cont} se sustituye $\sigma_r = p_{cont}$ y $r=a_c$ en la ecuación (3.45)

$$p_{cont} = -p_0 + c_u \left[1 + 2 \ln \left(\frac{C_{cont}}{a_c} \right) \right] \quad (3.47)$$

donde a_c , es el radio de la cavidad contraída y las demás literales tienen el mismo significado.

Desplazamiento de la pared de la cavidad.

El estado de deformaciones se determina con las siguientes ecuaciones. Se considera que se generan deformaciones pequeñas en la zona plástica (Yu, 2000).

$$\frac{\eta}{a_0} = -\frac{c_u}{2G} \exp \left[\frac{p_{cont} + p_0}{c_u} - 1 \right] \quad (3.48)$$

donde η , es el desplazamiento y G , es el módulo cortante y las demás literales tienen el mismo significado.

Desplazamiento en cualquier distancia radial.

$$\frac{\eta}{a_0} = -\frac{c_u}{2G} \frac{a_c}{r} \exp \left[\frac{p_{cont} + p_0}{c_u} - 1 \right] \quad (3.49)$$

donde el significado de cada una de las literales es el mismo que se explica en las ecuaciones anteriores.

CRITERIO DE MOHR-COULOMB.

En el modelo Mohr-Coulomb la condición de fluencia para contracción de cavidades se define como.

$$\sigma_r - \sigma_\theta = (\sigma_\theta - \sigma_r) \text{sen} \phi' + 2c' \cos \phi' \quad (3.50)$$

donde ϕ' , es el ángulo de fricción interna y c' , es la cohesión ambos en términos de esfuerzos efectivos.

Comparando la ecuación (3.50) con la (3.14) se verifica el cambio de signo en el segundo miembro que representa un estado de tensión. En este modelo se usa el signo negativo para representar tensión y positivo para compresión.

Presión de contracción inicial.

La zona plástica se presenta cuando la presión de contracción alcanza la siguiente magnitud.

$$p_{cont(0)} = (c' - p_0) \cos \phi' \quad (3.51)$$

donde $p_{cont(0)}$, es la presión de contracción inicial y p_0 , es la presión inicial del suelo. Las demás literales tienen el mismo significado.

Esfuerzo radial y tangencial en la zona plástica.

El esfuerzo radial y tangencial se determina con las siguientes ecuaciones.

$$\sigma_r = c' \cot \phi' \left[1 - \left(\frac{r}{C_{cont}} \right)^{2 \operatorname{sen} \phi'} \right] - p_0 \left(\frac{r}{C_{cont}} \right)^{2 \operatorname{sen} \phi'} \quad (3.52)$$

$$\sigma_\theta = c' \cot \phi' \left[1 - \left(\frac{r}{C_{cont}} \right)^{2 \operatorname{sen} \phi'} \right] N_\phi - p_0 \left(\frac{r}{C_{cont}} \right)^{2 \operatorname{sen} \phi'} N_\phi \quad (3.53)$$

donde C_{cont} , es el radio de la zona plástica; r , es el radio a un punto cualquiera dentro de la zona plástica y $N_\phi = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi'}{1 - \operatorname{sen} \phi'}$.

Radio de la zona plástica.

El radio de la zona plástica se determina sustituyendo $\sigma_r = -p_{cont}$ y $r = a_c$ en la ecuación (3.52).

$$\frac{C_{cont}}{a_c} = \left(\frac{c' + p_0 \tan \phi'}{c' + p_{cont} \tan \phi'} \right)^{\frac{1}{2 \operatorname{sen} \phi'}} \quad (3.54)$$

Al igual que en el modelo anterior se considera que las deformaciones desarrolladas en la zona plástica son pequeñas.

Desplazamientos generados en la zona plástica.

El campo de desplazamientos en la zona plástica se determina con la siguiente ecuación.

$$\eta = -\frac{1}{G} (p_0 \operatorname{sen} \phi' + c' \cos \phi') \left(\frac{C_{cont}}{r} \right)^{\frac{2}{\cos \psi'}} \quad (3.55)$$

donde $G = \frac{E}{2(1+\nu')}$, es el módulo cortante; p_0 , es la presión inicial del suelo, C_{cont} , es el radio de la interfaz elasto-plástica; r , es el radio a un punto cualquiera dentro de la zona plástica; c' , es la cohesión; ϕ' , es el ángulo de fricción interna y ψ' , es el ángulo de dilatación; estos tres últimos en esfuerzos efectivos.

Desplazamientos en la pared de la cavidad.

Los desplazamientos en la pared de la cavidad se determinan haciendo $r=a_c$ en la ecuación (3.55).

$$\eta = -\frac{1}{G} (p_0 \text{sen} \phi' + c' \text{cos} \phi') \left(\frac{C_{cont}}{a_c} \right)^{\frac{2}{\text{cos} \psi'}} \quad (3.56)$$

donde las literales tienen el mismo significado que en la ecuación anterior.

Capítulo 4. ANÁLISIS NUMÉRICO Y ANALÍTICO.

En el capítulo segundo se describen las características de un micropilote, en particular los métodos de construcción y la presión de inyección determinada en pruebas de campo. En el capítulo tercero se hace una reseña sobre las teorías de expansión y contracción de cavidades cilíndricas que publican diferentes investigadores. Ambos capítulos proporcionan el marco teórico para estudiar el comportamiento de un micropilote durante su construcción y vida útil.

En este capítulo se analiza la hipótesis de que la inyección de una lechada dentro de una masa de suelo induce cambios en su estado inicial de esfuerzos. Si estos cambios no son muy grandes la respuesta del suelo cerca de la perforación será elástica y por lo tanto reversible. Sin embargo, si durante este proceso el suelo se empuja radialmente hacia fuera en forma pasiva, bajo condiciones no drenadas y hasta alcanzar desplazamientos irreversibles, se desarrolla una zona radial plástica en la que se genera un exceso de presión de poro. La disipación de este exceso de presión de poro trae como consecuencia que se incremente la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Por lo tanto, la capacidad de carga del micropilote se ve beneficiada por este fenómeno.

La zona radial plástica y los cambios en la presión de poro se analizan bajo un modelo de deformación plana y los esfuerzos principales en cada punto del suelo se determinan a partir de la dirección radial y tangencial.

En este capítulo también se analiza la descarga que sufre el suelo ocasionado por la perforación. En particular el análisis se desarrolla para condiciones cercanas a la pared de la cavidad.

Una idea completa de la idoneidad cuantitativa de la teoría de expansión de cavidades se obtiene si todos los parámetros que se involucran se evalúan para algunos casos particulares. En esta tesis se utilizan los parámetros correspondientes a la arcilla del valle de México para determinar: la presión inicial y máxima de expansión, los esfuerzos principales en cada punto del suelo, el radio de la zona plástica y los cambios en la presión de poro.

A continuación se muestra un ejemplo en donde se usan las soluciones analíticas descritas en el capítulo anterior. Así mismo se emplea un método numérico tridimensional con el que se determinan los cambios en los esfuerzos radiales y el exceso de presión de poro durante la expansión de una cavidad cilíndrica. En estos análisis también se utilizan los parámetros mecánicos de un suelo representativo de la arcilla de la ciudad de México.

4.1. Soluciones analíticas.

Los modelos constitutivos que se utilizan en los ejemplos corresponden a los llamados elasto-plásticos perfectos cuyo criterio de fluencia se basa en el modelo de Tresca y de Mohr Coulomb. El medio en donde se desarrollan los incrementos de esfuerzo se considera: infinito, isotrópico y saturado con una relación de Poisson de 0.5. Además, los incrementos de esfuerzo se desarrollan bajo deformación plana, dentro de esta suposición se considera que existe una continuidad de esfuerzos en el medio.

4.1.1. Parámetros del suelo.

Los parámetros mecánicos que se usan en los ejemplos pertenecen a un suelo representativo de la arcilla del valle de México y se determinaron a partir de pruebas triaxiales del tipo consolidadas no drenadas con medición de presión de poro. Las muestras inalteradas se obtuvieron de un predio ubicado en la colonia Roma en la ciudad de México (Giraldo, 1996). En la *tabla 4.1* se muestran las propiedades mecánicas del suelo.

Tabla 4.1. Parámetros del modelo para la arcilla del valle de México.

Muestra	Prof.	OCR	G_w	w	wL	wP	PI
No.	(m)	-----	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
M-01	4.0-4.6	1.0	92.75	254.26	262.90	100.14	162.76
ϕ	p_0	γ_{sat}	γ_d	c_u	Es	ν	G
(°)	(kN/m ²)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	-----	(kN/m ²)
0	56.76	12.34	4.2	38.40	3,942	0.50	1,314

donde OCR , es la relación de preconsolidación; G_w , es el grado de saturación del material; w , es el contenido natural de agua; wL , es el límite líquido; wP , es el límite plástico; PI , es el índice de plasticidad; ϕ , es el ángulo de fricción interna; p_0 , es el esfuerzo inicial del suelo; γ_{sat} , es el peso volumétrico saturado del material; γ_d , es el peso volumétrico seco del material; c_u , es la resistencia cortante no drenada; Es , es el módulo secante; ν , es la relación de Poisson y G , es el módulo cortante.

4.1.2. Parámetros geométricos.

Además de las propiedades mecánicas también se requieren las características geométricas de la cavidad. Debido a que los modelos analíticos se desarrollan bajo deformación plana, el único dato geométrico que se involucra en los análisis es el radio inicial a_0 de la cavidad. En la *tabla 4.2* se muestra el radio inicial y final con los que se determina la presión inicial y final de expansión, el radio de la zona plástica, los esfuerzos radiales y el exceso de presión de poro.

Tabla 4.2. Radio inicial y final de la cavidad.

a_0 (m)	a (m)
0.15	0.30

A continuación se describen los resultados obtenidos en cada uno de los análisis. Se inicia con el modelo constitutivo de Tresca por ser el más sencillo.

4.1.3. Modelos constitutivos.

CRITERIO DE TRESCA.

Con este modelo se determina la expansión de una cavidad cilíndrica en un medio elasto-plástico perfecto, infinito, saturado y bajo condiciones no drenadas, de modo que no ocurren cambios volumétricos alrededor de la cavidad expandida.

Las ecuaciones que se involucran en este modelo se describieron en el capítulo anterior.

El primer dato que se debe calcular es la presión máxima de expansión, con éste se determina el radio de la zona plástica, los esfuerzos radial y tangencial, y el exceso de presión de poro en la pared de la cavidad. Sin embargo, en este trabajo también se evalúa la distribución de los esfuerzos y el exceso de presión de poro dentro de la zona plástica.

Presión de expansión en la pared de la cavidad.

Con las propiedades mecánicas de la *tabla 4.1* y la ecuación (4.1) se determina la presión inicial (p_i) y la presión máxima de expansión ($p_{m\acute{a}x}$).

$$p = c_u \left[1 + \ln \left[\frac{G}{c_u} \left[1 - \left(\frac{a_0}{a} \right)^2 \right] + \left(\frac{a_0}{a} \right)^2 \right] \right] + p_0 \quad (4.1)$$

donde c_u , es la resistencia cortante no drenada; G , es el módulo cortante; p_0 , es el esfuerzo inicial del suelo; a_0 , es el radio inicial de la cavidad y a , es el radio de la cavidad expandida.

En la ecuación anterior se observa que si $a=a_0$ la presión inicial está en función únicamente de la resistencia cortante no drenada y del esfuerzo inicial del suelo. Lo anterior concuerda con lo descrito por Santoyo y Ovando (2002) en el Capítulo 2, por lo que la presión inicial resulta igual a 95.16kPa. Para calcular la presión máxima se considera en la misma ecuación una serie de incrementos del radio de la cavidad, a . Con estos datos y con la presión de expansión se grafica la *figura 4.1*.

En la *figura 4.1* se muestra que de $1.0 \frac{a}{a_0}$ a $1.20 \frac{a}{a_0}$ la presión interna aumenta en forma importante y después de este punto se va haciendo asintótica. El valor de la asíntota es la presión máxima de expansión. Para un radio $a=2a_0$ la presión máxima es igual a $p_{m\acute{a}x}=220.15\text{kPa}$.

Aunque el análisis se realiza para un sólo radio inicial $a_0 = 0.15\text{m}$, la presión de expansión es la misma para cualquier valor de a_0 . Lo anterior se cumple siempre y cuando en la ecuación (4.1) la razón de $\frac{a_0}{a}$ se mantenga igual.

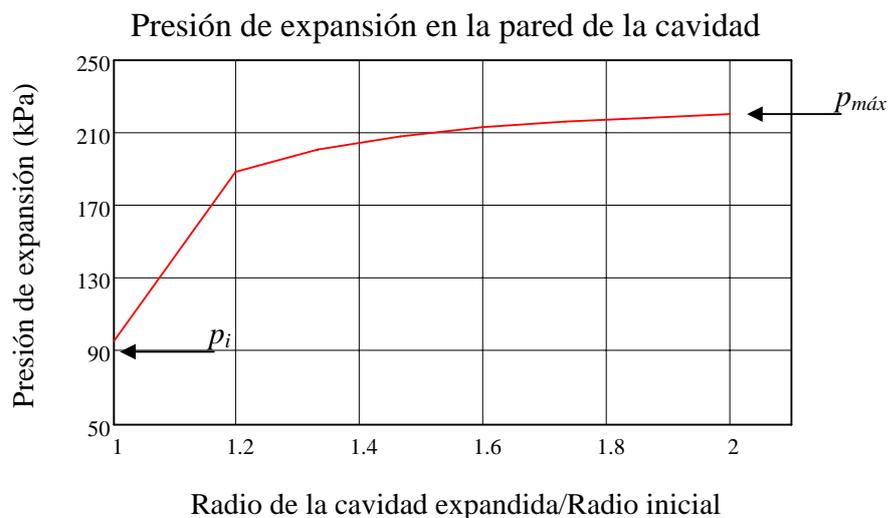


Figura 4.1. Curva de presión de expansión ($a_0=0.15m$).

En la *figura 4.2* se muestran las curvas de presión de expansión para diferentes radios iniciales (0.15, 0.10 y 0.05m) en donde las relaciones de $\frac{a_0}{a}$ se mantienen iguales.

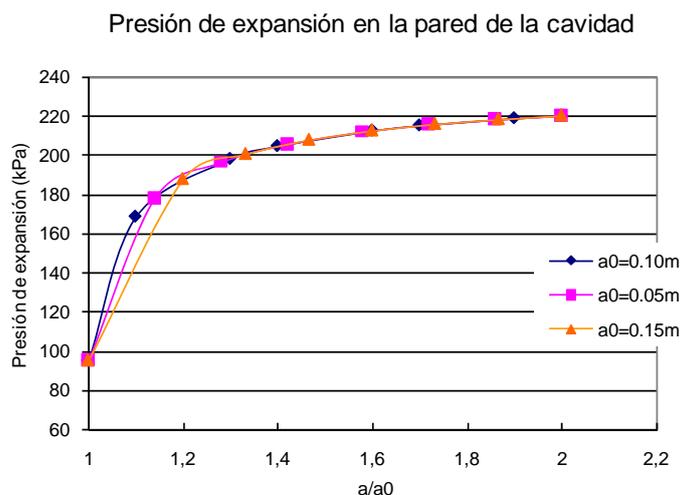


Figura 4.2. Curvas de presión de expansión medidas en la pared de la cavidad con distintos radios iniciales.

De lo anterior se concluye que la presión máxima de expansión no depende del tamaño inicial de la cavidad sino únicamente de las propiedades mecánicas del suelo. En la ecuación (4.1) el valor del primer término del segundo miembro es igual a 4.25 veces la resistencia al esfuerzo cortante. Este dato representa el coeficiente de incremento de presión con el que se llega a la expansión máxima de la cavidad.

Esfuerzo radial y tangencial en la interfaz plástica.

La magnitud de los esfuerzos radiales y tangenciales se muestra en la *figura 4.3* y en la *tabla 4.3*. En el modelo de Tresca la compresión tiene signo negativo y la tensión signo positivo.

En la *tabla 4.3* el valor inicial de a corresponde al radio inicial de la cavidad, es decir a 0.15m. Al igual que en la sección anterior los esfuerzos se determinan hasta un radio final de expansión de $a=0.30m$.

En la *figura 4.3* la línea continua corresponde al esfuerzo radial y la línea discontinua al esfuerzo tangencial. El esfuerzo radial es de compresión mientras que el esfuerzo tangencial es de tensión.

Tabla 4.3. Esfuerzo radial y tangencial en la pared de la cavidad.

$a(m)$	σ_r (kPa)	σ_θ (kPa)	$a(m)$	σ_r (kPa)	σ_θ (kPa)
0.15	-95.16	18.63	0.24	-212.52	135.72
0.18	-187.76	110.96	0.26	-215.84	139.04
0.20	-200.49	123.69	0.28	-218.28	141.48
0.22	-207.78	130.98	0.30	-220.15	143.35

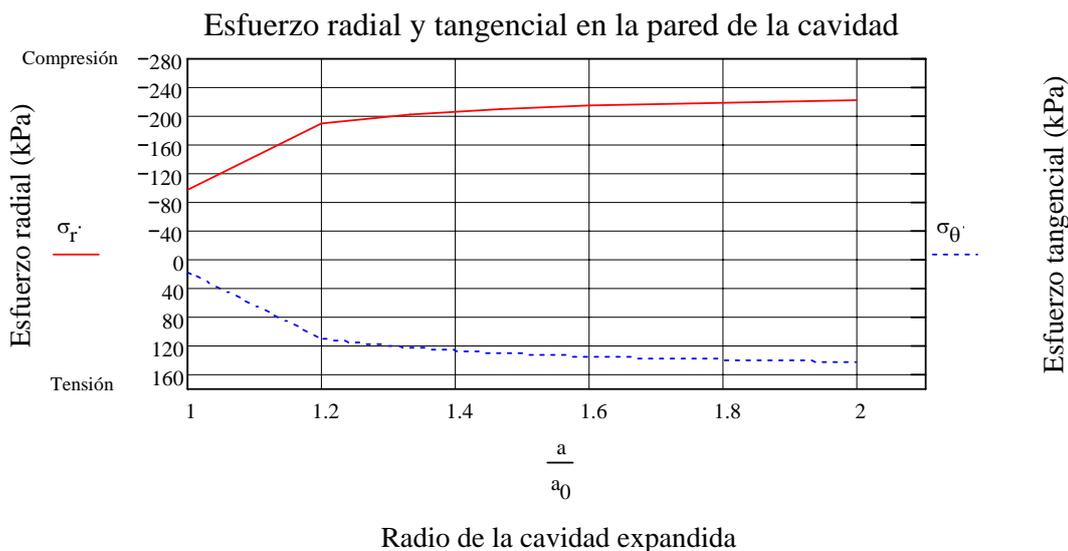


Figura 4.3. Curvas del esfuerzo radial y tangencial medidas en la pared de la cavidad.

Radio de la zona plástica.

En *tabla 4.4* se muestra el radio de la zona plástica que se desarrolla en cada incremento del radio de la cavidad, desde 0.15m hasta 0.30m, y en la *figura 4.4* se compara la presión de expansión normalizada, $\frac{p - p_0}{2c_u}$ y el radio de la zona plástica también normalizada, $\frac{C}{a_0}$. En esta figura se observa que el incremento del radio de la zona plástica es mucho mayor en comparación con el incremento de la presión de expansión.

En la *tabla 4.4* se aprecia que para un incremento en el radio de la cavidad de 15 a 18cm se requiere una presión interna de 187.76kPa; es decir, de aproximadamente 3 veces el esfuerzo inicial del suelo. Como consecuencia, el radio de la zona plástica se extiende hasta 0.60m. Por consiguiente, cuando la presión de expansión es máxima el radio de la zona plástica llega hasta una longitud de 1.53m. En general se advierte que aunque el incremento en el radio de la cavidad a , es de apenas unos centímetros la magnitud de la zona plástica C es mucho mayor a ésta.

Tabla 4.4. Radio de la zona plástica ($p_0=56.76\text{kPa}$, $a_0=0.15\text{m}$).

a (m)	p (kPa)	C (m)	a (m)	p (kPa)	C (m)
0.15	95.16	0.15	0.24	212.52	1.11
0.18	187.76	0.60	0.26	215.84	1.25
0.20	200.49	0.79	0.28	218.28	1.39
0.22	207.78	0.95	0.30	220.15	1.53

Nota: C , radio de la zona plástica; a , radio expandido; p , presión de expansión

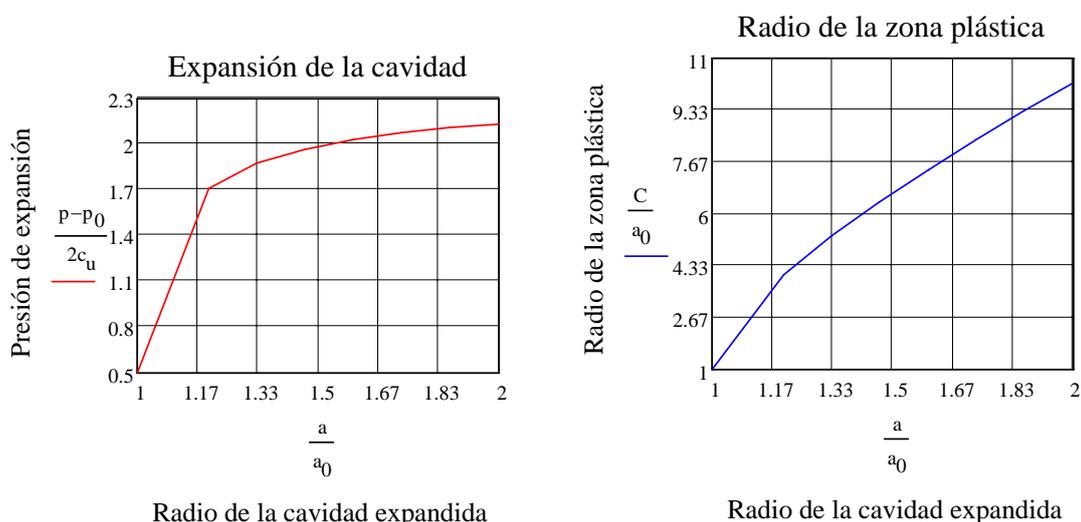


Figura 4.4. Expansión de la cavidad y radio de la zona plástica.

En micropilotes inyectados es muy importante que se conozca la longitud de la zona plástica (ZP), donde ésta se determina como: $ZP=2C$. La distancia ZP se utiliza para acomodar micropilotes dentro de un arreglo grupal. Es decir, para que éstos trabajen en forma individual se deben separar adecuadamente para evitar que las zonas plásticas que se generan por la expansión de la cavidad no interactúen entre sí.

En la *tabla 4.5* se propone la separación mínima entre micropilotes inyectados mediante la longitud ZP que se determina a partir del radio de la zona plástica de la *tabla 4.4*. Los valores de la *tabla 4.5* se miden al centro de los micropilotes y sólo son válidos para suelos con propiedades mecánicas semejantes a las de la *tabla 4.1*.

Tabla 4.5. Separación mínima entre micropilotes inyectados.

Radio del micropilote, en metros.	Separación entre micropilotes, en metros.
0.18	1.20
0.20	1.58
0.22	1.90
0.24	2.22
0.26	2.50
0.28	2.78
0.30	3.06

El criterio de separación de la *tabla 4.5* se propone con objeto de evitar que exista traslape de las zonas plásticas en los grupos de micropilotes. De la consideración anterior se deduce que si la separación entre micropilotes en un grupo es igual a $2C$, ésta será tangente en un punto y por consiguiente la interferencia mutua será despreciable. Como se verá más adelante, en la zona plástica ocurre reconsolidación del suelo, por lo que la resistencia al esfuerzo cortante se incrementa y por consecuencia la capacidad de carga del micropilote también aumenta.

Para saber si la separación entre micropilotes de la *tabla 4.5* es razonable, se compara con la separación propuesta por Tamez (2001) para pilotes hincados en arcilla saturada, en donde la separación mínima recomendable se determina como.

$$s_{\text{lim}} = \sqrt{\frac{\pi 2rL}{R_c N_c}} \quad (4.2)$$

donde r , es el radio del pilote; L , la longitud del pilote; R_c , es la relación de los valores medios de la resistencia al corte no drenada de la arcilla bajo la punta del pilote y a lo largo del fuste de éste; N_c , es el factor de capacidad de carga de Skempton para cimentaciones profundas y se determina mediante la *tabla 4.6*.

Tabla 4.6. Factor de capacidad de carga de Skempton (Rodríguez, J. F., 2001).

Radio de la punta	N_c
< 0.25m	9
0.25 a 0.50m	7
> 0.50m	6

En la *tabla 4.7* se determina la separación obtenida mediante la ecuación (4.2) y con $L=5\text{m}$, $R_c=1.0$, $N_c=9$ y 7 ; y considerando los radios del micropilote de la *tabla 4.5*.

En la última columna de la *tabla 4.7* se compara la separación entre ambos métodos. Se observa que la separación resulta menor que la de la *tabla 4.5*. El radio de la zona plástica es más grande que la separación calculada con la ecuación (4.2).

Tabla 4.7. Separación mínima obtenida con la ecuación (4.2).

Radio, en metros	Separación, en metros	S-Tamez/S-micropilote
0.18	0.79	0.66
0.20	0.84	0.53
0.22	0.88	0.46
0.24	0.92	0.41
0.26	1.08	0.43
0.28	1.12	0.40
0.30	1.16	0.38

En la *figura 4.5a* se muestra la comparación gráfica de las *tablas 4.5 y 4.7*.

Además de la ecuación (4.2) existe el criterio basado en la Capacidad Friccionante Lateral (CFL). Este criterio supone que un cierto volumen del suelo que circunda al micropilote queda adherido a ella debido a las fuerzas que actúan en su superficie lateral. La totalidad de la resistencia a lo largo del fuste individual se determina como.

$$Q_f = 2\pi\alpha c_u rL \quad (4.3)$$

donde α , es un coeficiente de adherencia que usualmente se supone igual a la unidad para las arcillas blandas de la ciudad de México; c_u , es la resistencia cortante no drenada media que se moviliza a lo largo del fuste; r , es el radio del micropilote y L , la longitud de éste.

Si se considera que se moviliza la totalidad de la resistencia del fuste entonces el peso total del volumen cilíndrico de suelo que se cuelga del fuste se define como.

$$W_s = \gamma_s L \pi (d^2 - r^2) \quad (4.4)$$

donde γ_s , es el peso volumétrico del suelo alrededor del micropilote; r , es el radio del elemento; L , es la longitud de la cimentación y d , es el radio de la zona de suelo que se puede colgar del fuste.

Igualando las ecuaciones (4.3) y (4.4) se obtiene.

$$d = \sqrt{\frac{2\alpha r c_u}{\gamma_s} + r^2} \quad (4.5)$$

Con la ecuación (4.5) se determina el radio de la zona de suelo que se puede colgar del fuste.

Por lo que la separación se obtiene como.

$$s = 2d = 2\sqrt{\frac{2\alpha r c_u}{\gamma_s} + r^2} \quad (4.6)$$

En la *tabla 4.8* se determina la separación obtenida mediante la ecuación (4.6) y con $\alpha=1$, $c_u=38.40\text{kPa}$, $\gamma_s=4.2\text{kN/m}^3$, y los radios de la *tabla 4.5*.

Tabla 4.8. Separación mínima obtenida con la ecuación (4.6).

Radio, en metros	Separación, en metros	S-CFL/S-micropilote
0.18	3.65	3.04
0.20	3.85	2.43
0.22	4.04	2.12
0.24	4.22	1.90
0.26	4.39	1.76
0.28	4.56	1.64
0.30	4.72	1.54

En este caso, la separación resultó mucho mayor que la separación de la *tabla 4.5*, ver *figura 4.5b*. Esto se debe a que se considera que el suelo que circunda al micropilote queda adherido a todo lo largo de éste, es decir no se generan fuerzas cortantes entre el suelo y la pared del fuste, lo que da por resultado una zona de suelo máxima alrededor del elemento. Sin embargo, si se considera la existencia de fuerzas cortantes a lo largo del fuste la separación se reduce. Por lo anterior, si en la ecuación (4.6) se considera un factor empírico de reducción igual a 0.50, la separación resulta semejante a la que se obtiene en la *tabla 4.5*, ver *figura 4.5a*.

$$s = \sqrt{\frac{2\alpha c_u}{\gamma_s} + r^2} \quad (4.7)$$

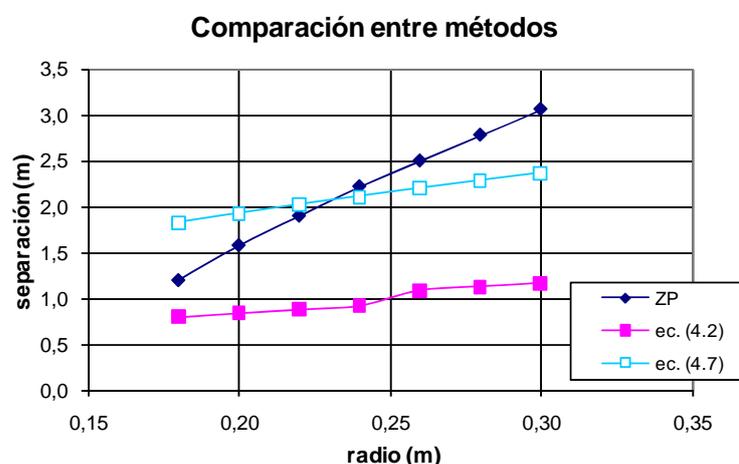


Figura 4.5a. Separación mínima.

Por otro lado, cuando la perforación se hace con lodo bentonítico o se bate la arcilla de la pared de la excavación, queda una película de material muy deformable entre el suelo y el pilote que impide que se desarrolle toda la adherencia entre éstos (Jaime et al., 1988). De tal modo, el valor de alfa debe considerarse menor a la unidad. Por otro lado, cuando el proceso constructivo se realiza como se comenta al inicio de este párrafo, el suelo alrededor del pilote

no se consolida totalmente debido a que la reacción horizontal efectiva en estas condiciones es muy pequeña. Jaime et al. (1988) recomiendan que en el caso de pilotes de fricción no se bata la arcilla de la pared de la excavación. En esta tesis se considera adecuado seguir esta recomendación para micropilotes con objeto de que se desarrolle la adherencia máxima entre el suelo y éste.

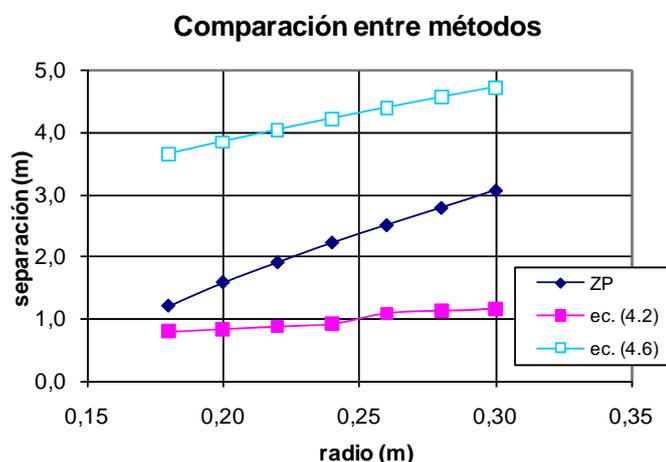


Figura 4.5b. Comparación de las *tablas 4.5, 4.7 y 4.8.*

Exceso de presión de poro medida en la pared de la cavidad.

La magnitud del exceso de presión de poro en la pared de la cavidad es fundamental para determinar su distribución dentro de la zona plástica. Esta distribución se determina en la siguiente sección.

En la *figura 4.6* se grafica el incremento de la presión de poro que se genera en la pared de la cavidad durante su expansión. El exceso de presión de poro máximo es de 124.98kPa. Esta magnitud corresponde a una expansión de la cavidad igual al doble del radio inicial. Para las arcillas del valle de México el exceso de presión de poro oscila entre 2.0 y 7.0 de c_u , es decir entre 88 y 265kPa (Ovando, 2007). La magnitud que se calcula en esta tesis se encuentra dentro de estos rangos.

En la *figura 4.7* se compara la curva del exceso de presión de poro con la curva de presión de expansión. Ambas se obtienen en la pared de la cavidad durante el proceso de expansión. La línea discontinua corresponde al exceso de presión de poro y la línea continua a la presión de expansión. Se observa que la línea del exceso de presión de poro es paralela, aunque en menor magnitud, a la línea de presión interna. De lo anterior se concluye que el exceso de presión de poro es proporcional a los esfuerzos radiales tal y como lo describen diferentes investigadores (Desai, 1978; Randolph et al., 1979; Yu, 2000).

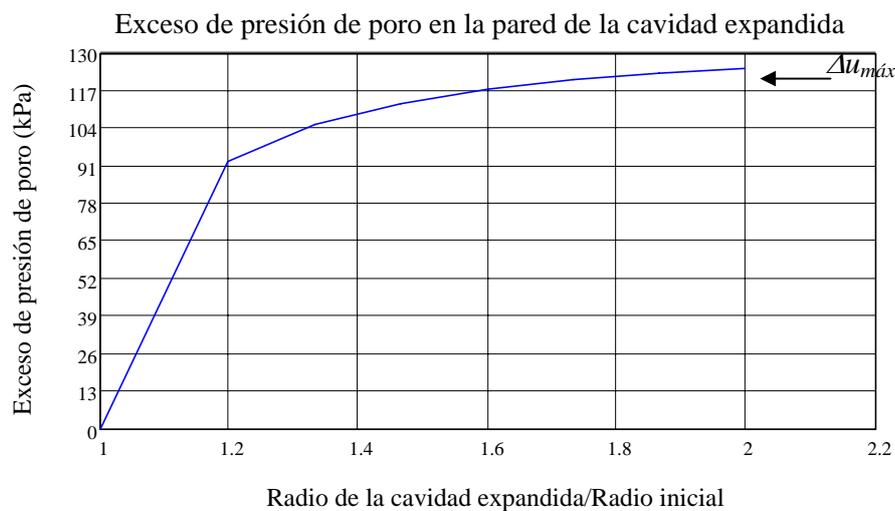


Figura 4.6. Exceso de presión de poro medida en la pared de la cavidad expandida.

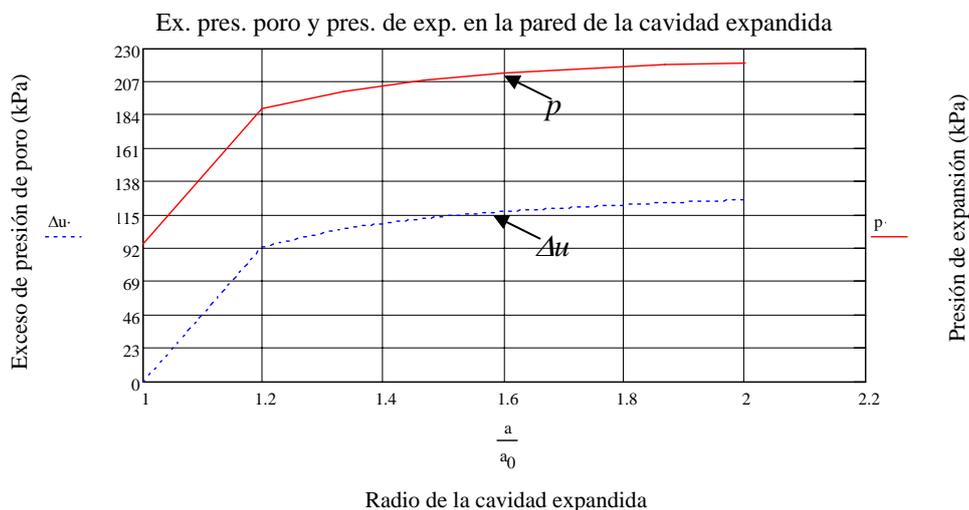


Figura 4.7. Curvas de exceso de presión de poro y presión de expansión medidas en la pared de la cavidad expandida.

Distribución radial del exceso de presión de poro y del esfuerzo radial y tangencial.

En la *figura 4.8* se observa que la distribución del exceso de presión de poro inicia en 124.98kPa. Este valor corresponde a la presión de poro máxima medida en la pared de la cavidad para una expansión de $2a_0$. Conforme la distancia radial aumenta el exceso de presión de poro disminuye hasta llegar a valer cero en la interfaz elasto-plástica, $C=1.53m$.

La distribución de la presión de poro es análoga al esquema de la *figura 3.4* que se presenta en el Capítulo 3.

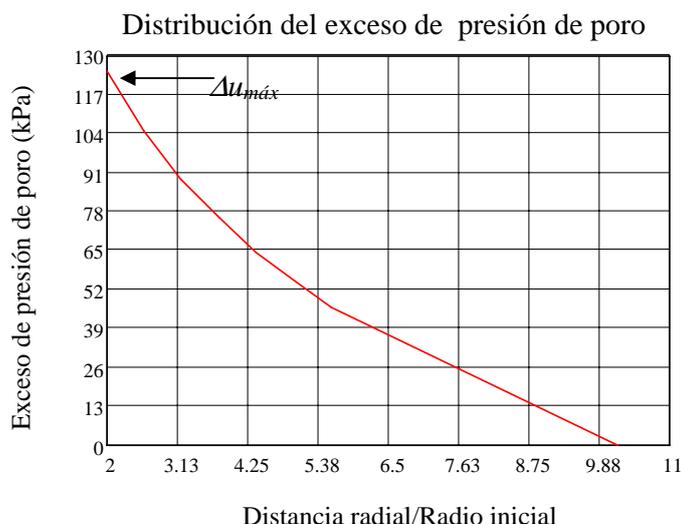


Figura 4.8. Distribución del exceso de presión de poro dentro de la zona plástica.

En la *figura 4.9* se muestra la distribución del esfuerzo radial y tangencial dentro de la zona plástica. En el modelo de Tresca la compresión tiene signo negativo y la tensión signo positivo. La línea continua representa el esfuerzo radial y la discontinua el esfuerzo tangencial. El esfuerzo radial inicia en -220.15kPa y el tangencial en 143.35kPa , estos valores corresponden a una expansión de la cavidad igual a $2a_0$. Los esfuerzos disminuyen conforme la distancia radial aumenta desde la pared de la cavidad y llegan a ser iguales al estado de esfuerzos inicial del suelo cuando se alcanza la interfaz elasto-plástica.

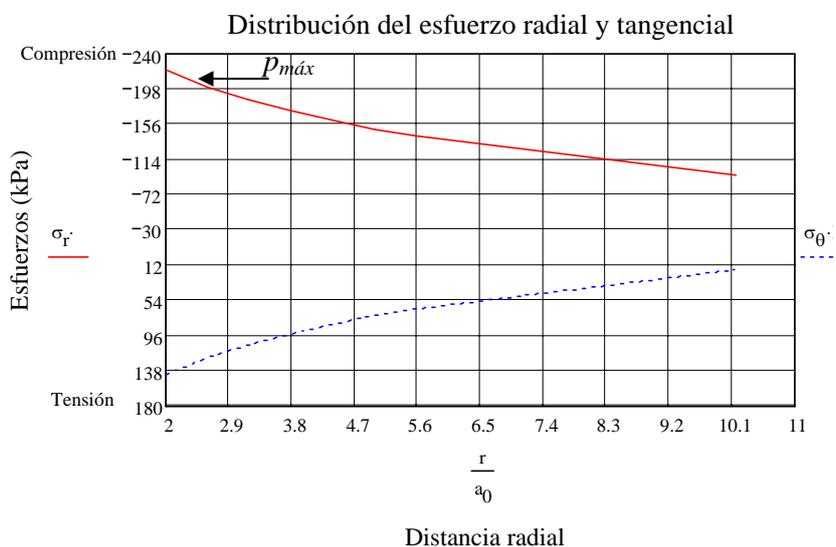


Figura 4.9. Distribución del esfuerzo radial y tangencial dentro de la zona plástica.

CRITERIO DE MOHR-COULOMB.

La teoría de Mohr-Coulomb resulta adecuada en muchos problemas de mecánica de suelos, como por ejemplo los que se refieren a suelos plásticos saturados y normalmente consolidados. Sin embargo, bajo condiciones no drenadas la condición de fluencia de Mohr-Coulomb es análoga al modelo de Tresca. Por consiguiente los resultados anteriores se utilizan para verificar las soluciones que se obtienen en esta sección. En lo que sigue se utiliza la teoría de Vesic (1972) para determinar la presión máxima de expansión, el radio de la zona plástica y el exceso de presión de poro máximo.

Vesic (1972) considera una cavidad cilíndrica con radio inicial a_0 que se expande bajo la acción de una presión interna p_i uniformemente distribuida. Si ésta aumenta hasta alcanzar una presión máxima p se produce una zona plástica con radio C alrededor de la cavidad expandida a . Las variaciones de volumen dentro de la zona plástica se determinan mediante la deformación volumétrica media (ε_v), sin embargo para condiciones no drenadas: $\varepsilon_v=0$. Bajo condiciones de cambio de volumen nulo el análisis se realiza en términos de esfuerzos totales por lo que el exceso de presión de poro inducido por la expansión de la cavidad se calcula a partir del parámetro A de Skempton (1954).

En este análisis se utilizan las propiedades mecánicas y geométricas de las *tablas 4.1* y *4.2*, respectivamente.

Presión de expansión.

La forma más sencilla para obtener la presión final de expansión en la pared de la cavidad es a partir de un análisis no drenado en un suelo saturado. Por lo tanto el esfuerzo radial se aplica en forma rápida, es decir para un lapso de tiempo pequeño en comparación con el tiempo de drenaje. Un problema drenado es más complicado ya que se requieren establecer mayores suposiciones en cuanto a la relación esfuerzo – deformación del suelo.

La presión máxima de expansión se determina en términos de esfuerzos totales con la ecuación (4.8).

$$p = c_u F_c + p_0 F_q \quad (4.8)$$

donde c_u , es la resistencia cortante no drenada; p_0 , es el esfuerzo inicial; F_c y F_q son factores de expansión.

A diferencia de la ecuación (4.1) la solución de Vesic (1972) es independiente de la relación de radios $\frac{a_0}{a}$. Debido a esto no se requiere la gráfica de la curva de presión de expansión para determinar la presión de expansión máxima. La ecuación (4.8) proporciona directamente la presión máxima. Sin embargo, para controlar la magnitud de la presión interna con respecto al radio de la cavidad expandida resulta importante la curva de expansión.

Los factores de expansión son coeficientes adimensionales que proporcionan la presión máxima y están en función del ángulo de la fricción interna y del índice de rigidez. Debido a que no existen cambios volumétricos el índice de rigidez se determina como.

$$I_r = \frac{G}{c_u} = 34.22 \quad (4.9)$$

donde G , es el módulo cortante y c_u , es la resistencia cortante no drenada. Un valor alto del índice de rigidez implica un suelo relativamente incompresible. Hasta ahora es el único parámetro racional usado para la evaluación de la compresibilidad relativa de la masa de suelo sujeto a una carga de compresión.

En la tabla siguiente se muestra la magnitud de los factores de expansión. Estos factores también se pueden determinar con la *tabla 3.2* del Capítulo 3.

Tabla 4.9. Factores de expansión.

$F_q = (1 + \operatorname{sen} \phi) (I_r \operatorname{sec} \phi)^{\frac{\operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi}}$	$F_c = 1 + \ln I_r$
1	4.53

Se observa que la magnitud del coeficiente F_c es semejante al coeficiente de incremento de presión calculado con la ecuación (4.1). En esta ecuación el valor del primer término del segundo miembro resultó en 4.25 veces la resistencia al esfuerzo cortante. Este valor resulta semejante al factor de expansión F_c obtenido en la *tabla 4.9*.

Finalmente al sustituir los valores de la *tabla 4.9* en la ecuación (4.8) se determina la presión máxima de expansión: $p=230.82\text{kPa}$. Se observa que la presión máxima de expansión es igual a la presión inicial más 4.53 veces la resistencia al esfuerzo cortante. Como se comenta anteriormente, este valor concuerda con el resultado obtenido con el método de Tresca. Por lo tanto la presión de expansión que se calcula con el método de Vesic (1972) corresponde a un radio final de expansión de $a=2a_0$.

Radio de la zona plástica.

El radio de la zona plástica está en función del índice de rigidez y del ángulo de fricción interna.

$$\frac{C}{a} = \sqrt{I_r \operatorname{sec} \phi} \quad (4.10)$$

donde $\sqrt{I_r \operatorname{sec} \phi} = 5.85$

Por lo tanto la zona plástica alrededor de la cavidad es 5.85 veces el radio final de expansión. Al despejar el radio final $a=0.30\text{m}$ en la ecuación (4.10) se determina el radio de la zona plástica: $C=1.76\text{m}$. Estos datos también concuerdan con los resultados obtenidos en el método anterior.

De tal modo, para que no exista interacción entre las zonas plásticas de los micropilotes la separación mínima recomendable es de 3.5m.

Distribución del esfuerzo radial en la zona plástica.

En la *figura 4.10* se muestra la distribución del esfuerzo radial a lo largo de la zona plástica. La curva inicia con el esfuerzo máximo de expansión de 230.82kPa y disminuye hasta llegar al esfuerzo inicial de 95.16kPa. En el modelo de Mohr-Coulomb la compresión tiene signo positivo. Vesic (1972) no determina ninguna expresión para calcular el esfuerzo tangencial.

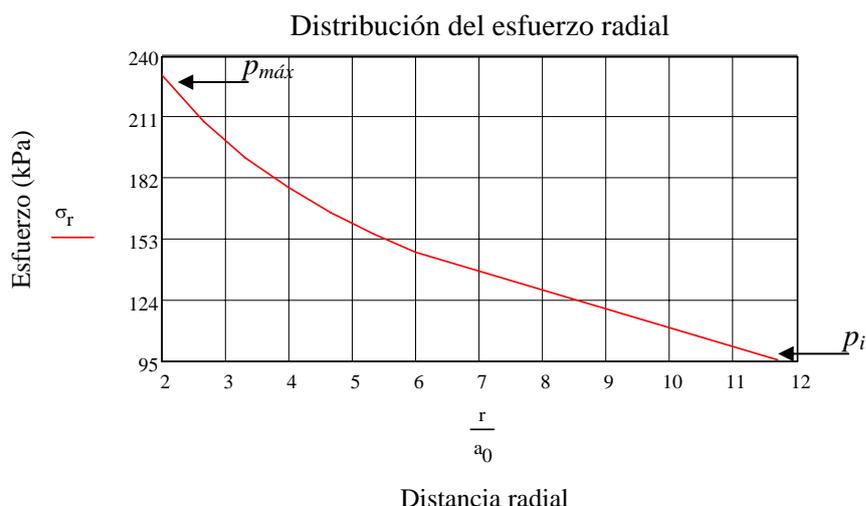


Figura 4.10. Distribución del esfuerzo radial dentro de la zona plástica.

Distribución radial del exceso de presión de poro.

En el capítulo anterior se describe que durante la expansión de una cavidad bajo condiciones no drenadas el exceso de presión de poro se determina en función del parámetro *A* de Skempton (Vesic, 1979). Este coeficiente se mide experimentalmente en pruebas triaxiales no drenadas con medición de presión de poro.

En este capítulo se propone una nueva expresión del parámetro *A* con el que se obtiene un comportamiento acoplado entre las deformaciones y el exceso de presión de poro. Esta ecuación está en función de la magnitud de la deformación y utiliza un modelo hiperbólico para normalizar el parámetro *A* de presión de poro de Skempton (1954).

A continuación se describe brevemente la teoría de Skempton.

Skempton estudió el procedimiento teórico para estimar el exceso de presión de poro que se desarrolla por un cambio rápido en los esfuerzos principales totales. Su teoría se conoce como la *Teoría de los Coeficientes A y B de Presión de poro*. En resumen esta teoría establece que para un suelo saturado el coeficiente *B* es igual a la unidad y el valor del coeficiente *A* se

obtiene experimentalmente de una prueba triaxial del tipo no drenada mediante la ecuación (4.11).

$$A = \frac{\Delta u}{q} \quad (4.11)$$

donde Δu , es el exceso de presión de poro y q , es el esfuerzo desviador.

Skempton (1954) publica algunos valores experimentales de A medidos en el instante de la falla de las siguientes muestras de suelo.

Tabla 4.10. Valores del coeficiente A de la presión de poro.

Tipo de Arcilla	A
Arcillas de alta sensibilidad	$\frac{3}{4}$ a $1\frac{1}{2}$
Arcillas normalmente consolidadas	$\frac{1}{2}$ a 1
Arcillas arenosas compactas	$\frac{1}{4}$ a $\frac{3}{4}$
Arcillas ligeramente preconsolidadas	0 a $\frac{1}{2}$
Gravas arcillosas compactas	$-\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{4}$
Arcillas fuertemente preconsolidadas	$-\frac{1}{2}$ a 0

Debido a que el coeficiente A varía en función de los esfuerzos y las deformaciones se utiliza un modelo hiperbólico con el fin de modelar el comportamiento del suelo y tratar de generalizarlo.

Modelo hiperbólico para determinar el parámetro A de presión de poro de Skempton.

Este modelo ajusta una curva de tipo hiperbólico a una recta. El procedimiento de ajuste se realiza a partir de una curva con geometría semejante a la de la *figura 4.11* de la que se determina la siguiente expresión.

$$A = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad (4.12)$$

donde a y b representan los parámetros del modelo y se evalúan a partir del módulo tangente inicial, M_i ; y del valor máximo del parámetro A de presión de poro, $A_{m\acute{a}x}$.

El módulo tangente inicial se obtiene a partir de la pendiente de la ecuación (4.12).

$$M_t = \frac{d(A)}{d\varepsilon} = \frac{(a + b\varepsilon) - \varepsilon b}{(a + b\varepsilon)^2} = \frac{a}{(a + b\varepsilon)^2} \quad (4.13)$$

Finalmente sustituyendo $\varepsilon = 0$ en la ecuación (4.13) se determina el módulo tangente inicial.

$$M_i = \frac{1}{a} \quad (4.14)$$

El valor máximo del parámetro A se ubica en el punto en donde $\varepsilon \rightarrow \infty$. Sustituyendo este valor en la ecuación (4.12).

$$A_{m\acute{a}x} = \frac{\infty}{\infty} \quad (4.15)$$

Para quitar la indeterminación y encontrar el valor del parámetro b se usa la regla de L'Hôpital.

$$A_{m\acute{a}x} = \frac{1}{b} \quad (4.16)$$

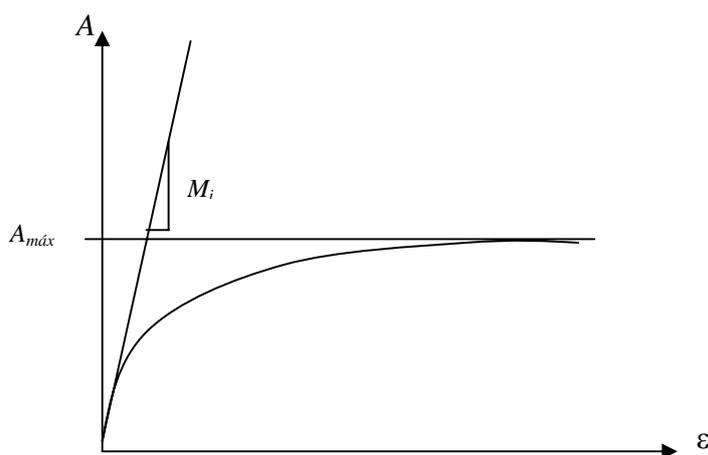


Figura 4.11. Parámetros del modelo hiperbólico.

Sustituyendo las ecuaciones (4.14) y (4.16) en la ecuación (4.12) se define la expresión del parámetro A de presión de poro con base en el modelo hiperbólico.

$$A = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{M_i} + \frac{\varepsilon}{A_{m\acute{a}x}}} \quad (4.17)$$

Los parámetros que aparecen en la ecuación (4.17) son muy importantes por que tienen un significado físico es decir, cuando $M_i \rightarrow 0$ se trata de un material infinitamente rígido (deformación nula) y no existe exceso de presión de poro. Mientras que el valor de $A_{m\acute{a}x}$ es la asíntota del exceso de presión de poro máximo para el cual $\varepsilon \rightarrow \infty$ y corresponde a un material plástico. Por lo tanto el valor del parámetro A de presión de poro se calcula en función de la magnitud de las deformaciones.

Los valores de M_i y de $A_{m\acute{a}x}$ se determinan directamente de la curva de tipo hiperbólico $A-\varepsilon$. Con estos valores se ajusta la curva hiperbólica a una recta a partir de un sistema de ejes transformados, ver *figura 4.12*. Esta gráfica representa una relación lineal entre $\frac{\varepsilon}{A} - \varepsilon$ con el que se modela el comportamiento del valor de A en función de la magnitud de las deformaciones.

Es importante que la curva $A-\varepsilon$ sea análoga a la de la *figura 4.11* es decir, que la curva se aproxime a una hipérbola de lo contrario no se debe usar esta transformación. Por consecuencia, este modelo no se ajusta al comportamiento de arcillas preconsolidadas en donde el exceso de presión de poro presenta un punto máximo y después disminuye. Para mostrar cómo se utiliza este modelo a continuación se determina el exceso de presión de poro máximo que se genera al final de la expansión de la cavidad.

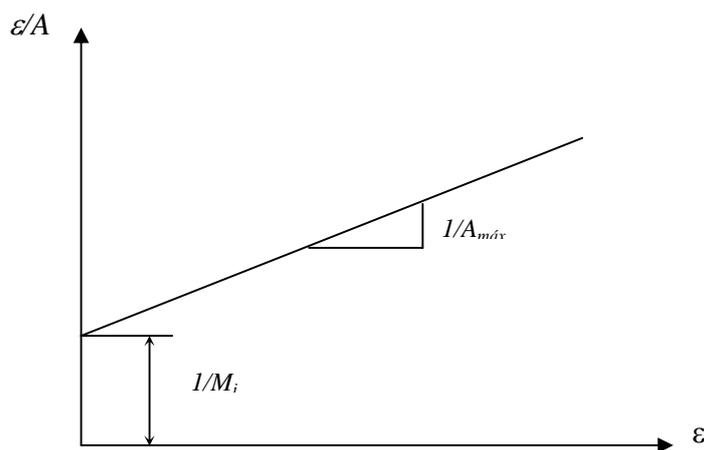


Figura 4.12. Curva $A-\varepsilon$ en ejes transformados.

En la *figura 4.13* se muestran las curvas del esfuerzo desviador y del exceso de presión de poro de una muestra inalterada de arcilla normalmente consolidada, típica de la ciudad de México (Giraldo, 1996). Ambas curvas se aproximan a una curva hiperbólica.

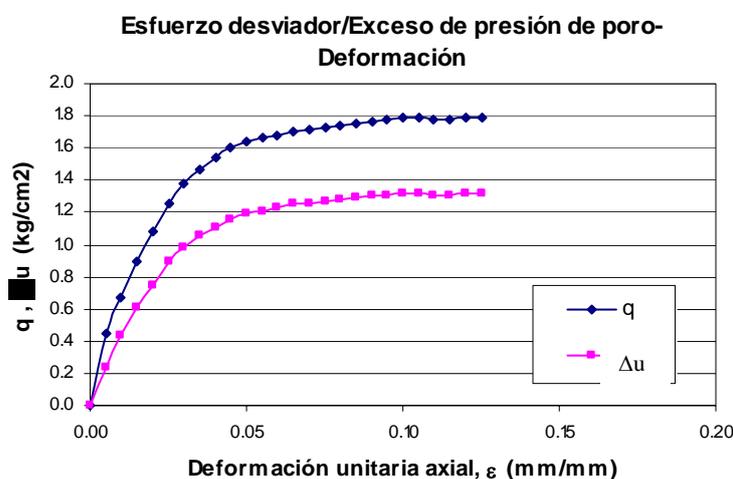


Figura 4.13. Curvas del esfuerzo desviador y del exceso de presión de poro.

Con los datos anteriores y la ecuación (4.11) se grafica en la *figura 4.14* la variación del parámetro A -experimental. En esta figura se observa que la variación del parámetro A -experimental se ajusta a una curva hiperbólica denominada A -hiperbólica.

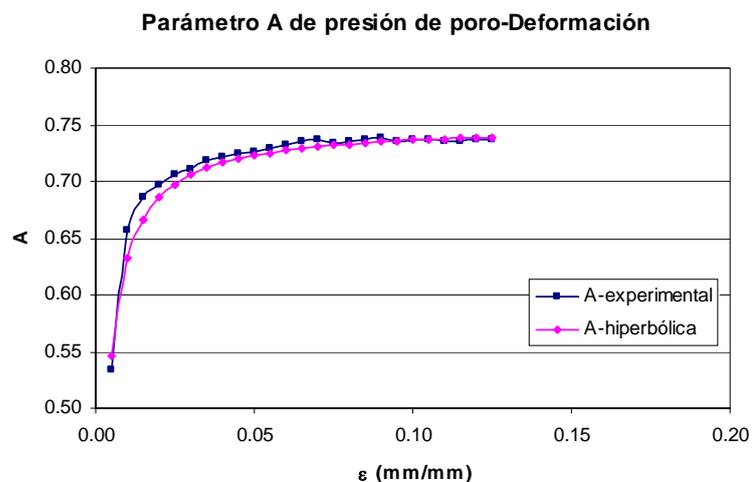


Figura 4.14. Parámetro A de presión de poro-deformación.

En la *figura 4.15* se realiza la transformación de ejes y se determinan los parámetros del modelo hiperbólico tal y como se explicó anteriormente.

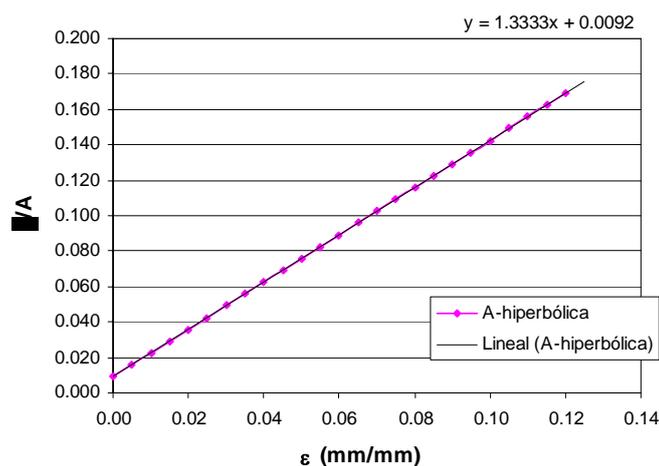


Figura 4.15. Curva A-ε en ejes transformados.

De la *figura 4.12* y del ajuste lineal en la *figura 4.15* se determinan los datos que se usan en el modelo hiperbólico. En la *tabla 4.11* se muestran dichos valores.

Tabla 4.11. Valores del modelo hiperbólico.

$1/M_i$	$1/A_{máx}$
0.0092	1.3333

Con estos datos se determina el parámetro A de presión de poro en función de la deformación. Las deformaciones que se manejan en la teoría de expansión de cavidades son para un estado de deformación plástica. De la *figura 4.13* se observa que la deformación plástica se presenta a partir del 5% de la deformación unitaria. Por lo tanto para esta magnitud de deformación el

valor del parámetro *A-hiperbólico* de presión de poro se determina con los valores de la *tabla 4.11* y la ecuación (4.17).

$$A = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{M_i} + \frac{\varepsilon}{A_{m\acute{a}x}}} = 1.02$$

Esta magnitud del parámetro *A-hiperbólico* de presión de poro está en función de la deformación y de los parámetros obtenidos con el modelo hiperbólico.

Se observa que el parámetro *A-hiperbólico* es mayor a la unidad. En la *tabla 4.10* se advierte que la magnitud de $A=1.02$ corresponde a una arcilla de alta sensibilidad. Hay que recordar que las arcillas de la ciudad de México son arcillas sensitivas. Juárez Badillo (1992) comenta que en el caso de arcillas de alta sensibilidad, la degradación de la estructura bajo deformación hace que se desarrollen presiones neutrales altas e inclusive mayores que el esfuerzo desviador aplicado, por lo que A es cercano a uno o mayor a uno. Por lo tanto el valor de *A-hiperbólico* = 1.02 que se determina en este trabajo se considera correcto.

Por consiguiente, con la ecuación (4.17) y con la expresión de la presión de poro de Henkel, descrita en el Capítulo 3, se define la siguiente ecuación general.

$$R = 0.707 \left[3 \left(\frac{\varepsilon}{\frac{1}{M_i} + \frac{\varepsilon}{A_{m\acute{a}x}}} \right) - 1 \right] \quad (4.18)$$

Con esta ecuación se determina la distribución radial del exceso de presión de poro y su magnitud máxima en la pared de la cavidad.

Distribución radial del exceso de presión de poro.

El exceso de presión de poro que se genera por la presión final de expansión se calcula al sustituir la ecuación (4.18) en la ecuación (4.19).

$$\Delta u = \left[0.817R + 2 \ln \left(\frac{C}{r} \right) \right] c_u \quad (4.19)$$

Por consiguiente, la distribución radial del exceso de presión de poro en una arcilla saturada se calcula con la expresión (4.20).

$$\Delta u = \left[1.73 \left(\frac{\varepsilon}{\frac{1}{M_i} + \frac{\varepsilon}{A_{m\acute{a}x}}} \right) - 0.577 + 2 \ln \left(\frac{C}{r} \right) \right] c_u \quad (4.20)$$

donde r , es la distancia radial de la cavidad expandida; C , es la distancia radial de la zona plástica; c_u , es la resistencia cortante no drenada; $1/M_i$ y $\varepsilon/A_{m\acute{a}x}$, son parámetros que se obtienen del modelo hiperbólico.

El exceso de presión de poro máximo en la pared de la cavidad expandida se determina con los valores de la *tabla 4.11* y con los siguientes datos: $r=0.30\text{m}$, $C=1.76\text{m}$, $c_u=38.4\text{kPa}$, $\varepsilon=0.05\text{mm/mm}$.

Por lo tanto, el exceso de presión de poro máximo calculado es de $\Delta u=181.38\text{kPa}$. Con este valor se obtiene la distribución radial del exceso de presión de poro a lo largo de la zona plástica, ver *figura 4.16*.

La ecuación (4.20) se ajusta a un modelo hiperbólico. De tal forma que el exceso de presión de poro de la *figura 4.16* corresponde a una arcilla normalmente consolidada. Para arcillas preconsolidadas se requieren realizar otras consideraciones con el objeto de definir una expresión que represente el comportamiento del exceso de presión de poro en estos suelos.

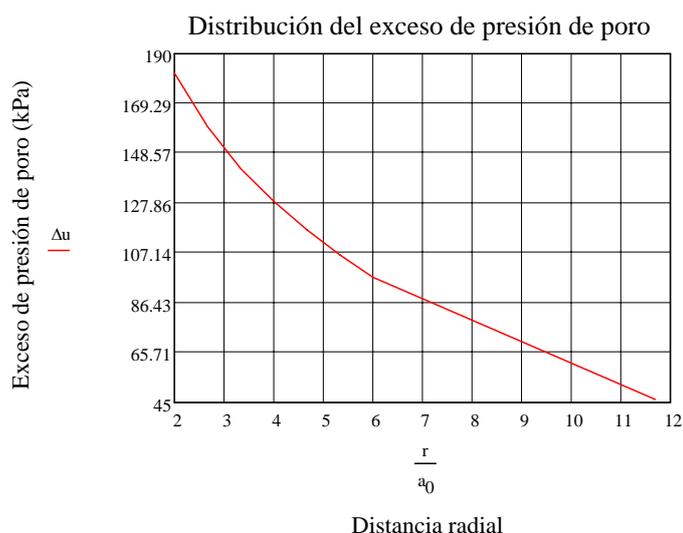


Figura 4.16. Distribución radial del exceso de presión de poro.

Como comentario final a esta sección, en México se han realizado investigaciones análogas a las de Skempton para estimar el exceso de presión de poro que se genera en un espécimen dentro de una cámara triaxial. Juárez Badillo (1967) desarrolló una teoría para estimar el exceso de presión de poro por medio de dos parámetros que denominó α y β . A esta teoría la nombró *Teoría de los coeficientes α y β* , y está en función de los esfuerzos normal y tangencial octaédrico. A continuación se hace una breve exposición de esta teoría.

La teoría de los coeficientes α y β determina el exceso de presión de poro que se desarrolla en una muestra de arcilla saturada y normalmente consolidada bajo un esfuerzo de confinamiento isotrópico. El incremento de la presión de poro se constituye por dos partes: la primera parte

se atribuye al incremento de la presión normal octaédrica, mientras que la segunda parte corresponde al esfuerzo de confinamiento isotrópico que actúa en la estructura sólida de la muestra y que se deforma por los esfuerzos cortantes. Debido a esto, parte de la carga que soporta la estructura sólida de la muestra se transfiere al agua. No obstante, conforme el esfuerzo cortante aumenta se incrementa la carga que soporta el agua, de tal manera que en la falla una parte de este esfuerzo es transferido al agua mediante el parámetro alfa, α . Por lo que el exceso de presión de poro en el momento de la falla se define como.

$$\Delta u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3} + \alpha \sigma_c \quad (4.21)$$

donde $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3}$, es el incremento del esfuerzo axial vertical y $\alpha \sigma_c$, es la transferencia de esfuerzo de la parte sólida al agua. El valor de alfa se considera menor que uno.

Esta teoría también determina una expresión para determinar el exceso de presión de poro para cualquier instante durante el proceso de carga.

$$\Delta u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3} + \alpha \sigma_c y \quad (4.22)$$

donde y , es una función correctora llamada función de sensibilidad. Sus valores oscilan entre 0, al inicio de la prueba y 1, en el instante de la falla. La función de sensibilidad se expresa como.

$$y = \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^\beta \quad (4.23)$$

donde τ , es el esfuerzo cortante octaédrico en cualquier instante antes de la falla; τ_f , es el esfuerzo cortante octaédrico en la falla y β , es un coeficiente que depende de las características físicas del material.

Al sustituir la ecuación (4.23) en la (4.22) se define la expresión con la que se calcula el exceso de presión de poro en arcillas normalmente consolidadas para cualquier instante antes de la falla.

$$\Delta u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3} + \alpha \sigma_c \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^\beta \quad (4.24)$$

Para determinar los parámetros α y β se requiere realizar una prueba triaxial del tipo consolidada no drenada con medición de presión de poro. El parámetro α se determina de la ecuación (4.21) y el parámetro β de la ecuación (4.24). Sin embargo la obtención de este último parámetro no resulta tan sencillo debido a que el valor de la función de sensibilidad se desconoce para un momento anterior a la falla.

4.1.4. Consolidación del suelo alrededor de una cavidad cilíndrica expandida.

En el inciso anterior se calcula la distribución del exceso de presión de poro que se genera por la expansión de una cavidad cilíndrica. En esta sección se determina el tiempo de consolidación que ocurre en el suelo alrededor de la cavidad expandida cuando el exceso de presión de poro comienza a disiparse dentro de la zona plástica.

Para predecir la disipación del exceso de presión de poro se requiere conocer su distribución inicial dentro de la zona plástica y el coeficiente de consolidación horizontal, C_h .

Los métodos analíticos que estudian la consolidación radial involucran en una u otra forma las suposiciones básicas propuestas en la teoría de consolidación de Terzaghi. Sin embargo, se requieren hacer algunas suposiciones complementarias, la más importante es aquella en donde se considera que el exceso de presión de poro, en una arcilla saturada normalmente consolidada, es proporcional al esfuerzo radial impuesto por la presión de inyección, ya que la compresibilidad del agua es prácticamente nula comparada con la compresibilidad de la estructura de arcilla. En la *figura 4.7* se comprueba la validez de esta suposición. Otra suposición que también se considera en este análisis es que los esfuerzos radiales son esfuerzos principales.

Se ha comprobado que durante el proceso de consolidación radial se incrementa la capacidad de carga de un micropilote. Este fenómeno es un efecto parcial que ocurre en el sistema agua-suelo donde el exceso de presión de poro se disipa radialmente hacia fuera desde la pared del micropilote. Cuando el micropilote es muy largo la disipación se desarrolla principalmente en sentido horizontal; sin embargo, en la zona cercana a la cabeza y a la punta; existe un flujo de agua en sentido vertical (Yu, 2000).

Como consecuencia de lo anterior en este trabajo se considera un modelo en donde no se toma en cuenta la cabeza y la punta del micropilote, por lo que el problema se idealiza como un cilindro rodeado por una distribución simétrica del exceso de presión de poro. Por otro lado, se supone un micropilote impermeable por lo que la disipación del exceso de presión de poro se genera únicamente en sentido radial hacia fuera de éste. También se considera que la capacidad de carga es máxima cuando el exceso de presión de poro es nulo.

A continuación se analizan los tiempos de consolidación con base en los modelos descritos en el Capítulo 3.

Modelo elástico.

El tiempo de consolidación de la zona plástica en un medio elástico se determina con la siguiente ecuación (Randolph, 1979).

$$t = \frac{C^2 T}{C_h} \quad (4.25)$$

donde T , es el factor tiempo y está en función del grado de consolidación; C_h , es el coeficiente de consolidación horizontal y C , es el radio de la zona plástica.

Soderberg (1962) estima que el coeficiente de consolidación horizontal varía entre 10^{-1} y 10^{-4} cm^2/s . Para la arcilla de la ciudad de México este parámetro es igual a $0.001\text{cm}^2/\text{s}$ y se determinó a partir de pruebas de piezocono (Ovando, 1995).

Para calcular el factor tiempo T se entra con el valor de $\frac{\Delta u_{m\acute{a}x}}{c_u}$ en el eje de las ordenadas de la figura 3.7 del Capítulo 3 y se determinan los coeficientes de T_{50} y T_{90} . Según los análisis anteriores el exceso de presión de poro máximo es de 124.98kPa con el criterio de Tesca. Con este dato se determina $\frac{\Delta u_{m\acute{a}x}}{c_u} = 3.25$ con el que se obtiene el factor tiempo: $T_{50}=0.60$ y $T_{90}=10$

Finalmente, con el factor tiempo T_{50} y T_{90} , con el radio de la zona plástica de $C=1.53\text{m}$ que se obtiene con el criterio de Tresca y con el coeficiente de consolidación horizontal de la arcilla de la ciudad de México se calcula el tiempo de consolidación de la zona plástica para un grado de consolidación del 50 y 90%.

$$t_{50}=162\text{días y } t_{90}=2,709\text{días}$$

Modelo elasto-plástico.

Sin embargo, como se comenta en el Capítulo 3 la zona plástica es una zona de fluencia en donde el modelo elasto-plástico es más realista. Por lo que el factor tiempo se determina con la siguiente relación (Randolph, 1979).

$$T^* = \frac{kc_u t}{\gamma_w C^2} \quad (4.26)$$

donde k , es la permeabilidad; c_u , es la resistencia cortante no drenada; t , es el tiempo de consolidación; γ_w , es el peso unitario del agua y C es el radio de la zona plástica.

Las arcillas del valle de México tienen una permeabilidad igual a $1\text{E-}03\text{m}/\text{día}$.

Para un grado de consolidación del 50 y 90% el factor tiempo es de: $T^*=0.21$ y $T^*=1.12$. Estos factores son análogos a los que se obtienen con la teoría de Terzaghi. Por lo que el tiempo de consolidación para el radio de la zona plástica de $C=1.53\text{m}$ es:

$$t_{50}=128\text{días y } t_{90}=682\text{días}$$

Si se realiza el mismo ejemplo pero ahora con los valores del factor tiempo de la teoría de Terzaghi para los mismos grados de consolidación de 50 y 90% de $T_{50}=0.18$ y $T_{90}=0.85$.

$$t_{50}=109\text{días y } t_{90}=518\text{días}$$

Se observa que el tiempo de consolidación es un poco menor en comparación con la teoría de Randolph. Sin embargo se considera que los tiempos calculados con la teoría de Randolph son correctos debido a que el coeficiente de consolidación y el factor tiempo corresponden a un flujo horizontal y no reflejan la presencia de fisuras o microfisuras en la estructura de arcilla.

4.1.5. Contracción de cavidades cilíndricas.

Otro fenómeno que también afecta el comportamiento axial de los micropilotes es la disminución de los esfuerzos radiales que se generan cerca de la pared de la perforación como consecuencia de la excavación del micropilote. La disminución de estos esfuerzos provoca la contracción de la cavidad y altera el estado de esfuerzos inicial del suelo.

Como se comenta en el Capítulo 1 el fenómeno de relajación es un proceso que también debe considerarse en el diseño del micropilote. Para conocer la magnitud de esta relajación se utiliza en esta tesis la teoría de contracción de cavidades cilíndricas descrita en el Capítulo 3.

Al igual que en el problema de expansión de cavidades se asume un medio infinito y homogéneo el cual inicialmente se encuentra en un estado de esfuerzos isotrópico en donde no existe variación del esfuerzo normal en el plano horizontal y los desplazamientos en el medio son exclusivamente radiales. Nuevamente las condiciones de axisimetría y de deformación plana son validas para analizar este problema.

Los parámetros mecánicos que se usan en estos ejemplos son los mismos de la *tabla 4.1* y se considera que son representativos de la arcilla del valle de México. La muestra inalterada se obtuvo de un predio ubicado en la colonia Roma en la ciudad de México (Giraldo, 1996).

CRITERIO DE TRESCA.

Este modelo considera un medio elasto-plástico perfecto infinito pero además, para el problema de contracción de cavidades, se considera al medio en un estado de tensión. En este modelo el signo positivo representa tensión y el negativo compresión, por lo que ahora el esfuerzo radial actúa en tensión.

Según lo descrito en el Capítulo 3, durante la condición inicial la cavidad tiene un radio inicial, a_0 ; y una presión igual al estado inicial de esfuerzos en el sitio, p_0 . Estos datos se muestran en la tabla siguiente.

Tabla 4.12. Radio inicial y esfuerzo inicial.

a_0 (m)	p_0 (kPa)
0.15	56.76

A partir de esta condición la cavidad se contrae un radio final, a_c ; con una presión de contracción, p_{cont} . Durante esta contracción se forma una zona plástica, C_{cont} ; que se genera lentamente. En ningún momento existen cambios en la presión de poro.

Presión de contracción inicial.

A partir de la ecuación (4.27) se determina la presión de contracción inicial en la pared de la cavidad.

$$p_{cont(0)} = c_u - p_0 \quad (4.27)$$

donde p_0 , es el estado inicial de esfuerzos en el sitio y c_u , es la resistencia cortante no drenada.

Por lo tanto la magnitud de la presión de contracción inicial se determina como: $p_{cont(0)}=18.36\text{kPa}$. A partir de esta presión aparece la zona plástica C_{cont} alrededor de la cavidad.

Con el fin de determinar el radio de la zona plástica se calcula el desplazamiento de la pared de la cavidad para presiones de contracción mayores a la presión de contracción inicial. A continuación se describe el procedimiento con el que se determina el desplazamiento de la pared de la cavidad.

Desplazamiento en la pared de la cavidad.

El desplazamiento de la pared de la cavidad se determina con la ecuación (4.28). Se considera que se generan deformaciones pequeñas en la zona plástica.

$$\eta = a_0 \left\{ -\frac{c_u}{2G} \exp \left[\frac{p_{cont} + p_0}{c_u} - 1 \right] \right\} \quad (4.28)$$

donde η , es el desplazamiento; c_u , es la resistencia cortante no drenada; G , es el módulo cortante; p_{cont} , es la presión de contracción; p_0 , es el estado inicial de esfuerzos en el sitio y a_0 , es el radio inicial de la cavidad.

Para determinar el desplazamiento de la cavidad se utiliza una presión de contracción máxima de $p_{cont}=55.10\text{kPa}$. De tal modo que el radio de la cavidad contraída se determina en $a_c=0.13\text{m}$. El desplazamiento de contracción es reducido debido a que las soluciones analíticas descritas en el Capítulo 3 son para deformaciones pequeñas (Yu, 2000).

De la *tabla 4.12* se observa que el estado inicial de esfuerzos en el sitio es de 56.76kPa por tanto la presión de contracción neta resulta en 1.66kPa . Las arcillas de la ciudad de México tienen un peso volumétrico aproximado de 17kN/m^3 , por consecuencia la magnitud de la presión de contracción neta se ubica a una profundidad de entre 1 y 3m. El radio de la cavidad contraída que se determina en el párrafo anterior corresponde a esta profundidad. Sin embargo, se considera que para profundidades mayores el radio de contracción también es mayor.

Una vez que se determina el desplazamiento de la pared de la cavidad se calcula el radio de la zona plástica.

Radio de la zona plástica.

Con el radio de la cavidad contraída y con la presión de contracción anterior se calcula el radio de la zona plástica.

$$C_{cont} = a_c \exp \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{p_{cont} + p_0}{c_u} - 1 \right) \right\} \quad (4.29)$$

donde a_c , es el radio de la cavidad contraída; p_{cont} , es la presión de contracción; p_0 , es el estado inicial de esfuerzos en el sitio y c_u , es la resistencia cortante no drenada.

Por lo tanto, el radio de la zona plástica se determina en $C_{cont}=0.35m$. La zona que resulta remodelada es de 22cm. Esta distancia se mide desde la pared de la cavidad contraída.

La zona que resulta remodelada no sólo afecta el comportamiento axial de un micropilote. También puede alterar los resultados de pruebas de campo en donde se ejecuta una perforación previa, como por ejemplo la prueba de sonda suspendida. En esta prueba es posible que las ondas de compresión y de cortante que viajan a través del suelo lo hagan en un medio remodelado.

Esfuerzo radial y tangencial medidos en la interfaz plástica.

Conforme la cavidad se va contrayendo se generan esfuerzos radiales y tangenciales en la pared de la cavidad. Estos esfuerzos se calculan con las ecuaciones (4.30) y (4.31). Los resultados se grafican en la *figura 4.17* y se tabulan en la *tabla 4.13*. Los esfuerzos de compresión tienen signo negativo y los de tensión signo positivo.

$$\sigma_r = -p_0 + c_u \left[1 + 2 \ln \left(\frac{C_{cont}}{r} \right) \right] \quad (4.30)$$

$$\sigma_\theta = -p_0 - c_u \left[1 - 2 \ln \left(\frac{C_{cont}}{r} \right) \right] \quad (4.31)$$

donde r , es la distancia radial a un punto cualquiera y las demás literales tienen el mismo significado.

En la *tabla 4.13* se muestran los valores del esfuerzo radial y tangencial en función de la cavidad contraída. Se aprecia que el esfuerzo radial inicia con un esfuerzo de tensión de 13.33kPa, en lugar del esfuerzo de compresión de -95.16kPa correspondiente al problema de expansión de cavidades, ver *tabla 4.3*. De igual forma, el esfuerzo tangencial inicia con un esfuerzo de compresión de -63.46kPa, diferente al esfuerzo de 18.63kPa que se presenta en el problema de expansión de cavidades. Como se comenta en el párrafo anterior, en el problema de contracción de cavidades los esfuerzos de compresión tienen signo negativo y los de tensión signo positivo. De modo que ahora el esfuerzo radial actúa a tensión y el esfuerzo tangencial a compresión. Por esta causa las magnitudes iniciales del esfuerzo radial y

tangencial son semejantes pero inversas a las utilizadas en el ejemplo de expansión de cavidades.

Tabla 4.13. Esfuerzo radial y tangencial en la pared de la cavidad.

a_c (m)	σ_r (kPa)	σ_θ (kPa)	a_c (m)	σ_r (kPa)	σ_θ (kPa)
0.144	13.33	-63.46	0.139	40.58	-36.21
0.143	19.98	-56.81	0.137	47.74	-29.05
0.142	26.73	-50.06	0.135	55.10	-21.69
0.141	33.59	-43.20			

En la *figura 4.17* se observa en el eje de las ordenadas la magnitud del esfuerzo radial (línea continua) y tangencial (línea discontinua) en kilo Pascales, y en el eje de las abscisas el radio de la cavidad contraída normalizada con respecto al radio inicial de la cavidad. En este mismo eje la contracción de la cavidad va de izquierda a derecha.

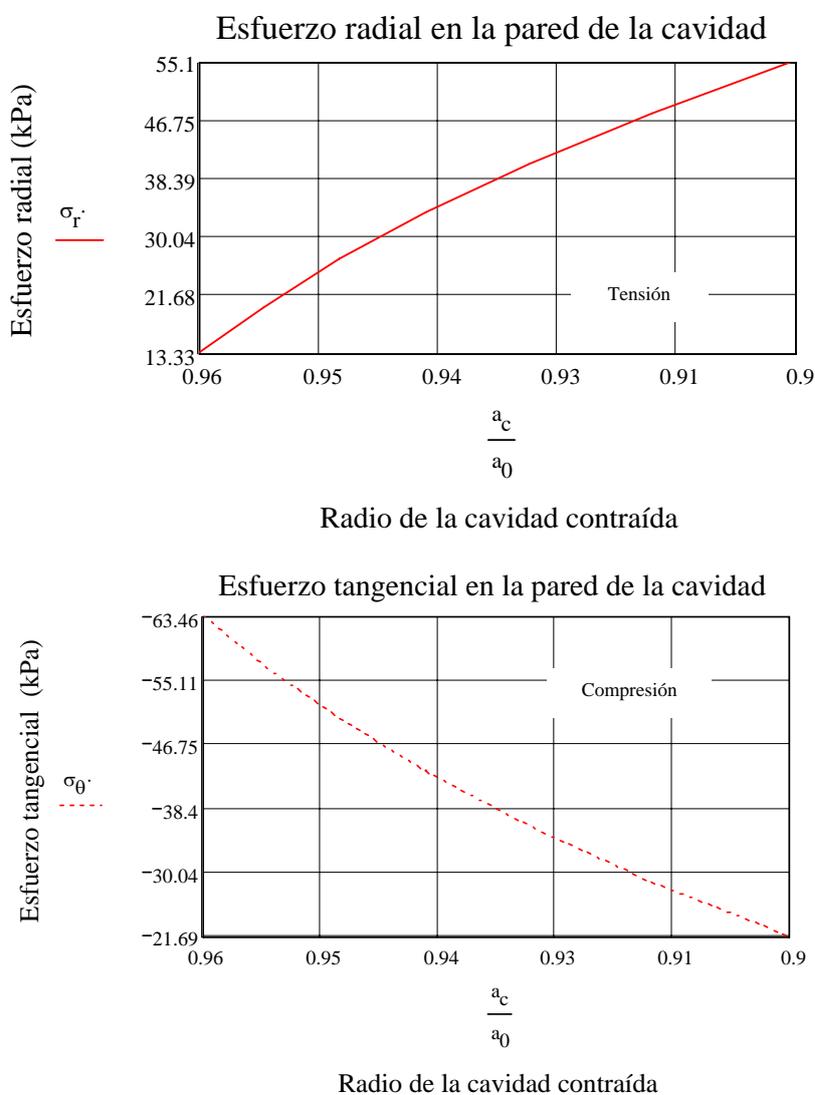


Figura 4.17. Magnitud del esfuerzo radial y tangencial en la pared de la cavidad.

Se observa que conforme la cavidad se contrae la magnitud del esfuerzo radial a tensión aumenta y el tangencial a compresión disminuye es decir, este último pierde confinamiento por la acción del esfuerzo radial que actúa a tensión.

Distribución del esfuerzo radial y tangencial en la zona plástica.

La distribución del esfuerzo radial y tangencial en la zona plástica se determina de igual forma con las ecuaciones (4.30) y (4.31). Sin embargo, con el fin de obtener esta distribución se iguala la distancia radial (r) con diferentes magnitudes que van desde el radio de la cavidad contraída, $a_c=0.13\text{m}$; hasta la distancia radial de la zona plástica, $C_{coml}=0.35\text{m}$.

En la *figura 4.18* se grafica la distribución del esfuerzo radial (línea continua) y tangencial (línea discontinua) dentro de la zona plástica. La gráfica muestra que conforme la distancia radial se aleja de la pared de la cavidad contraída ($r/a_c=1.18$) y se acerca a la interfaz elasto-plástica ($r/a_c=1$) el esfuerzo radial se aproxima al valor del esfuerzo inicial, ver *tabla 4.14*.

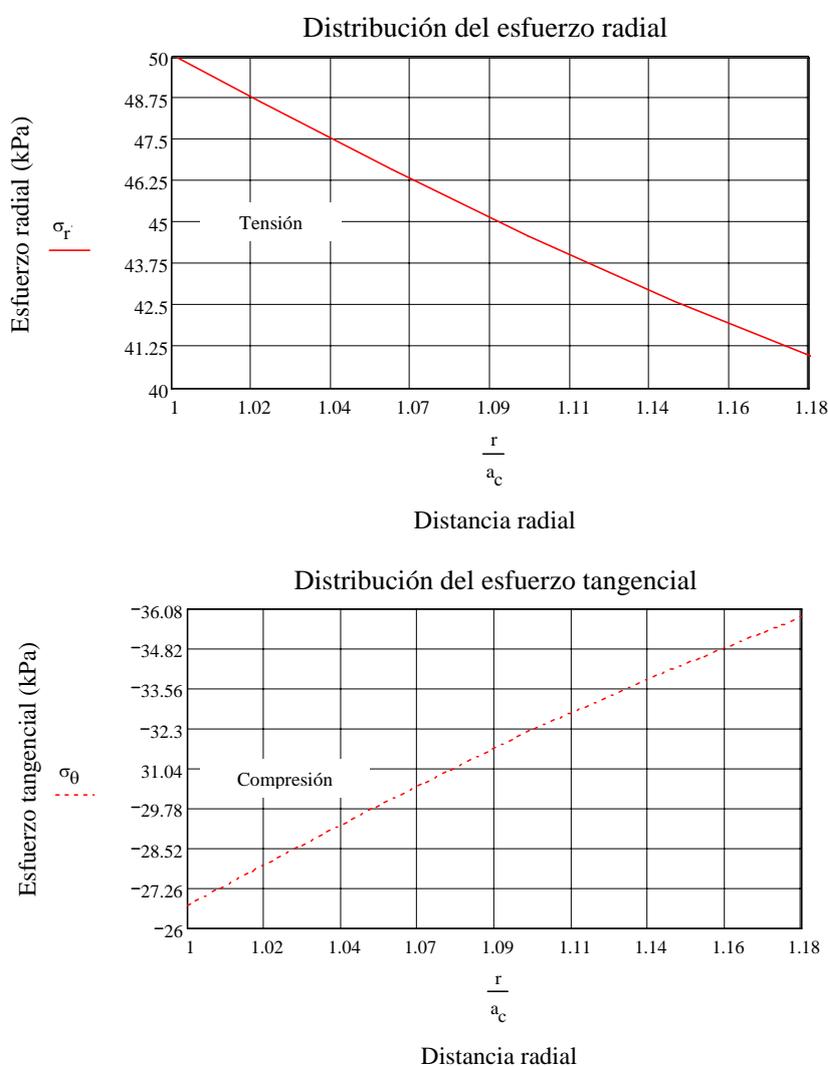


Figura 4.18. Distribución del esfuerzo radial y tangencial en la zona plástica.

Tabla 4.14. Distribución del esfuerzo radial y tangencial.

r/a_c	σ_r (kPa)	σ_θ (kPa)	r/a_c	σ_r (kPa)	σ_θ (kPa)
1.00	50.07	-26.72	1.10	44.58	-32.21
1.02	48.65	-28.15	1.14	42.62	-34.17
1.06	46.58	-30.21	1.18	40.71	-36.08

En la siguiente sección se utilizan modelos numéricos para estudiar el problema de expansión de cavidades. Se describen sus características geométricas y se presenta la distribución del exceso de presión de poro y del esfuerzo radial y tangencial. Estos comportamientos se determinan a partir de dos modelos diferentes: el primero se basa en condiciones de deformación plana y el segundo en condiciones realmente tridimensionales.

4.2. Modelos numéricos.

Los modelos numéricos que se usan en esta tesis se desarrollan con el programa FLAC 3D a partir de una serie de comandos con los que se genera la malla, se especifica el radio de la cavidad, se define el modelo constitutivo del material y se aplica un esfuerzo de compresión para provocar la expansión de la cavidad.

4.2.1. Modelo numérico de deformación plana.

En este apartado se estudia la expansión de una cavidad cilíndrica en un medio infinito y se analizan los incrementos de la presión de poro y de los esfuerzos internos. De igual manera se analiza el comportamiento axial de un micropilote inyectado y los cambios que éste ocasiona alrededor del suelo.

Con objeto de comparar los resultados numéricos con los analíticos, el radio final de la cavidad se expande hasta el doble de la cavidad inicial, $a=2a_0$. La expansión de la cavidad se genera bajo condiciones no drenadas y el criterio de falla corresponde al modelo constitutivo tipo Cam-clay modificado descrito en el capítulo anterior.

Modelo constitutivo y parámetros mecánicos.

Las propiedades que se utilizan en el análisis numérico se presentan en la *tabla 4.15* y corresponden a los parámetros del modelo constitutivo Cam-clay modificado. Este modelo relaciona la falla de un suelo con el patrón de esfuerzos. La trayectoria de esfuerzos se representa en una gráfica que muestra la relación entre el esfuerzo efectivo medio (p') y el esfuerzo desviador (q). El modelo Cam-clay modificado proporciona una herramienta conveniente para estudiar los cambios de esfuerzo dentro de una masa de suelo causados por una condición de carga. Estas características se utilizan para modelar el problema de expansión de cavidades cilíndricas.

Los parámetros de la *tabla 4.15* se obtuvieron de una muestra inalterada de arcilla típica de la ciudad de México correspondiente a la formación arcillosa superior (Giraldo, 1996). Se considera un suelo normalmente consolidado ($OCR=1$) con esfuerzos efectivos en el sitio de $\sigma'_2 = \sigma'_3 = 33.98 \text{ kPa}$ y $\sigma'_1 = 61.36 \text{ kPa}$, y un exceso de presión inicial de $\Delta u = 0$.

Tabla 4.15. Propiedades en el modelo Cam-clay.

Muestra	Prof.	OCR	p'_c	G_w	w	wL	wP	PI
No.	(m)	-----	(kN/m ²)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
M-01	4.0-4.6	1.00	47.88	92.75	254.26	262.90	100.14	162.76
c_u	E_s	ν	G	M	λ	κ	N	ϕ'
(kN/m ²)	(kN/m ²)	-----	(kN/m ²)	-----	-----	-----	-----	(°)
38.40	3,942	0.50	1,314	1.91	1.55	0.58	5.30	46.41

Donde p'_c , es la presión de consolidación; M , es la pendiente de la línea del estado crítico en el plano $p'-q$; λ , es la pendiente de la línea de consolidación isotrópica en el plano $e-\ln p'$; κ , es la pendiente de la línea de descarga en el plano $e-\ln p'$; N , es el volumen específico en la línea de consolidación virgen y las demás literales tienen el mismo significado que en la *tabla 4.1*.

Características geométricas.

El modelo geométrico se basa en un análisis de deformación plana en donde el medio se considera homogéneo e infinito. El modelo se constituye solamente por la décima parte de un cuadrante tipo rebanada de pastel, ver *figura 4.19*. La longitud y la altura de la malla están en función del radio inicial de la cavidad: $L/a_0=200$ y $h/a_0=1$; donde L , es la longitud de la malla; h , es la altura y a_0 , es el radio inicial de la cavidad. Al igual que en los ejemplos analíticos el radio inicial de la cavidad es de 0.15m.

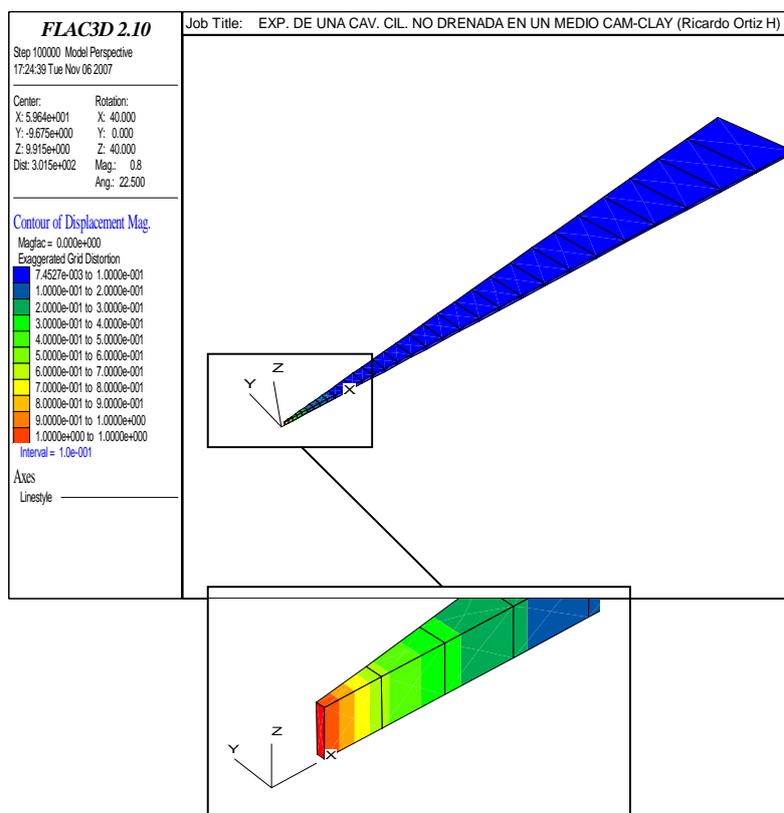


Figura 4.19. Modelo geométrico.

Para establecer las condiciones iniciales se genera un esfuerzo de confinamiento bajo condiciones hidrostáticas de 33.98kPa. Los valores del esfuerzo medio y del esfuerzo desviador son: $p' = 43.11\text{kPa}$ y $q = 27.38\text{kPa}$, respectivamente.

La expansión de la cavidad se genera en la interfaz plástica con una velocidad de compresión de $1.0\text{E-}5$ para un total de 100,000 ciclos. De modo que la cavidad se expande hasta el doble de su radio inicial, $a = 2a_0$.

Resultados.

Esfuerzo desviador.

La evolución del esfuerzo desviador en la pared de la cavidad durante la expansión de ésta se grafica en la *figura 4.20*. El eje de las ordenadas corresponde al esfuerzo desviador normalizado con la resistencia no drenada (q/c_u) y en el eje de las abscisas se tiene el radio de la cavidad expandida normalizado con el radio inicial (a/a_0).

En esta figura se observan tres zonas, la primera es un comportamiento elástico lineal con pendiente muy pronunciada y se genera hasta una expansión del radio de la cavidad igual a $1.05a_0 = 0.158\text{m}$, la segunda zona corresponde a un comportamiento elasto-plástico con una expansión del radio de la cavidad de entre $1.05a_0$ y $1.30a_0$, es decir de 0.158m hasta 0.195m . La última zona es enteramente plástica y se desarrolla hasta llegar a la expansión máxima de la cavidad, $2.0a_0 = 0.30\text{m}$. De igual manera en la *figura 4.20* se observa que el esfuerzo desviador máximo es de $q_{cr} = 0.489c_u = 18.78\text{kPa}$.

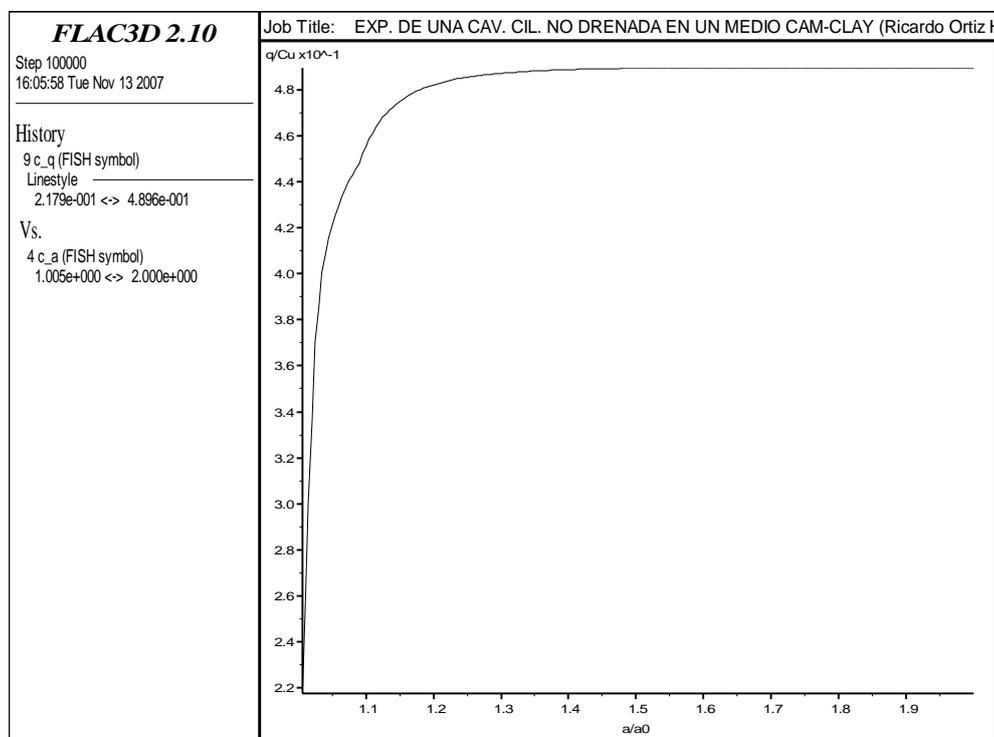


Figura 4.20. Esfuerzo desviador en la pared de la cavidad.

Para validar el modelo numérico se compara el valor del esfuerzo desviador máximo anterior con la magnitud del esfuerzo desviador en la falla que se obtiene en forma analítica con la ecuación (4.32). Esta ecuación se describe en el Capítulo 3.

$$q_{cr} = Mp'_0 \left(\frac{2}{R} \right)^{\Lambda} \quad (4.32)$$

donde $R = \frac{p'_c}{p'}$, p'_c es la presión de preconsolidación inicial; p' , es el esfuerzo efectivo medio inicial; $M = \frac{6 \text{sen} \phi'}{3 - \text{sen} \phi'}$ y $\Lambda = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda}$.

Sustituyendo los datos de la *tabla 4.15* en la ecuación anterior se obtiene el esfuerzo desviador en la falla, $q_{cr}=18.16\text{kPa}$. Se observa que este valor concuerda con el de la *figura 4.20* por lo que la malla y el modelo geométrico son válidos.

Esfuerzo radial y exceso de presión de poro.

En la *figura 4.21* se grafica la magnitud del esfuerzo radial y el exceso de presión de poro que se desarrolla en la pared de la cavidad cuando ésta se expande, ambas se normalizan con la resistencia al esfuerzo cortante no drenada.

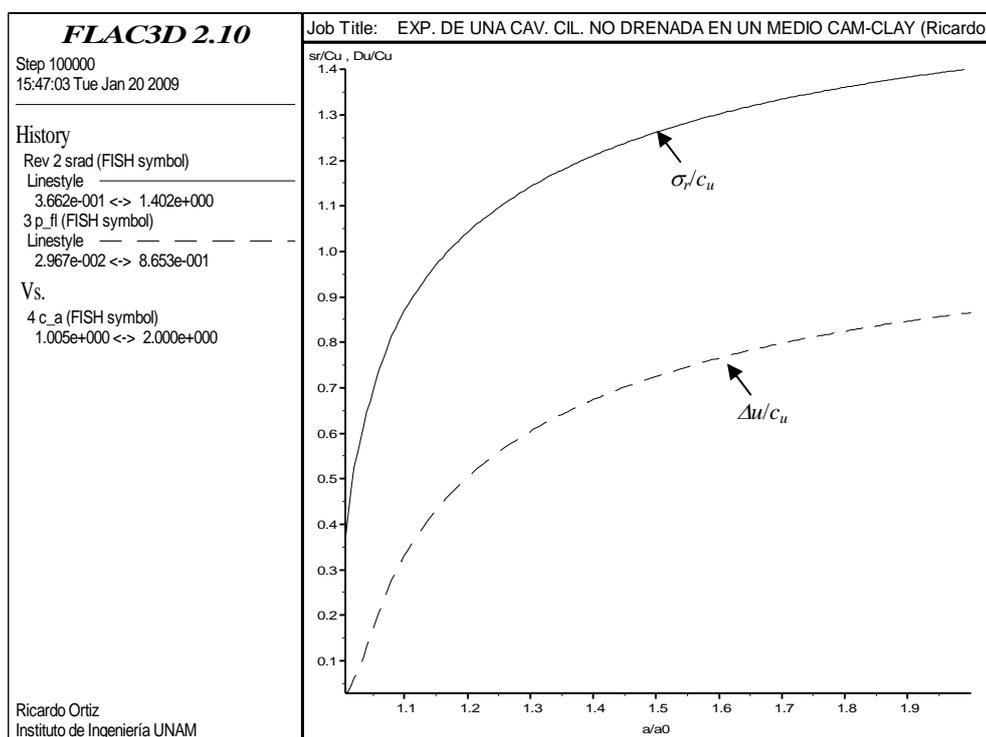


Figura 4.21. Esfuerzo radial y exceso de presión de poro en la pared de la cavidad.

Se observa que el exceso de presión de poro inicia en cero, es decir la condición inicial es hidrostática. El exceso de presión de poro se genera en cuanto comienza la expansión de la cavidad. Por otro lado la magnitud inicial del esfuerzo radial es igual a los esfuerzos iniciales en el sitio, por consiguiente el esfuerzo de compresión necesario para empezar la expansión de la pared de la cavidad resulta igual a $\sigma_r=0.36c_u$; que corresponde al valor de p' .

Distribución del exceso de presión de poro y del esfuerzo radial y tangencial.

En la figura 4.22 se muestra la distribución radial del exceso de presión de poro y de los esfuerzos axial, radial y tangencial para la expansión de la cavidad igual al doble del radio inicial, $a=2a_0$.

Se observa que el exceso de presión de poro es máximo en la pared de la cavidad y disminuye en forma lineal conforme se aleja de ésta hasta valer cero en $\ln(r/a_0)=3.25$, es decir $C=3.86m$. Esta distancia corresponde a la longitud del anillo que se forma alrededor de la cavidad expandida y en donde el suelo se encuentra en estado crítico. Por otro lado, en esta misma figura se observa que dentro de la zona plástica la magnitud de los tres componentes del esfuerzo son $\sigma'_r > \sigma'_z > \sigma'_\theta$ y fuera de ella tienen un comportamiento igual a $\sigma'_z > (\sigma'_r = \sigma'_\theta)$. En otras palabras, en la zona elástica los componentes del esfuerzo ($\sigma'_r, \sigma'_z, \sigma'_\theta$) son iguales a los esfuerzos iniciales en el sitio, es decir: $\sigma'_z = \sigma'_1$ y $(\sigma'_r = \sigma'_\theta) = \sigma'_2$, mientras que en la zona plástica la presión de expansión modifica los esfuerzos iniciales de la siguiente manera: $(\sigma'_r = \sigma'_\theta = \sigma'_h) > (\sigma'_z = \sigma'_v)$.

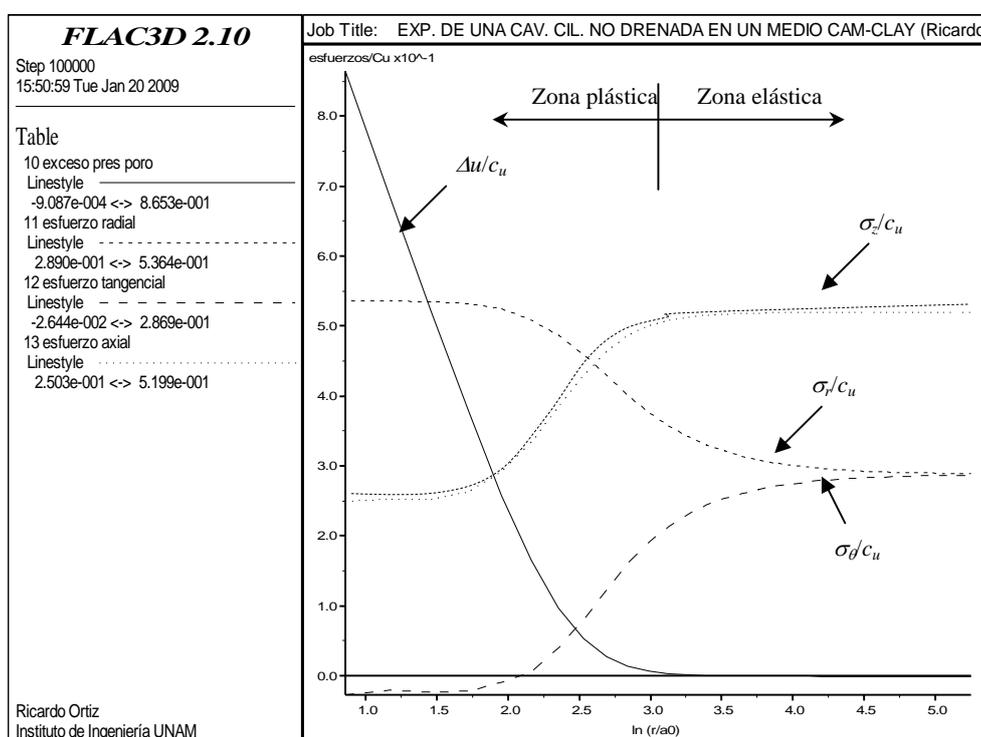


Figura 4.22. Distribución radial de las componentes del esfuerzo efectivo medio y del exceso de presión de poro.

El exceso de presión de poro máximo de la *figura 4.22* es de: $\Delta u=0.865c_u=33.22\text{kPa}$. Este valor resulta menor que los excesos de presión de poro analíticos: $\Delta u=124.98\text{kPa}$, correspondiente al modelo de Tresca y de $\Delta u=181.38\text{kPa}$, obtenido con el modelo hiperbólico. Sin embargo, el esfuerzo radial efectivo máximo de la *figura 4.21* es de: $\sigma'_r=1.40c_u=53.76\text{kPa}$; y éste resulta semejante al esfuerzo efectivo máximo calculado en forma analítica: $\sigma'_r=\sigma_r-\Delta u=220.15-124.98=95.17\text{kPa}$.

Expansión de la cavidad bajo esfuerzos isotrópicos.

Otro problema que resulta interesante es la expansión de la cavidad bajo condiciones de esfuerzos isotrópicos. En la *figura 4.23* se muestra la distribución del exceso de presión de poro y del esfuerzo axial, radial y tangencial. Se observa que dentro de la zona plástica la posición de los esfuerzos es semejante a la que se presenta en la *figura 4.22*, en donde los tres componentes del esfuerzo se comportan de la siguiente manera: $\sigma'_r>\sigma'_z>\sigma'_\theta$. Fuera de ella el esfuerzo radial, axial y tangencial corresponden a las condiciones analizadas en este inciso: $\sigma'_z=\sigma'_r=\sigma'_\theta$.

En la *figura 4.24* se muestra el esfuerzo desviador y en la *figura 4.25* el esfuerzo radial y el exceso de presión de poro que se desarrolla en la pared de la cavidad.

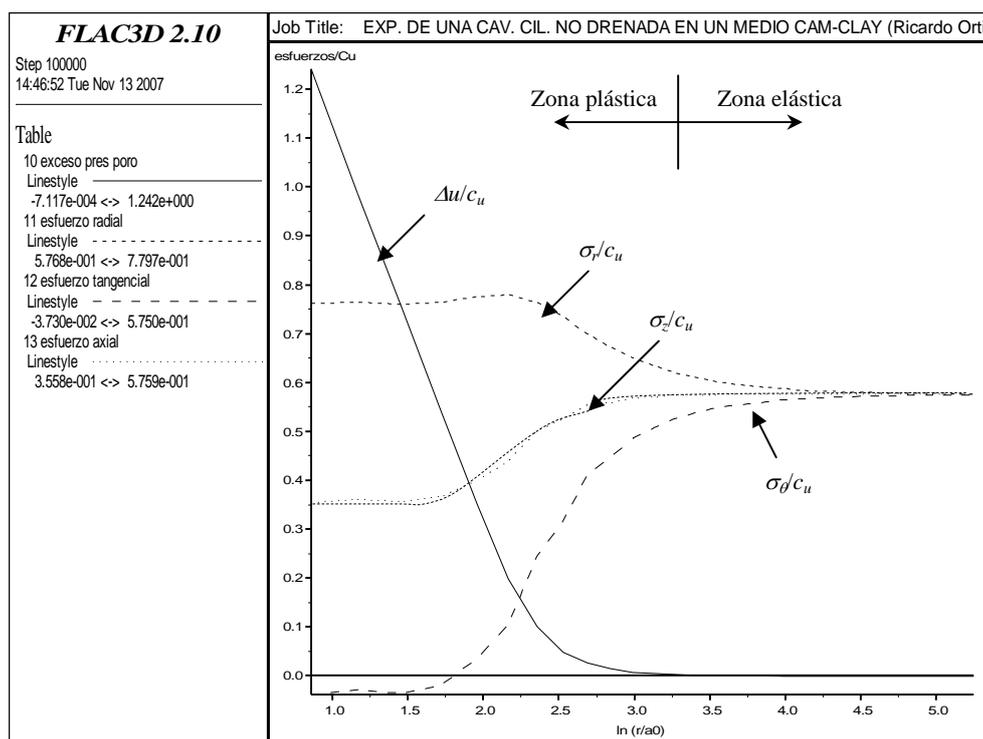


Figura 4.23. Distribución radial de las componentes del esfuerzo efectivo medio y del exceso de presión de poro.

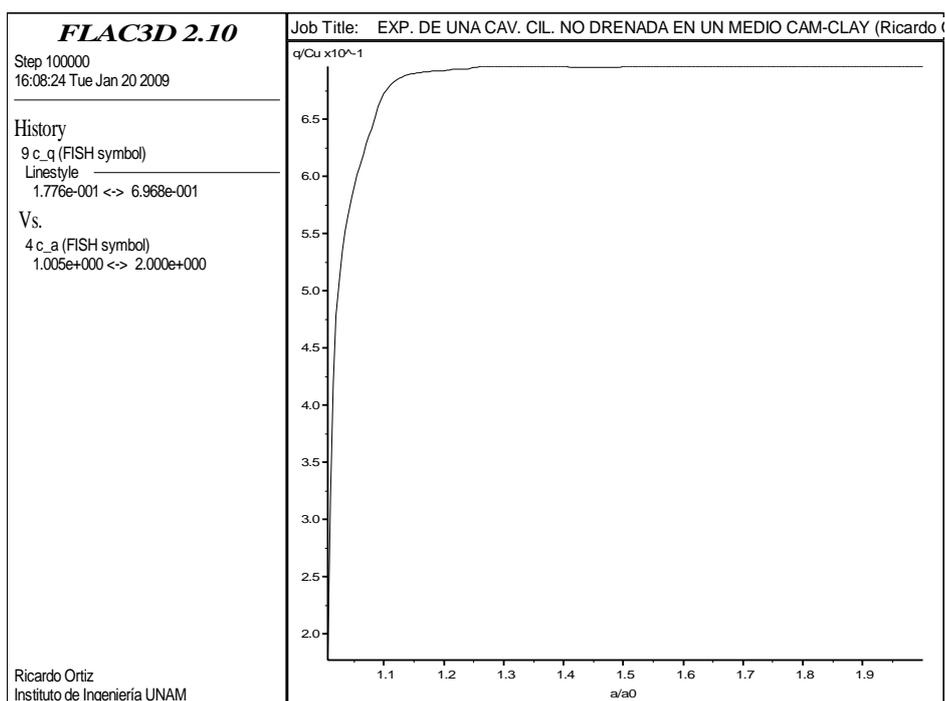


Figura 4.24. Esfuerzo desviador en la pared de la cavidad.

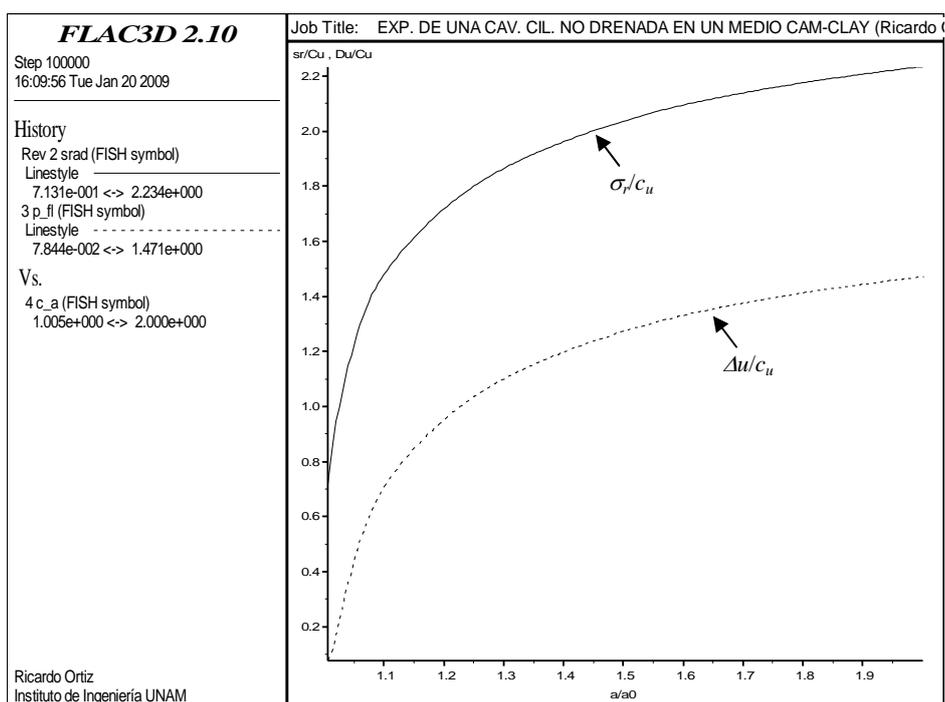


Figura 4.25. Esfuerzo radial y exceso de presión de poro en la pared de la cavidad.

Sin embargo en un modelo en donde se suponen condiciones de deformación plana no se pueden observar en la malla la distribución de los fenómenos anteriores, tales como el incremento de la zona plástica y la generación del exceso de presión de poro debido al

esfuerzo normal aplicado en la pared interior de la cavidad. Con el objeto de observar dicho comportamiento a continuación se muestra un modelo realmente tridimensional en donde se estudia el incremento de la presión de poro, la zona plástica y la deformación del suelo que ocurre alrededor de la cavidad.

4.2.2. Modelo numérico tridimensional.

Características geométricas.

El modelo numérico se construye con base en las siguientes características. La perforación donde se genera la expansión tiene una profundidad H de 5.0m y un radio inicial a_0 de 0.15m. Con el fin de observar los cambios radiales en el interior de la masa de suelo se hace pasar un plano vertical (plano xz) al centro de la perforación y paralelo al eje x , ver *figuras 4.26 y 4.27b*. El modelo numérico tiene aproximadamente un total de 4,320 elementos y 5,105 nodos.

Las fronteras laterales del modelo se alejaron 50m desde el eje de la perforación con el fin de que éstas no interactúen con las deformaciones que se generan en los elementos de la malla. La frontera inferior también se colocó a una distancia de 50m desde el fondo de la perforación y en ésta no se permiten desplazamientos en ningún sentido. En las caras laterales se restringen únicamente los desplazamientos horizontales.

Modelo constitutivo y parámetros mecánicos.

Se considera un suelo homogéneo y saturado cuyas propiedades mecánicas se presentan en la *tabla 4.16*. Estos datos se usaron en los ejemplos anteriores y corresponden a una muestra inalterada representativa de la arcilla del valle de México. Se utiliza el modelo constitutivo de Mohr – Coulomb para establecer el criterio de fluencia del suelo. Los parámetros mecánicos y elásticos se definen en términos de esfuerzos efectivos mientras que el material se modela bajo un comportamiento no drenado.

Tabla 4.16. Propiedades en el modelo Mohr – Coulomb.

Muestra	Prof.	OCR	γ_{sat}	Gw	w	wL
No.	(m)	-----	(kN/m ³)	(%)	(%)	(%)
M-01	4.0-4.6	1.00	12.34	92.75	254.26	262.90
wP	PI	c'	E's	v'	G'	ϕ'
(%)	(%)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	-----	(kN/m ²)	(°)
100.14	162.76	20	3,250	0.30	1,250	46.41

Las condiciones iniciales del modelo se establecen con base en el peso volumétrico saturado del suelo, en la *figura 4.26* se muestran los esfuerzos iniciales. En la *figura 4.27a* se hace un acercamiento del área en estudio (plano xz) y en la *figura 4.27b* se observa en color rojo la zona donde se genera la cavidad. El esfuerzo normal que se aplica para generar la expansión de la cavidad es de 229kPa, este valor corresponde a la magnitud que se determinó con los métodos analíticos usados al inicio de este capítulo, por lo tanto la expansión máxima que se genera en este ejemplo también es el doble del radio inicial, $a=2a_0$. La expansión de la cavidad se genera bajo condiciones no drenadas en donde el exceso de presión de poro se

desarrolla como consecuencia del esfuerzo normal radial aplicado en la pared de la perforación.

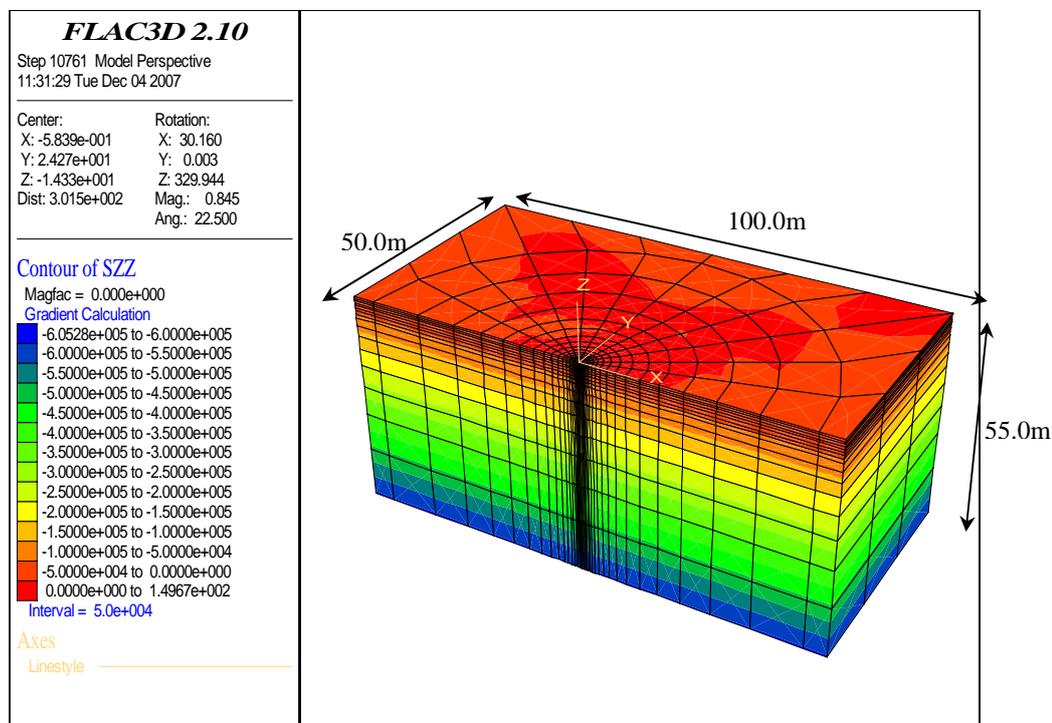


Figura 4.26. Dimensión del modelo geométrico y magnitud de los esfuerzos iniciales en Pa.

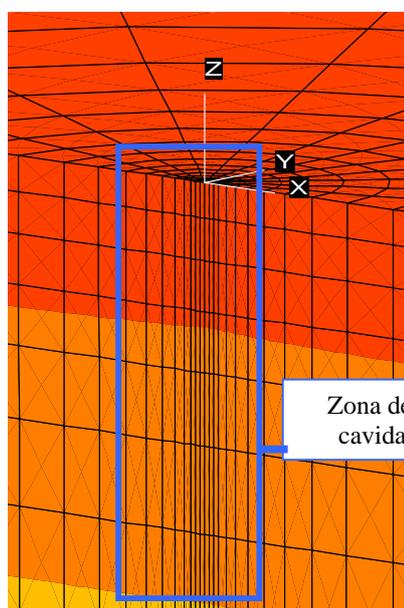


Figura 4.27a.

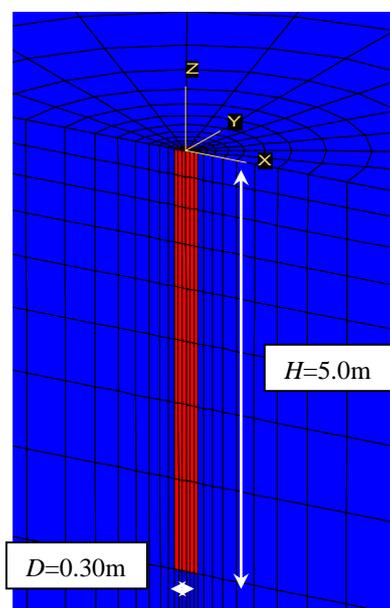


Figura 4.27b.

Resultados.

Las gráficas en donde se observa la distribución inicial del desplazamiento, del exceso de presión de poro y de la zona plástica se presentan en las *figuras 4.28 a la 4.30*. La distribución final de estas mismas se muestran en las *figuras 4.31 a la 4.33*. Primero se describen las *figuras 4.28 a la 4.30* y posteriormente se explican las *figuras 4.31 a la 4.33*. Estas distribuciones se muestran en un plano horizontal (xy) y en un plano vertical (xz). El plano (xy) corresponde al nivel del terreno natural y el plano vertical (xz) al interior de la masa de suelo, ver *figuras 4.26 y 4.27b*.

La expansión inicial de la cavidad se genera con un esfuerzo de $p_i=72.93\text{kPa}$, mientras que la expansión final se logra con una presión máxima es de $p=229\text{kPa}$.

Figuras 4.28 a la 4.30.

Desplazamientos radiales al inicio de la expansión.

La magnitud de los desplazamientos en las *figuras 4.28a y 4.28b* se muestra en metros. En la *figura 4.28a* se observa que el patrón de los desplazamientos se desarrolla en una serie de anillos concéntricos. El primer anillo representa un desplazamiento máximo de 0.70cm (color rojo) y conforme la distancia radial aumenta el desplazamiento disminuye hasta valer 0.20cm (color verde olivo). En la *figura 4.28b* se muestra que la distribución de los desplazamientos en el plano vertical (xz) es mayor en la parte superior. La deformación máxima es de 0.70cm. Por otro lado, en la zona inferior de la cavidad la deformación es de apenas 0.20cm. Los desplazamientos en el plano (xz) se deben a que el esfuerzo de expansión es muy pequeño en comparación con los esfuerzos horizontales. Debido a esto la cavidad en lugar de expandirse se cierra. Cuando el esfuerzo de expansión es máximo el contorno de las deformaciones se asemeja a un cono truncado, en donde las deformaciones máximas se localizan en la zona superior de la cavidad, tal y como se demuestra más adelante.

Exceso de presión de poro radial al inicio de la expansión.

La magnitud del exceso de presión de poro en las *figuras 4.29a y 4.29b* se muestra en Pa y el signo positivo representa tensión y negativo compresión. En la *figura 4.29b* se observa que la presión de poro se encuentra en compresión debido al esfuerzo normal de expansión que se aplica en la pared de la cavidad. Para el desplazamiento de 0.70cm el exceso de presión de poro es de 41.78kPa (*figura 4.29b*). Se observa que el contorno del exceso de presión de poro en el plano (xz) es semejante a la distribución radial del desplazamiento. El exceso de presión de poro máximo en este plano se localiza en la zona superior de la perforación, sitio en donde se concentran los esfuerzos de expansión que tratan de abrir la cavidad.

Zona plástica radial al inicio de la expansión.

Con el fin de identificar la zona plástica que se desarrolla en el modelo numérico, algunos programas utilizan colores u otro tipo de identificador. En el caso del FLAC3D, el programa está diseñado para mostrar dos tipos de mecanismos de falla: Falla por cortante y Falla por

tensión. Para poder identificar estos tipos de falla, FLAC3D utiliza un código de colores y de letras. A cada tipo de falla se le asigna un color diferente y las letras se designan de acuerdo a si el esfuerzo dentro de la zona de fluencia se encuentra sobre la superficie de falla o no. Es decir, cuando el esfuerzo se encuentra sobre la superficie de falla se usa la letra (n) y cuando se ubica por debajo de la superficie de falla, se usa la letra (p) (FLAC3D, 2002).

En las *figuras 4.30a* y *4.30b* se muestran las zonas en donde los esfuerzos satisfacen el criterio de fluencia; en otras palabras, son sitios en donde está ocurriendo flujo plástico. En estas figuras se muestra claramente que el patrón de fluencia se desarrolla principalmente alrededor de la cavidad. En la *figura 4.30a*, plano horizontal, se observa que la zona plástica es circular y el tipo de falla es por tensión, mientras que en la *figura 4.30b*, plano vertical (xz), la zona plástica se presenta a lo largo de la perforación y en forma cónica; sin embargo, la falla también es por tensión. La configuración en el plano (xz) se debe principalmente a que el esfuerzo normal que se está aplicando es de expansión. La superficie de fluencia que se genera bajo un esfuerzo mayor de expansión es muy semejante. Esta configuración se muestra más adelante en las *figuras 4.33a* y *4.33b* en donde la presión de expansión es máxima.

Desplazamientos radiales al inicio de la expansión.

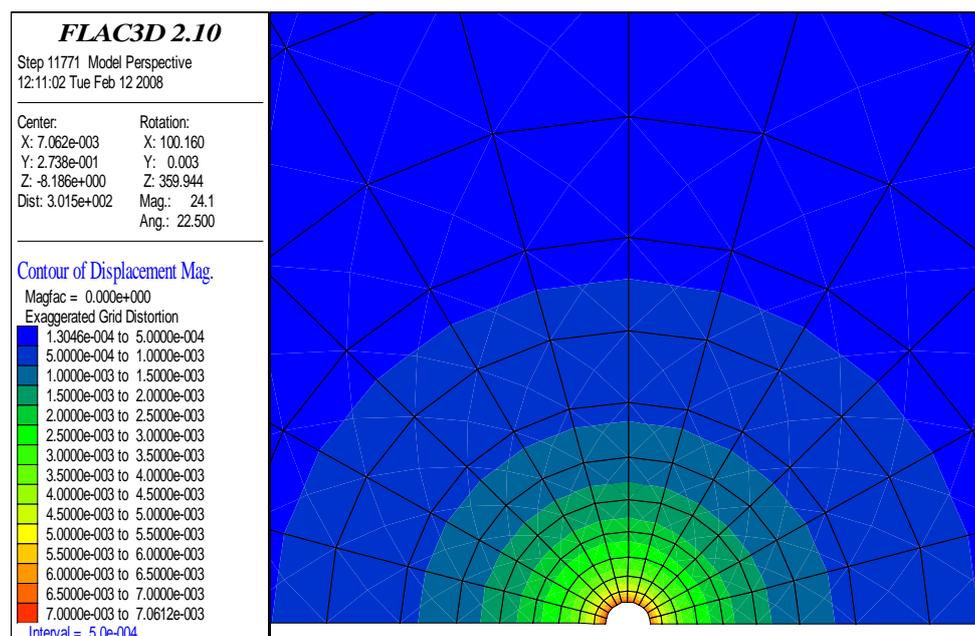


Figura 4.28a. Distribución radial del desplazamiento en el plano horizontal (xy), al nivel del terreno natural ($a=1.17a_0$, $p_i=72.93\text{kPa}$).

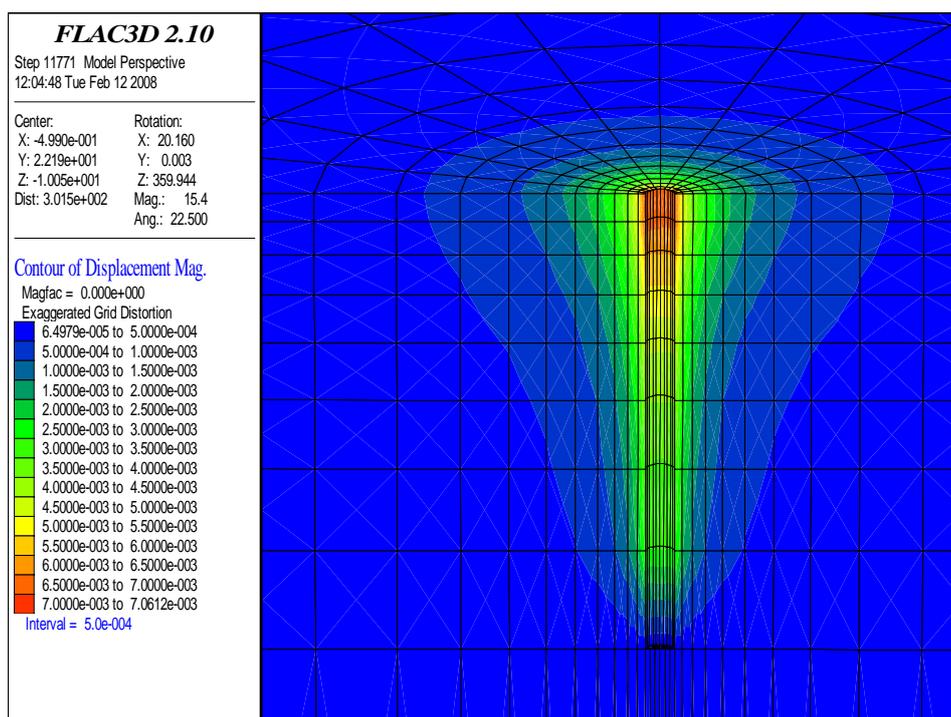


Figura 4.28b. Distribución radial del desplazamiento en el plano vertical (xz), en interior de la masa de suelo ($a=1.17a_0$, $p_i=72.93\text{kPa}$).

Exceso de presión de poro radial al inicio de la expansión.

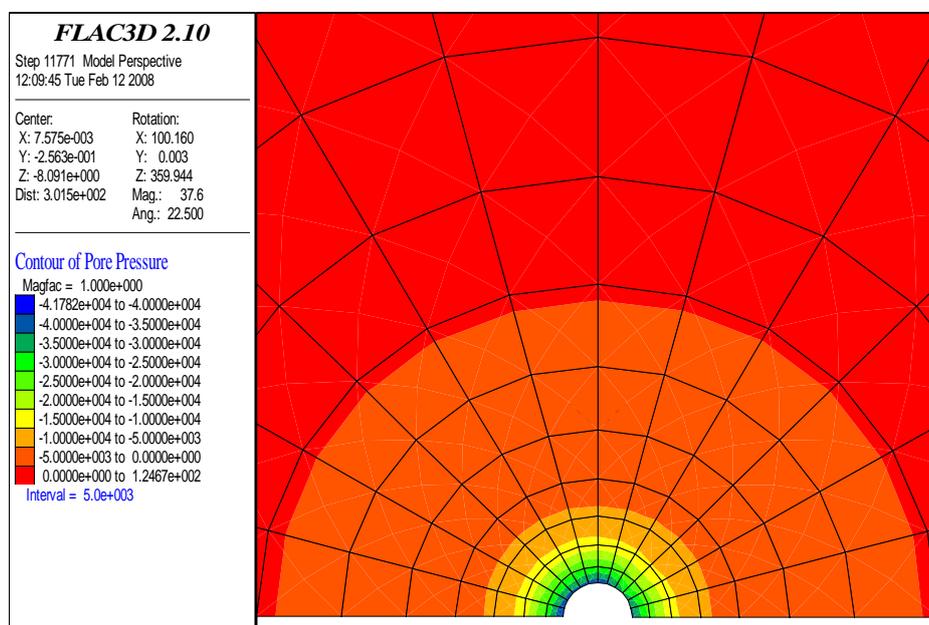


Figura 4.29a. Distribución radial del exceso de presión de poro en el plano horizontal (xy), al nivel del terreno natural ($a=1.17a_0$, $p_i=72.93\text{kPa}$).

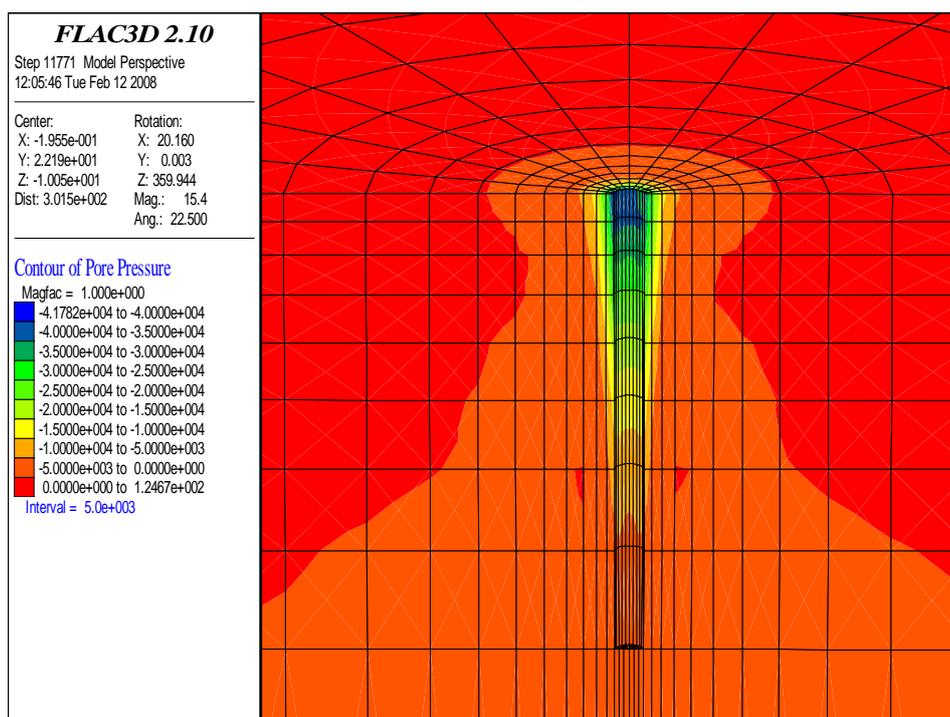


Figura 4.29b. Distribución radial del exceso de presión de poro en el plano vertical (xz), en el interior de la masa de suelo ($a=1.17a_0$, $p_i=72.93\text{kPa}$).

Zona plástica radial al inicio de la expansión.

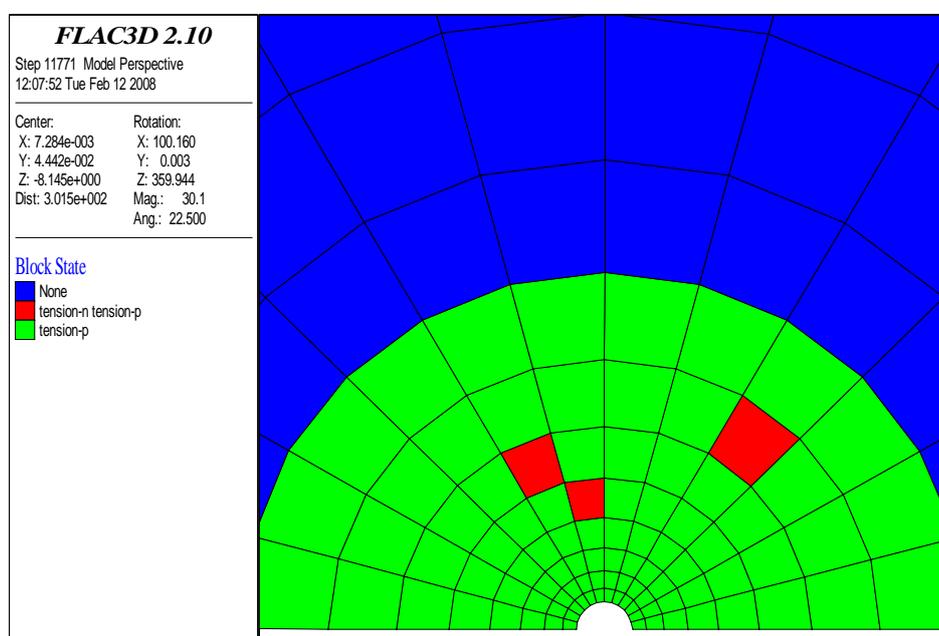


Figura 4.30a. Distribución radial de la zona plástica en el plano horizontal (xy), al nivel del terreno natural ($a=1.17a_0$, $p_i=72.93\text{kPa}$).

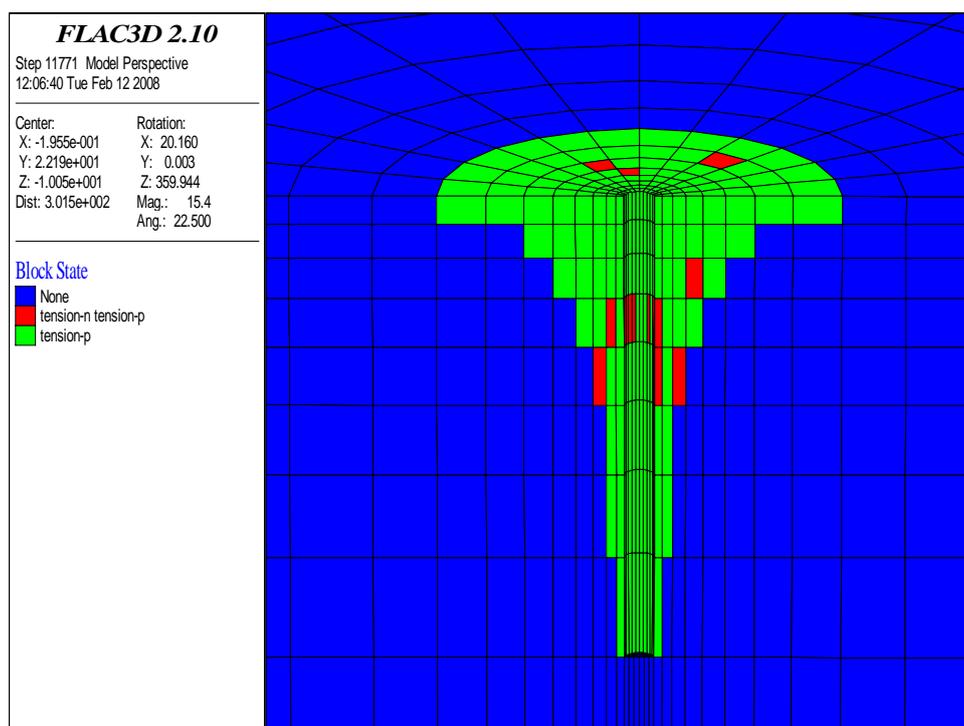


Figura 4.30b. Distribución radial de la zona plástica en el plano vertical (xz), en interior de la masa de suelo ($a=1.17a_0$, $p_i=72.93\text{kPa}$).

Figuras 4.31 a la 4.33.

Desplazamientos radiales al final de la expansión.

La magnitud de los desplazamientos se muestra en metros. En la *figura 4.31a*, plano horizontal, se observa nuevamente que el desplazamiento máximo se ubica en la pared de la cavidad en forma de anillos concéntricos, pero en este caso se tiene una magnitud de 4.5cm (color rojo). De igual forma en la *figura 4.31b*, en donde la presión de expansión es de $p=229\text{kPa}$, los desplazamientos son diferentes al de la *figura 4.28b*. La configuración de los desplazamientos que se desarrolla en la *figura 4.31b* se asemeja a la de un cono con la punta en dirección hacia abajo, en donde el desplazamiento máximo se localiza en la parte superior y disminuye en la zona inferior.

De lo anterior, se observa que bajo una presión de expansión constante aplicada a lo largo del fuste del micropilote, las deformaciones que se desarrollan a lo largo de éste son variables. Esta variación debe tomarse en cuenta en la presión de inyección si se desea una expansión uniforme del fuste del micropilote. Por lo tanto, es importante considerar los esfuerzos horizontales en campo ya que éstos afectan la expansión de la cavidad.

Exceso de presión de poro radial al final de la expansión.

La magnitud del exceso de presión de poro se muestra en las *figuras 4.32a* y *4.32b* en Pa. El signo positivo representa tensión y negativo compresión. Debido a que el esfuerzo normal de

expansión es máximo, el exceso de presión de poro que se desarrolla en la *figura 4.32b* es de compresión y no de tensión. Tal y como se observa en el contorno de las deformaciones, el contorno del exceso de presión de poro tampoco es uniforme. En la *figura 4.32b* se muestra que el exceso de presión de poro concuerda aproximadamente con la distribución radial del desplazamiento. Para un desplazamiento en la pared de la perforación de 4.5cm, el exceso de presión de poro es de 88.63kPa. En la *figura 4.32a* el anillo más grande representa un exceso de presión de poro de 10kPa. En general se observa que el exceso de presión de poro es menor que las deformaciones inducidas.

Zona plástica radial al final de la expansión.

En las *figuras 4.33a* y *4.33b* se muestran las zonas en donde está ocurriendo flujo plástico. Nuevamente el patrón de fluencia se desarrolla alrededor de la cavidad expandida. En la *figura 4.33a* se observa que la zona plástica es circular y presenta dos zonas de falla. La primera se desarrolla cerca de la cavidad y ocurre por cortante (color rojo). La segunda zona es mucho más amplia, es concéntrica a la primera y la falla es por tensión (color violeta). En la *figura 4.33b* la zona plástica asemeja una forma cónica y también presenta dos tipos de fallas. La primera falla es por cortante, se desarrolla alrededor de la cavidad y se extiende con una configuración rectangular (color rojo, azul y verde). La segunda falla es por tensión y envuelve a la primera zona (color café y violeta) con forma de cono. Se concluye que la zona plástica en el plano horizontal tiene forma de anillos concéntricos, mientras que en el plano vertical la configuración es más complicada. Sin embargo, en la parte inferior de la cavidad se desarrolla una zona plástica mucho menor que la que se presenta en la parte superior. En esta última, el radio de la zona plástica se extiende una longitud de aproximadamente 2.0m, por lo que la separación entre micropilotes debe ser de 4.0m. A partir de la teoría de expansión de cavidades se propone una separación mínima entre micropilotes de 3.06m, ver *tabla 4.5*. Por lo que la separación obtenida en forma numérica es aproximadamente la misma que la analítica.

4.2.3. Proceso de consolidación al término de la expansión radial.

Como continuación del ejemplo numérico anterior, en esta sección se analiza el proceso de consolidación que ocurre en el suelo alrededor de la cavidad al final de su expansión. Por lo que las condiciones del estado de esfuerzos y de presión de poro que se toman en cuenta al inicio de la consolidación son las que se presentan al final de la expansión. En la sección anterior el exceso de presión de poro se modela bajo condiciones no drenadas, mientras que en esta sección, la consolidación del suelo se desarrolla bajo condiciones drenadas, en otras palabras se permite la disipación del exceso de presión de poro que se generó durante la expansión de la cavidad. La consolidación es el resultado de la reducción del volumen de suelo por la expulsión de agua de los poros proveniente del flujo producido por el exceso de presión de poro y que es a su vez disipada por el flujo. Los esfuerzos resultantes de la presión de expansión generan los mencionados excesos de presión de poro que dan lugar a un flujo hacia los contornos de menor gradiente de la zona plástica que se consolida. Si el suelo es cohesivo, el proceso de consolidación se desarrolla en función del tiempo.

Desplazamientos radiales al final de la expansión.

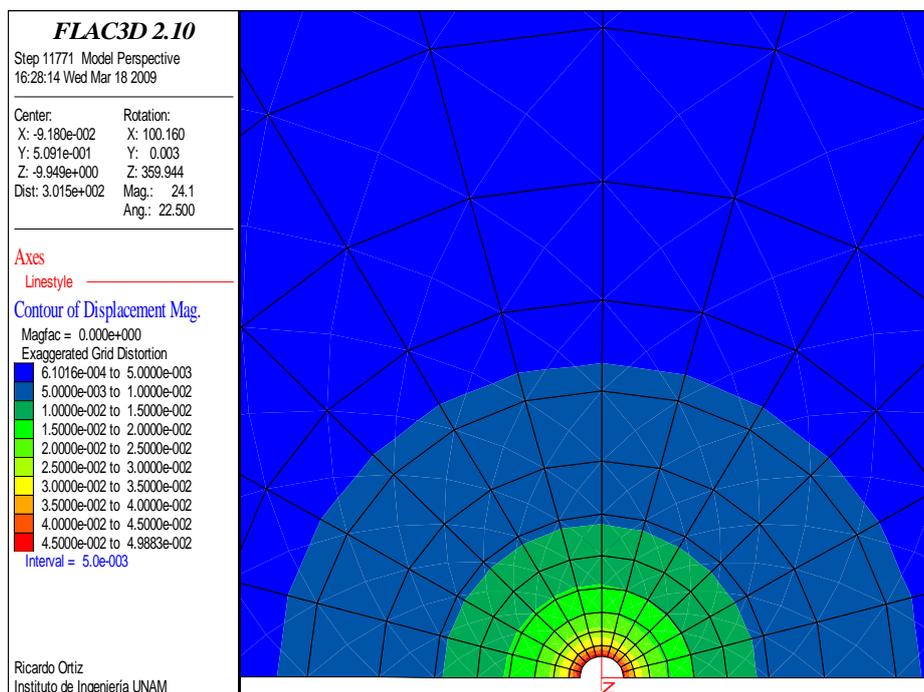


Figura 4.31a. Distribución radial del desplazamiento al nivel del terreno natural, plano xy ($a \sim 2a_0$, $p=229\text{kPa}$).

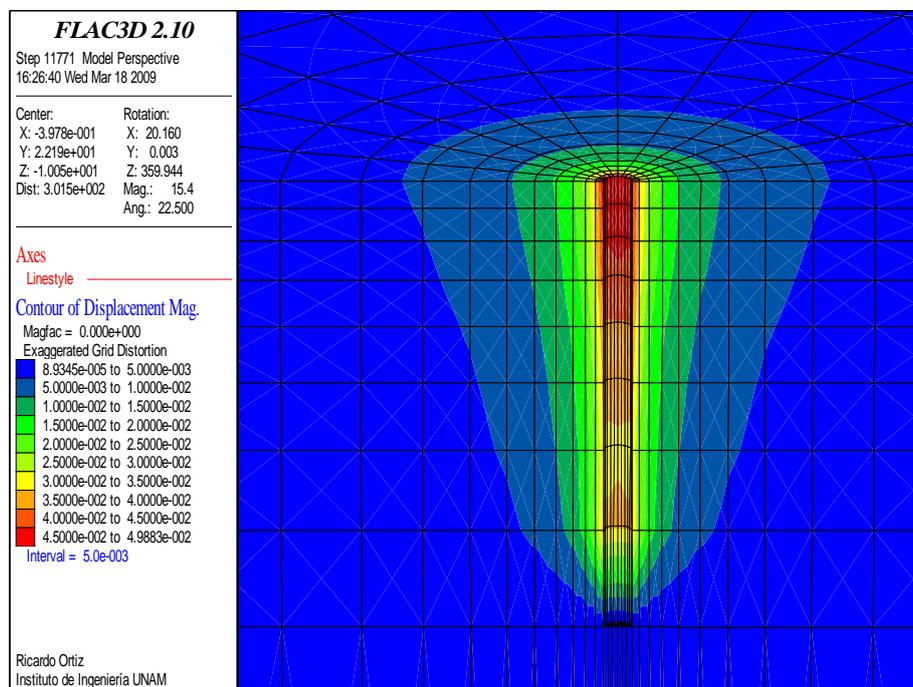


Figura 4.31b. Distribución radial del desplazamiento en el interior de la masa de suelo, plano xz ($a \sim 2a_0$, $p=229\text{kPa}$).

Exceso de presión de poro radial al final de la expansión.

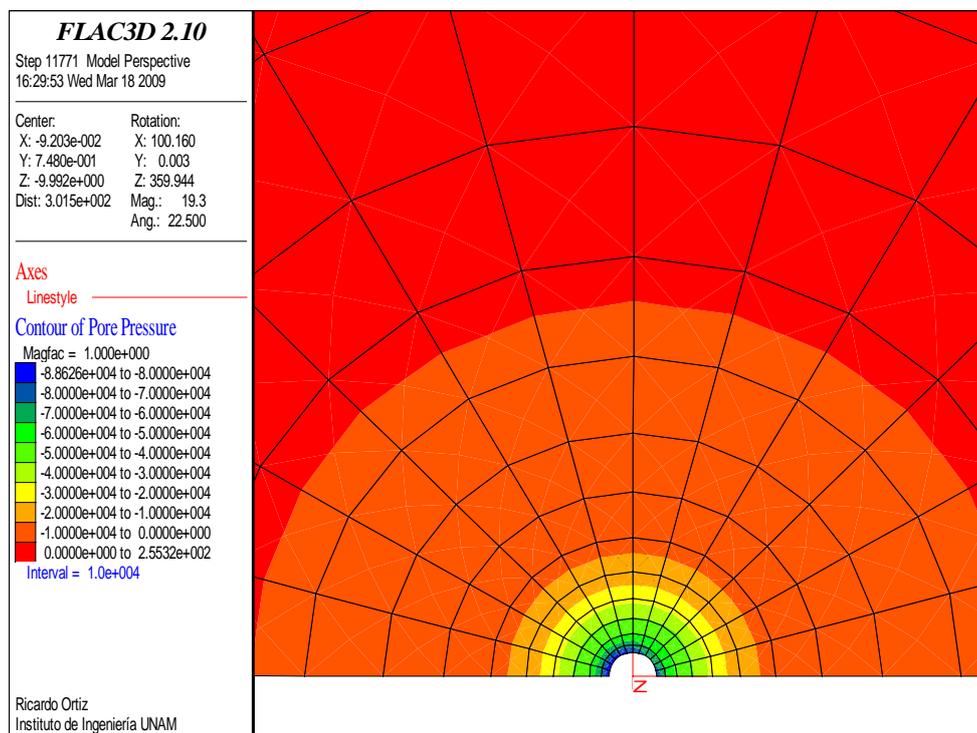


Figura 4.32a. Distribución radial del exceso de presión de poro al nivel del terreno natural, plano xy ($a \sim 2a_0$, $p=229\text{kPa}$).

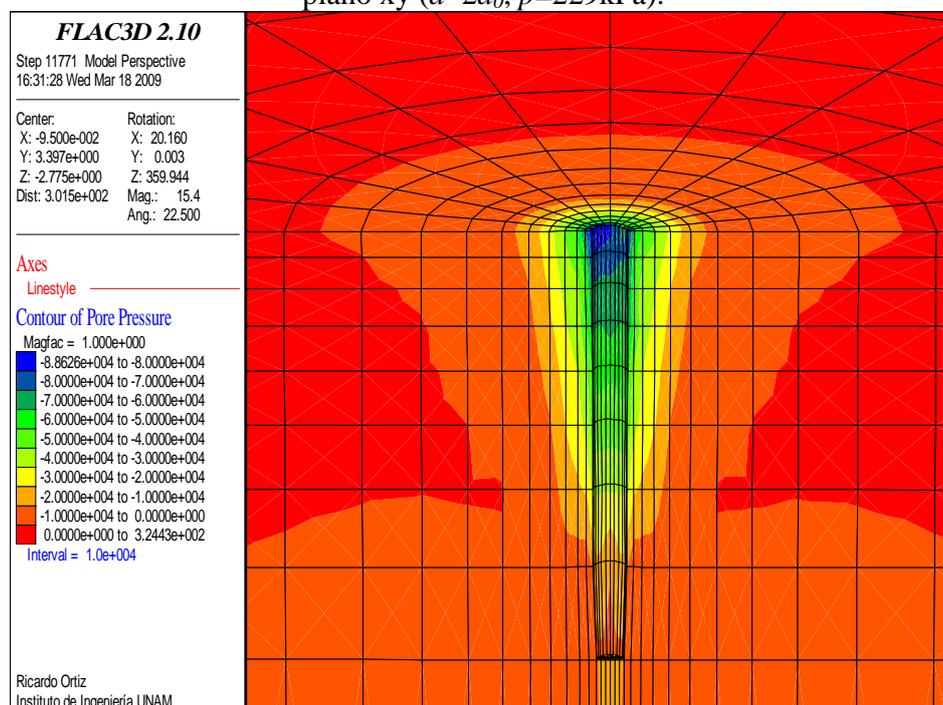


Figura 4.32b. Distribución radial del exceso de presión de poro en el interior de la masa de suelo, plano xz ($a \sim 2a_0$, $p=229\text{kPa}$).

Zona plástica radial al final de la expansión.

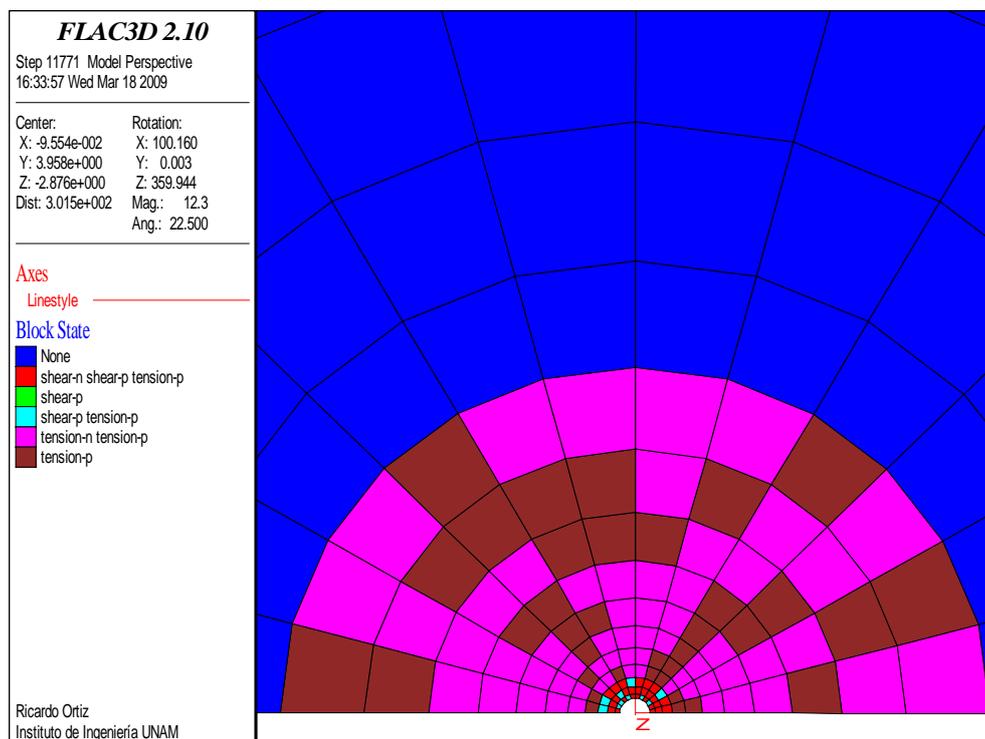


Figura 4.33a. Distribución radial de la zona plástica al nivel del terreno natural, plano xy ($a \sim 2a_0, p = 229 \text{ kPa}$).

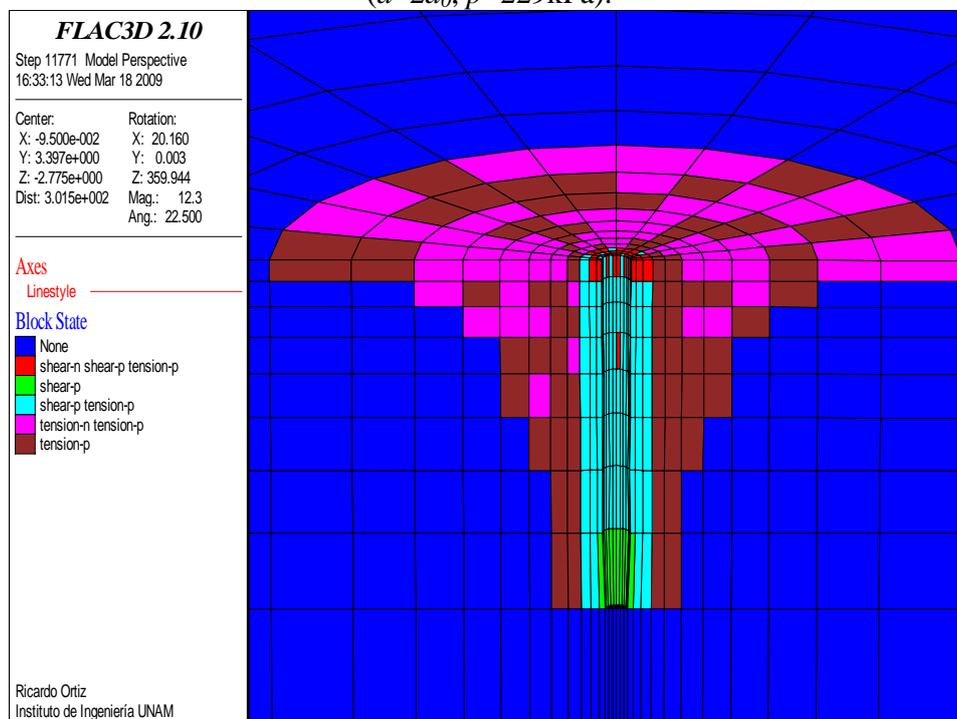


Figura 4.33b. Distribución radial de la zona plástica en el interior de la masa de suelo, plano xz ($a \sim 2a_0, p = 229 \text{ kPa}$).

En las *figuras 4.34a y b* se muestra la disipación radial del exceso de presión de poro en el interior de la masa de suelo para un tiempo de consolidación de 12 días. Los números 10, 11 y 12 son los puntos en donde se analiza la disipación del exceso de presión de poro con respecto al tiempo. El comportamiento de la disipación del exceso de presión de poro en estos puntos se muestra en las *figuras 4.35 y 4.36*. El coeficiente de permeabilidad en este análisis es el mismo que se utiliza en la sección 4.1.4, $k = 1E-03\text{m/día}$.

En la *figura 4.35* la disipación del exceso de presión de poro corresponde a un tiempo de 24h ($8.594E+04\text{s}$). El eje de las ordenadas corresponde a la disipación del exceso de presión de poro en Pascales y el de las abscisas al tiempo de consolidación en segundos. En esta figura se analiza la disipación del exceso de presión de poro en los punto 10, 11 y 12 mostrados en la *figura 4.34a*. La curva número 10 representa el punto más cercano a la cavidad en donde el exceso de presión de poro al final de la expansión es de 88.63kPa. Se observa que después de 24h el exceso de presión de poro es de 24.11kPa.

En la *figura 4.36* se muestra la disipación del exceso de presión de poro para un tiempo de 12 días ($1.040E+06\text{s}$). Al final de este tiempo el exceso de presión de poro es de 5.44kPa.

De lo anterior se concluye que el exceso de presión de poro que se desarrolla por la expansión de la cavidad, más del 50% se disipa en 24h. Este tiempo de consolidación es menor al calculado en la sección 4.1.4, sin embargo concuerda con los análisis realizados por Ovando (1995) en la arcilla de la ciudad de México.

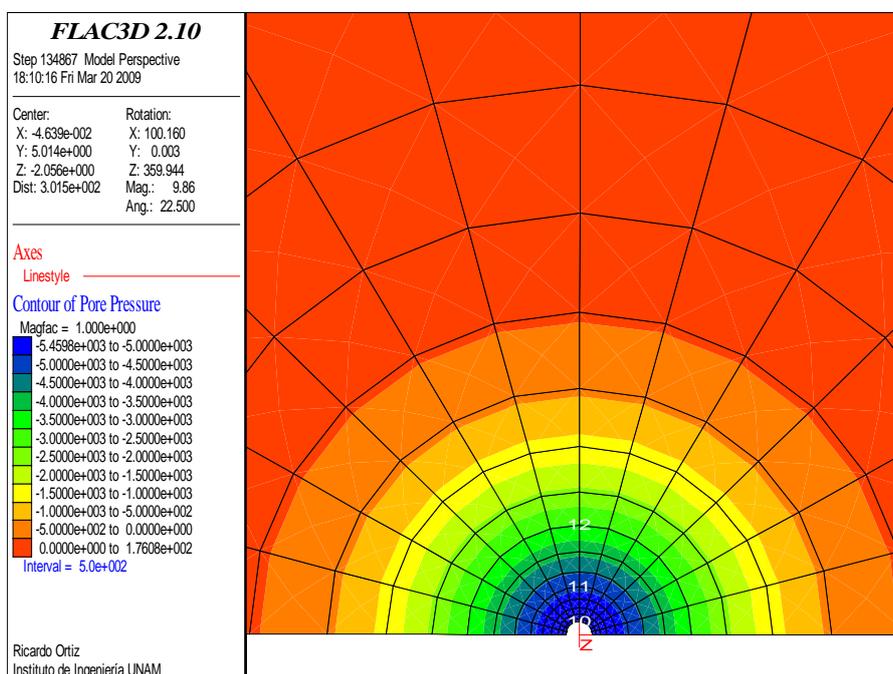


Figura 4.34a. Disipación radial del exceso de presión de poro en el interior de la masa de suelo para un tiempo de consolidación de 12 días, plano horizontal xy ($a \sim 2a_0$, $p=229\text{kPa}$).

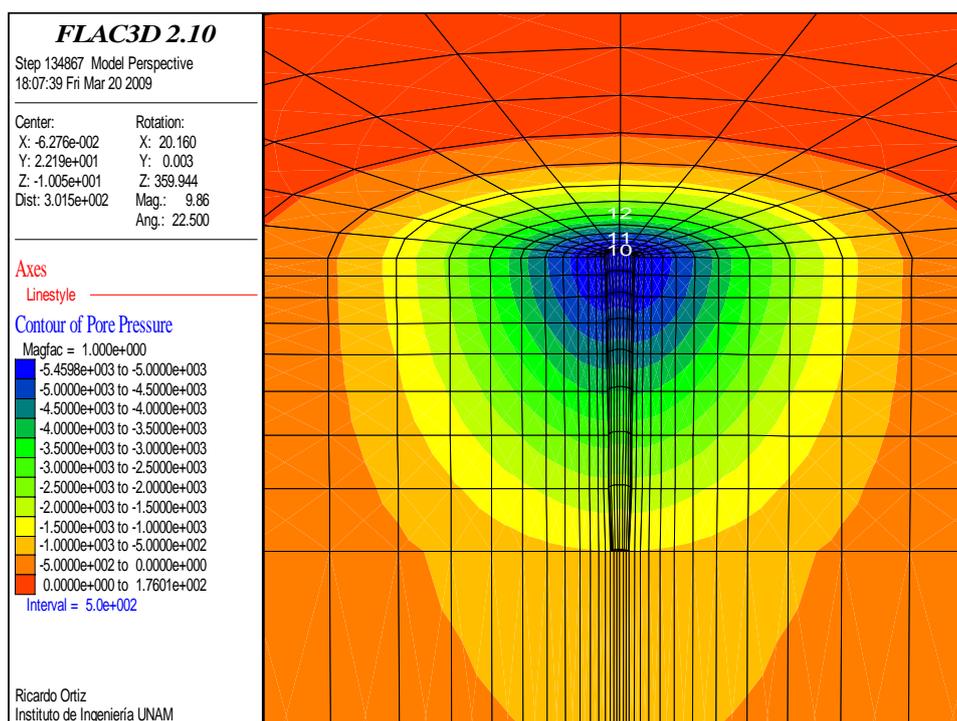


Figura 4.34b. Disipación radial del exceso de presión de poro en el interior de la masa de suelo para un tiempo de consolidación de 12 días, plano vertical xz ($a \sim 2a_0$, $p = 229 \text{ kPa}$).

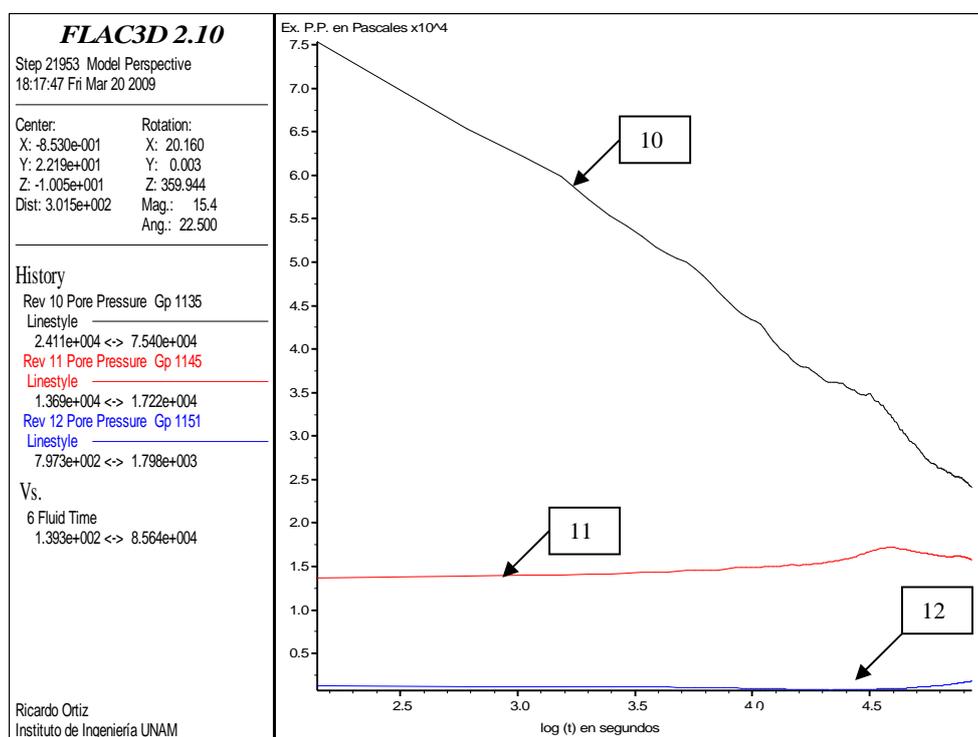


Figura 4.35. Disipación del exceso de presión de poro con respecto al tiempo en los puntos 10, 11 y 12 para un tiempo de consolidación de 24h.

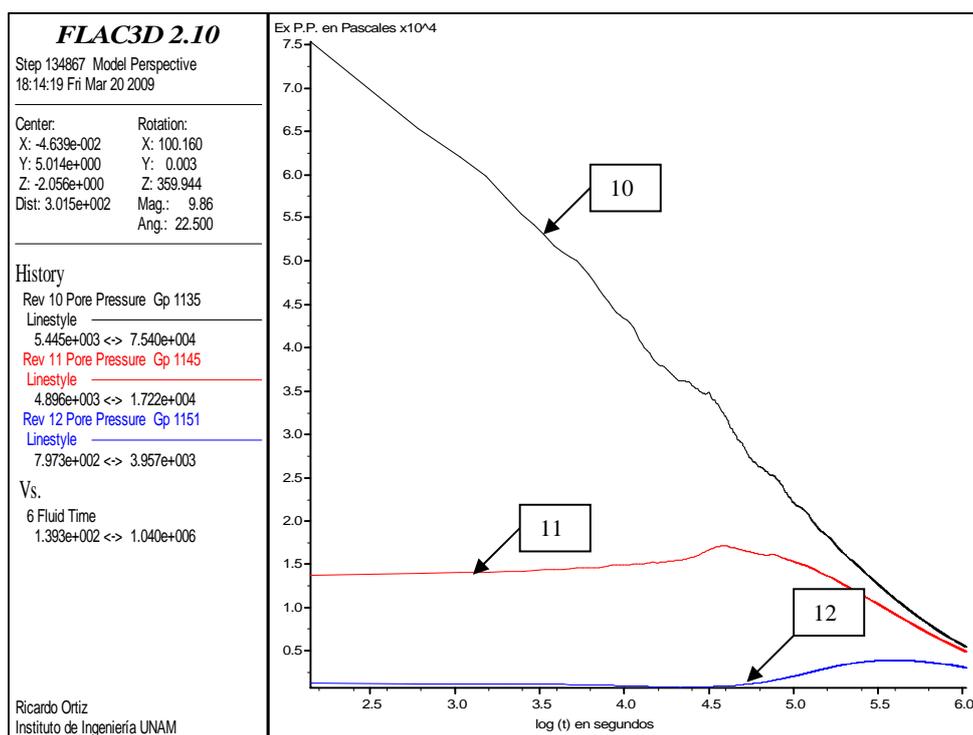


Figura 4.36. Disipación del exceso de presión de poro con respecto al tiempo en los puntos 10, 11 y 12 para un tiempo de consolidación de 12 días.

4.3. Comparación con resultados de campo.

En esta sección se muestran los datos de dos investigaciones, Mendoza (2004) y Reséndiz (1968), correspondientes a pruebas de campo en pilotes. Se utilizan para verificar los resultados que se obtienen en esta tesis. A continuación se presenta un resumen de cada investigación.

Mendoza (2004).

La investigación de Mendoza (2004) tiene que ver con el comportamiento de la cimentación del puente vehicular y peatonal “Impulsora”. Éste se ubica sobre la Avenida de las Zapatas y cruza la Avenida Central, en Ciudad Nezahualcoyotl, Estado de México. De acuerdo a la zonificación geotécnica de las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal la cimentación se encuentra dentro de la zona de lago. La cimentación está compuesta por un cajón reticular de concreto reforzado desplantado a 3.0m de profundidad y por 77 pilotes cuadrados de concreto reforzado de 0.5m por lado hincados hasta una profundidad de 30m. Previo al hincado de los pilotes, se realizó una perforación de aproximadamente 3.0m de profundidad y de 50cm de diámetro mediante una broca helicoidal para atravesar únicamente la costra superficial. El trabajo de los pilotes es primordialmente por fricción por lo que se dejó un espesor de 3.0m de suelo arcilloso entre su punta y la primera capa dura. Cabe destacar que esta cimentación fue instrumentada con celdas de presión, celdas de carga y acelerógrafos; y durante nueve años se monitoreó la carga sobre los pilotes, la presión en el contacto losa-suelo, las presiones de poro bajo la cimentación y las aceleraciones. Este

monitoreo se realizó con el fin de obtener información a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación mixta.

Las mediciones de los cambios en la presión de poro se midieron con seis piezómetros, ver *tabla 4.17*. En cuanto a la ubicación, éstos se colocaron dentro del núcleo central de la cimentación, ver *figura 4.37*.

Tabla 4.17. Profundidad y tipo de piezómetro utilizado.

Tipo de piezómetro	No de piezómetro	Profundidad de colocación (m)
Resistivo	ZE-1	24.0
	ZE-2	34.0
	ZE-3	52.0
Cuerda vibrante	ZD-1	7.5
	ZD-2	10.2
	ZD-3	27.0

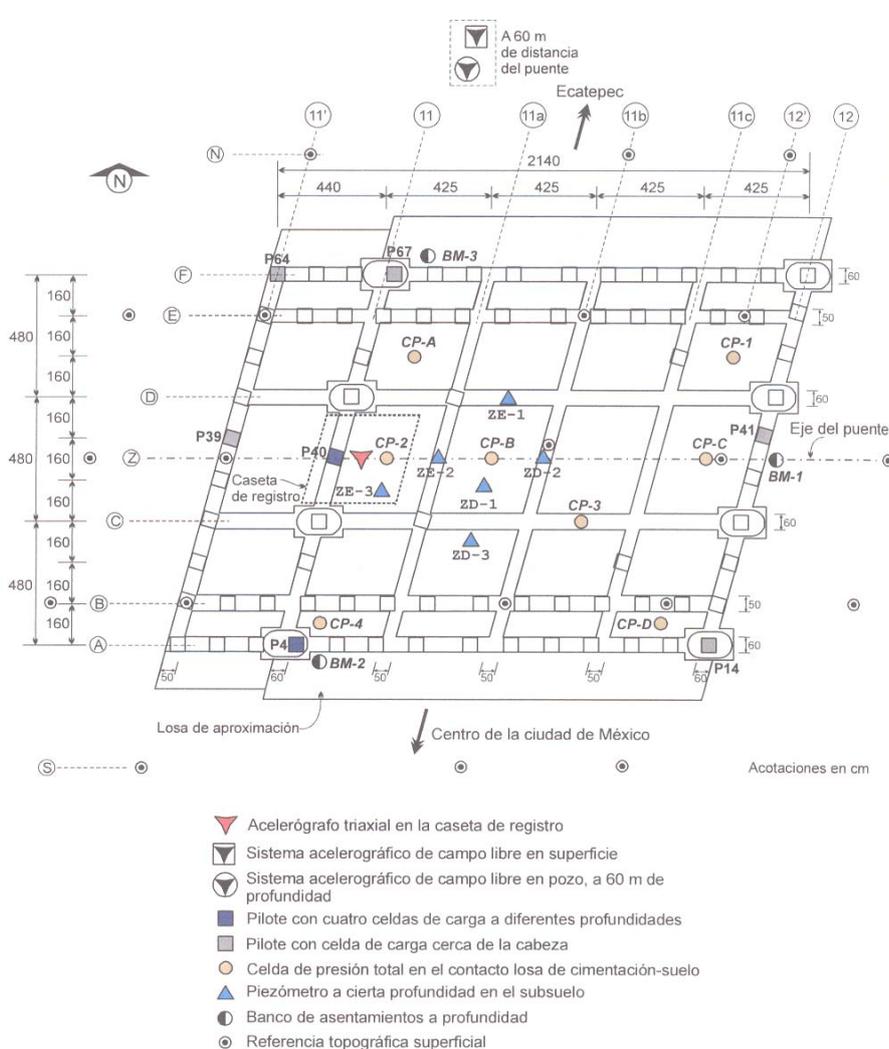


Figura 4.37. Planta de la cimentación instrumentada (Mendoza, 2004).

En esta investigación se comenta que el comportamiento de los pilotes se ve influenciado por el procedimiento de instalación, así como por los cambios que a través del tiempo experimenta el suelo a su alrededor. Por tanto, la predicción de su comportamiento debe tomar en cuenta los diferentes fenómenos y situaciones que ocurren desde su hincado. Una simulación completa del problema de pilotes hincados debe involucrar los siguientes aspectos.

1. La generación de desplazamientos radiales, remoldeo e incrementos de presión de poro en el suelo debidos al proceso de instalación del pilote.
2. La ocurrencia de reconsolidación y los cambios en los esfuerzos efectivos alrededor del pilote por la disipación del exceso de presión de poro inducida.
3. La degradación de la capacidad de carga por la disminución de la resistencia cortante del suelo debido a acciones sísmicas y su posterior recuperación ocasionada por procesos tixotrópicos.
4. Efectos del hundimiento regional, lo que se traduce en fricción negativa sobre los pilotes y con ello, en la disminución de su capacidad de carga.

Para estudiar estos aspectos Mendoza (2004) se dio a la tarea de investigar el comportamiento a corto y a largo plazo de la cimentación mixta descrita anteriormente. Algunos de los resultados de esta investigación se presentan a continuación y se comparan con los datos obtenidos en esta tesis.

Resultados.

Evolución de las presiones de poro en el subsuelo.

Se observó que durante el hincado de los pilotes, y debido a las fuertes distorsiones en el subsuelo, se manifestó un incremento de la presión de poro en la formación arcillosa superior. Igualmente se generó un desplazamiento volumétrico de alrededor de 500m^3 , debe aclararse que se realizó una perforación previa al hincado únicamente de la costra superficial. Se determinó que el hincado de los pilotes generó al nivel de la punta de éstos un aumento de la presión de poro de aproximadamente el 20% con respecto a la condición inicial en el sitio, ver *figura 4.38*. Mendoza (2004) comenta que debido a que los piezómetros se colocaron a una distancia de 5.0m de los pilotes, es probable que en zonas más cercanas a éstos, el exceso de presión de poro que se generó sea mayor que el porcentaje anterior. Por otro lado, la disipación del exceso de presión de poro resultó ser muy rápida, ésta se desarrolló en tan sólo dos semanas. También es importante destacar que durante las etapas subsecuentes de la construcción del puente, la presión de poro se mantuvo prácticamente constante; por lo que la única perturbación de la presión de poro bajo la cimentación se provocó únicamente por el hincado de los pilotes, ver *figura 4.39*.

De los datos obtenidos por Mendoza (2004) y de los resultados calculados en esta tesis se concluye lo siguiente.

En esta investigación se comprueba que durante el hincado de pilotes se provoca el remoldeo del suelo alrededor de éstos. Este fenómeno se estudia en esta tesis mediante la teoría de expansión de cavidades y se concluye que es una herramienta útil con la que se determina en

forma aproximada el radio de la zona remodelada, los cambios de esfuerzo dentro de la zona plástica y el exceso de presión de poro generado por un esfuerzo radial de expansión.

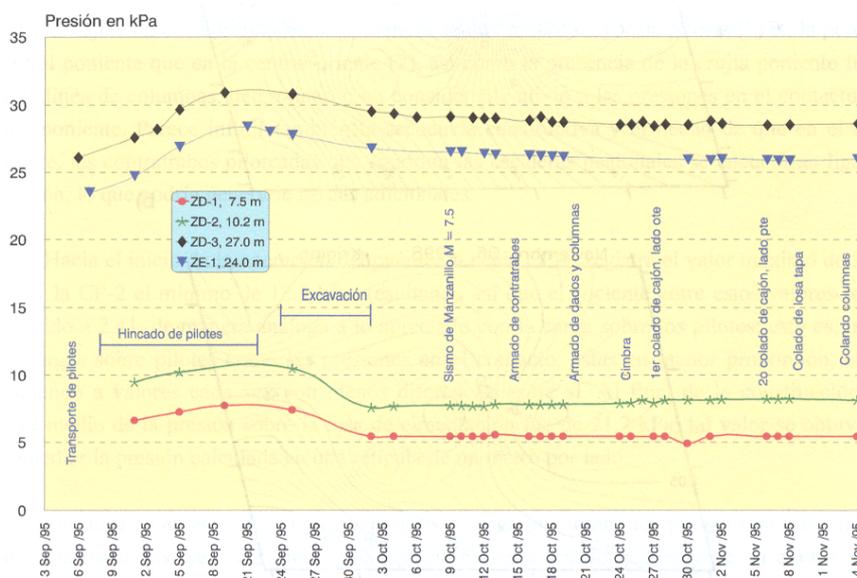


Figura 4.38. Desarrollo de la presión de poro en la formación arcillosa superior debido al hincado de pilotes y su evolución durante el proceso de construcción del puente “Impulsora” (Mendoza, 2004).

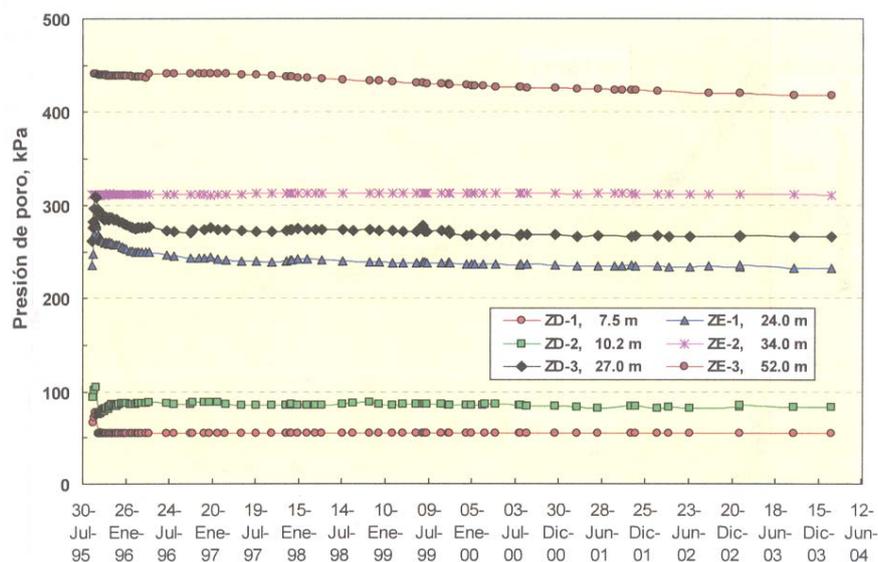


Figura 4.39. Evolución de las presiones de poro en el subsuelo de la cimentación, ocho años después de iniciada la construcción del puente “Impulsora” (Mendoza, 2004).

La disipación de presión de poro en campo que determina Mendoza (2004) es menor a la que se calcula en esta tesis. Sin embargo, Mendoza (2004) explica que la rápida disipación de presión de poro se debe a que el asentamiento regional, provocado por el bombeo en los acuíferos semiprofundos, ha dado origen a la aparición de fisuras y juntas en los depósitos

arcillosos de la zona de lago. Por lo que durante el hincado de los pilotes es probable que estas fisuras se hayan ensanchado y activado, provocando que la disipación del exceso de presión de poro haya sido mayor que en un suelo que no ha sido alterado por bombeo profundo (Mendoza, 2004).

De acuerdo al porcentaje de incremento de presión de poro observado en campo y a la ubicación de los piezómetros, se puede deducir que la zona plástica que se desarrolla en campo por el hincado de los pilotes es de aproximadamente 5.0m. Sin embargo, esta zona plástica se debe al trabajo de grupo de los pilotes. Según los análisis realizados en esta tesis, la zona plástica que se desarrolla por un micropilote individual es igual a 1.76m.

Reséndiz (1968).

La investigación de Reséndiz (1968) se aboca al estudio del comportamiento de la cimentación del Palacio de los Deportes construido en la ciudad de México para los Juegos Olímpicos de 1968. La cimentación empleada consiste en una losa de concreto armado desplantada a 1.80m de profundidad y 1,407 pilotes cuadrados de concreto reforzado de 0.4m por lado con punta tubular metálica hincada hasta a una profundidad de 40m en un estrato limoso. La cimentación se ubica dentro de la zona de lago, donde el subsuelo está constituido por arcillas de origen volcánico con contenidos de agua entre 100 y 500%, y está sujeto a consolidación a causa de los abatimientos piezométricos. En los estratos comprendidos entre 60 y 100m de profundidad el abatimiento piezométrico es hasta de 190kPa con respecto a la presión hidrostática. De los valores del esfuerzo de preconsolidación se determina que los depósitos arcillosos son normalmente consolidados.

Con el fin de evaluar el comportamiento de la cimentación durante el proceso de construcción se realizó un amplio programa de observaciones de campo. La instrumentación del subsuelo estuvo encaminada a obtener la siguiente información.

1. Condiciones piezométricas iniciales en el sitio y sus tendencias.
2. Efectos de las operaciones de construcción en los movimientos verticales y horizontales, y en las presiones de poro del subsuelo.
3. Evolución de las deformaciones de los diversos estratos del subsuelo originados por las condiciones piezométricas de la zona.
4. Movimientos verticales absolutos y diferenciales de la cimentación durante y después de la construcción.
5. Verticalidad y geometría del eje de los pilotes después de la hinca.

Las mediciones de la deformación del terreno y de los pilotes se realizaron mediante inclinómetros, mientras que los cambios en la presión de poro se midieron con piezómetros abiertos y de tipo neumático a diferentes profundidades. Para medir estos cambios se ubicaron doce estaciones de observación distribuidos dentro de la zona de la cimentación a lo largo de tres ejes, ver *tabla 4.18* y *figura 4.40*

Tabla 4.18. Estaciones de observación.

Eje No.	Estación No.	Tipo de instrumentación/No. de identificación	Profundidad de instalación (m)
Eje 1	E-02	PA/021	20.0
		PA/022	40.0
		PN/021	20.0
		I/021	60.0
	E-03	BE/031	4.0
	E-04	PA/041	20.0
		PA/042	40.0
PA/043		60.0	
PN/041		20.0	
I/041		40.0	
E-05	PN/051	20.0	
	I/051	40.0	
E-06	I/061	40.0	
	BN/061	0.0	
Eje 2	E-09	BE/099	4.0
	E-10	PA/101	20.0
		PA/102	40.0
		PA/103	60.0
		PN/101	20.0
		I/101	40.0
	E-11	PN/111	20.0
I/111		40.0	
BN/111		0.0	
E-12	I/121	40.0	
Eje 3	E-13	BE/131	4.0
	E-14	PA/141	20.0
		PA/142	40.0
		PA/143	60.0
		PN/141	20.0
E-15	I/141	40.0	
	I/151	40.0	

PA, Piezómetro Abierto; PN, Piezómetro Neumático; BN, Banco de Nivelación; BE, Banco de Expansión; I, Inclinómetro.

Por otro lado, con el fin de tener mediciones de referencia se ubicaron tres estaciones más por fuera del área de influencia de la cimentación, ver *tabla 4.19* y *figura 4.40*.

Tabla 4.19. Estaciones de observación.

Eje No.	Estación No.	Tipo de instrumentación/No. de identificación	Profundidad de instalación (m)
Eje 1	E-07	BE/071	-----
	E-08	PA/081	20.0
		PA/082	40.0
		PA/083	60.0
Eje 4	E-01	BN/081	0.0
		PA/011	20.0

		PA/012	40.0
		PA/013	60.0
		BN/011	0.0
		BN/012	40.0
		BN/013	60.0
		BN/014	120.0
		PA/014	50.0
		PA/015	100.0

PA, Piezómetro Abierto; PN, Piezómetro Neumático; BN, Banco de Nivelación; BE, Banco de Expansión; I, Inclinómetro.

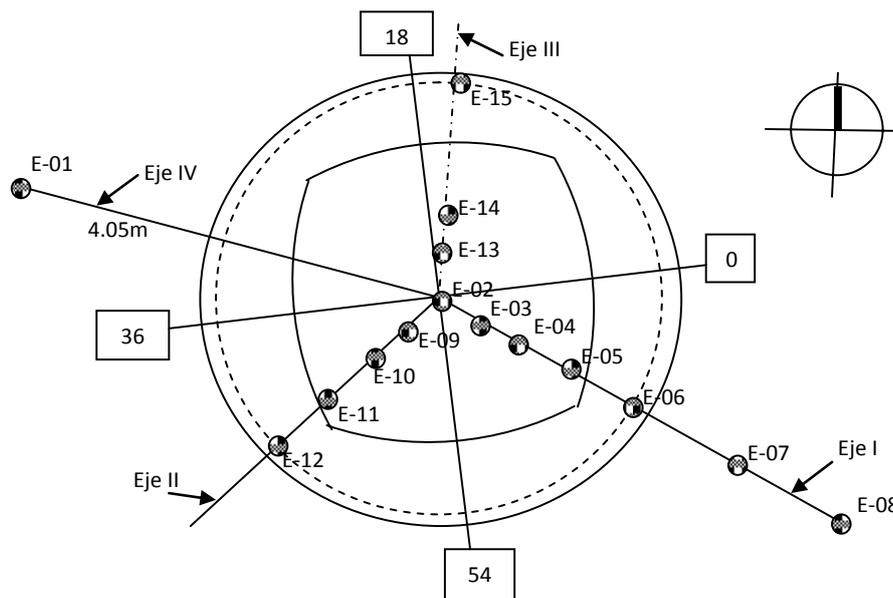


Figura 4.40. Localización de las estaciones de medición (Auvinet, 1968).

Resultados.

A continuación se describen las mediciones de los desplazamientos horizontales del terreno y de las presiones de poro inducidas por el hincado de pilotes.

Evolución de las presiones de poro en el subsuelo.

En la *figura 4.41* se muestra la evolución de las presiones de poro que se desarrollaron en la zona de construcción. A partir de estos datos se concluye lo siguiente. Los incrementos de presión de poro más significativos aparecen a 20.0m de profundidad (PA/041, PN/041, PA/101, PN/111 y PN/141). Sin embargo, según se puede apreciar en la estación de referencia E-01, ver *figura 4.42*, durante el periodo comprendido de enero a septiembre de 1967 los piezómetros abiertos PA/011, PA/012, PA/014, PA/013 y PA/015 todavía no se estabilizaban. En esta figura se muestra que la fase de estabilización se traslapó parcialmente con el hincado de pilotes y por lo tanto con las mediciones de la *figura 4.41*.

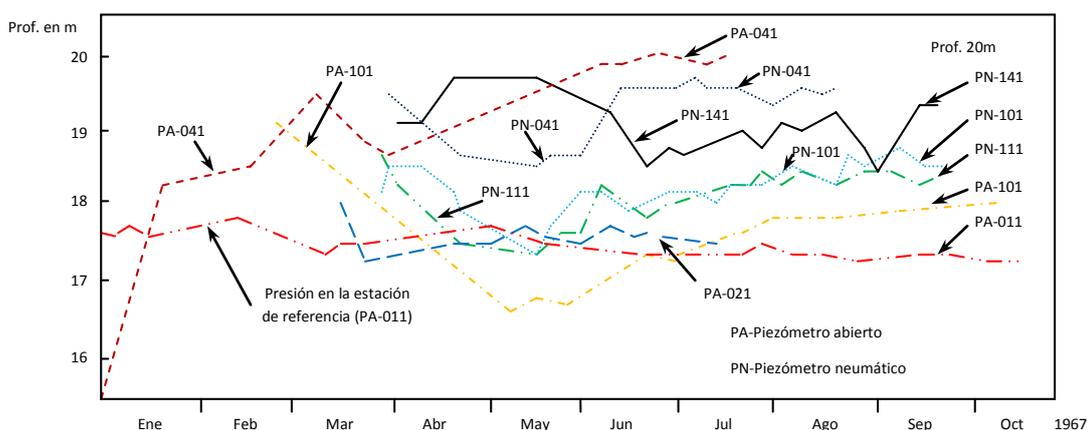


Figura 4.41. Evolución de la presión de poro en la zona de construcción (Reséndiz, 1968).

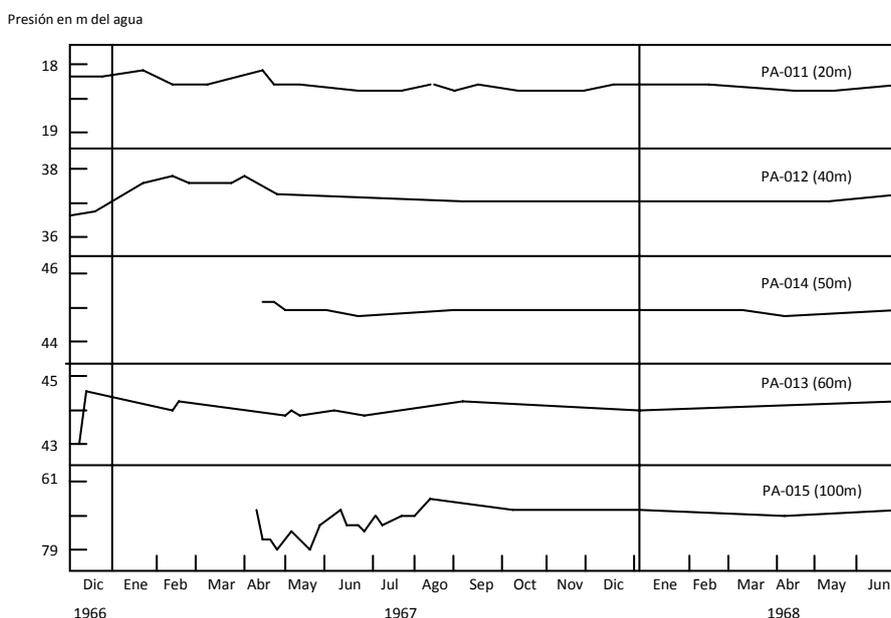


Figura 4.42. Evolución de la presión de poro en la estación de referencia E-01 (Reséndiz, 1968).

En la *tabla 4.20* se muestran los valores representativos de los incrementos de presión de poro a 20.0m de profundidad debidos al hincado de pilotes con respecto a la presión hidrostática medida en el piezómetro ubicado a la misma profundidad instalado en la estación de referencia E-01.

Tabla 4.20. Incrementos de presión de poro a 20.0m de profundidad debido al hincado de pilotes (Reséndiz, 1968).

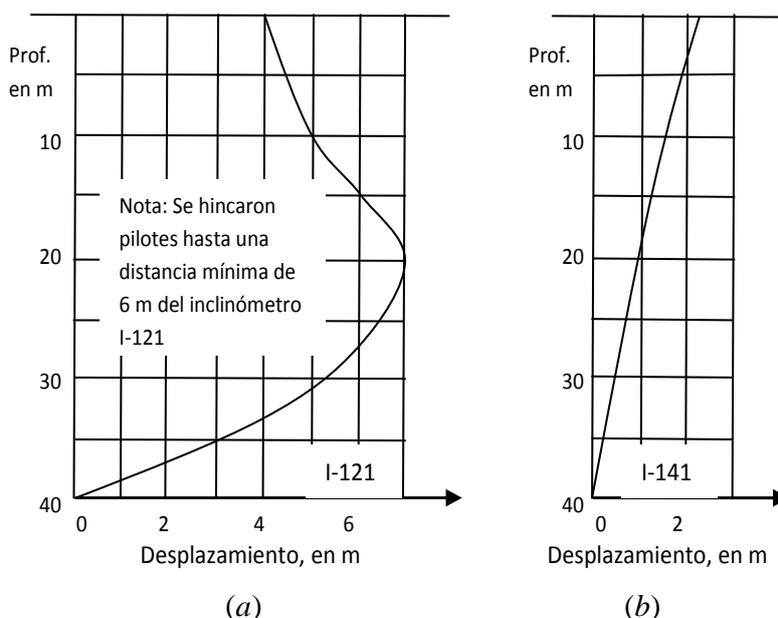
Fechas (dd/mm/aa)	Estación No.	Tipo de piezómetro/No. de identificación	Incremento de presión de poro (kPa)
13/12/66 - 11/02/67	E-04	PA/041	19.0
17/01/67 - 15/02/67	E-14	PA/141	17.5
21/12/66 - 24/12/66	E-02	PA/021	10.5

El máximo incremento de presión de poro es de 19kPa y coincide con la zona de hincado en donde se tenía instalado el piezómetro PA/041. Las demás lecturas corresponden a piezómetros ubicados fuera de la zona de hincado. Por lo tanto, las diferencias de presión de poro se atribuyen a la localización de los piezómetros con respecto a la zona piloteada.

Por otro lado, inmediatamente después de concluir las operaciones de hincado, se inició con la construcción de la losa de cimentación por lo que no se pudo observar en forma aislada la disipación con el tiempo de la presión de poro inducida por el hincado de los pilotes. A pesar de lo anterior, Reséndiz (1968) supuso que ésta se desarrolló en forma muy lenta.

Movimientos horizontales.

Según los registros de las estaciones que incluyeron inclinómetros, el hincado de pilotes dio lugar a desplazamientos horizontales de importancia en los estratos blandos. En la *figura 4.43* se muestran algunas formas típicas de variación de tales desplazamientos con respecto a la profundidad.



(a) Desplazamiento medido a 35.0m del centro de gravedad geométrico del grupo de pilotes
 (b) Desplazamiento medido a 100.0m del centro de gravedad geométrico del grupo de pilotes
 Figura 4.43. Desplazamientos horizontales observados (Auvinet, 1968).

En la *figura 4.43(a)* se observa que a distancias cercanas a la zona de hincado; es decir a 35.0m, se presenta un desplazamiento máximo a una profundidad de 20.0m. Por otro lado, a la distancia de 100.0m de la zona de hincado, ver *figura 4.43(b)*, se muestra una variación aproximadamente lineal con un máximo al nivel de terreno natural. No se determinó una distancia precisa a la zona de hincado que pueda considerarse como la frontera entre estas dos respuestas.

De los datos obtenidos por Reséndiz (1968) y de los resultados calculados en esta tesis se concluye lo siguiente.

Al igual que en la investigación de Mendoza (2004), Reséndiz (1968) observa que durante el hincado de pilotes se provoca el remoldeo del suelo alrededor de éstos. En ambos trabajos los desplazamientos medidos son ocasionados por el grupo de pilotes. Debido a lo anterior la zona remoldeada que se mide en estos trabajos es mucho mayor a la zona que se determina en esta tesis y que corresponde a un solo micropilote. Sin embargo, de la investigación de Auvinet (1968) se observa que el desplazamiento que se genera en el suelo por el hincado de los pilotes no es cilíndrico, sino más bien pareciera ser de tipo cónico, tal y como se observa en los análisis numéricos desarrollados en esta tesis.

De acuerdo al incremento de presión de poro observado en campo por el piezómetro PA/041 (ver *tabla 4.20*) y a la ubicación de éste con respecto a la zona de hincado, se puede deducir que la zona plástica que se desarrolla en campo por el hincado de los pilotes es mayor a 5.0m. Sin embargo, tal y como se comenta anteriormente esta zona plástica se debe al efecto del hincado de grupos de pilotes. Auvinet (1968) comenta que debido a las necesidades de avance de obra y a la precisión de los aparatos de medición no se pudieron registrar los movimientos horizontales generados por el hincado de un solo pilote y a diferentes distancias, como se hubiera querido hacer. Según los análisis realizados en esta tesis, la zona plástica que se desarrolla por un micropilote individual es igual a 1.76m.

El incremento de presión de poro observado en el piezómetro PA/041, con respecto al piezómetro de referencia PA/011, es de un 10% (ver *figura 4.41*). Mientras que en los análisis desarrollados en esta tesis ésta es mayor al 100%. Se considera que esta diferencia se debe a dos factores: a la ubicación de los piezómetros y al tipo de piezómetro utilizado. Como ya se comentó, la ubicación de los piezómetros con respecto a la zona de hincado tiene una gran influencia en la medición de la variación de la presión de poro. De igual forma, y según se comentó en párrafos anteriores, los piezómetros todavía no se estabilizaban por lo que la fase de estabilización se traslapó parcialmente con el hincado de pilotes. Sin embargo, a pesar de estos factores se considera que el exceso de presión de poro que se determina en esta tesis se encuentra dentro de magnitudes razonables y acordes a los valores medidos en campo.

4.4. Efecto de la presión de inyección en el comportamiento axial de micropilotes.

Conceptos de transferencia de carga y factores que intervienen en el comportamiento axial.

En la práctica convencional se considera al suelo como puramente cohesivo para estimar la capacidad de carga de pilotes de fricción en arcillas saturadas. Se considera que la adherencia suelo-pilote es una fracción de la resistencia no drenada del suelo. Esta fracción se toma en cuenta en un parámetro que se conoce como alfa. Para arcillas de la ciudad de México el valor de alfa resulta igual a 1 y considera el remoldeo y reconsolidación que ocurre en el suelo debido al hincado de los pilotes. Si se usa este valor, no se debe incrementar el radio o semiancho del pilote (Jaime et al., 1988).

Por otro lado, cuando se han extraído pilotes de fricción en la zona arcillosa de la ciudad de México, se ha observado que alrededor del fuste viene adherida una capa de arcilla, lo cual indica que la superficie de falla no se desarrolla en el fuste del pilote, sino entre esta capa y el suelo circundante. Dicha capa tiene un espesor que varía entre 5 y 10% del radio. Por esta razón Zeevaert (1975) sugiere que al calcular la resistencia por fricción de un pilote se considere un diámetro teórico igual a 1.1 veces el diámetro real del pilote (Jaime et al., 1988).

Debido a lo anterior la consideración de los mecanismos de transferencia de carga es la base de los métodos actuales para predecir la capacidad de carga en cimentaciones profundas. La interpretación racional del comportamiento carga-deformación requiere identificar las componentes transmitidas por el fuste y por la punta, así como la distribución de la carga a lo largo del fuste. En el caso de los micropilotes la componente de la punta no se toma en cuenta en la capacidad de carga total debido a que tienen una sección transversal muy pequeña.

La transferencia de carga axial de un micropilote depende de factores relacionados con las condiciones del subsuelo, la disposición geométrica del micropilote (aislado o en grupos), el método constructivo y el tiempo transcurrido desde su construcción. Algunos de estos factores interdependientes son:

- Resistencia lateral del fuste en función de su desplazamiento.
- Relación entre la resistencia última del fuste y la resistencia cortante inicial no drenada de los suelos en contacto con el mismo.
- Rigidez del micropilote en comparación con el material de soporte.
- Dimensiones del micropilote (longitud/ancho), configuración (recto o inclinado) y método constructivo (inyección por compactación).
- Alteración de las propiedades mecánicas y del estado de esfuerzos del suelo alrededor del micropilote como consecuencia del procedimiento constructivo.

En esta tesis se cuantifica la incidencia de varios de estos factores para permitir su consideración en los métodos de análisis y determinar la capacidad de carga de micropilotes.

Comportamiento de un micropilote bajo carga axial de compresión.

Cuando un micropilote se somete a una carga axial de compresión creciente, la curva típica carga-asentamiento es similar a la de la *figura 4.44*. Inicialmente el sistema suelo-micropilote se comporta elásticamente, en donde existe una relación rectilínea hasta el punto *A*, si la carga se suspende en cualquier etapa entre este punto, la deformación se recupera casi hasta su valor original. Sin embargo, cuando la carga se incrementa más allá del punto *A* aparece una cedencia. Si la carga se suspende en el punto de cedencia *B*, se presenta una deformación permanente con magnitud en el punto *C*. Al incrementar nuevamente la carga hasta el punto *D* se observa que la resistencia lateral máxima se alcanza cuando los incrementos de carga producen asentamientos muy grandes (punto *E*).

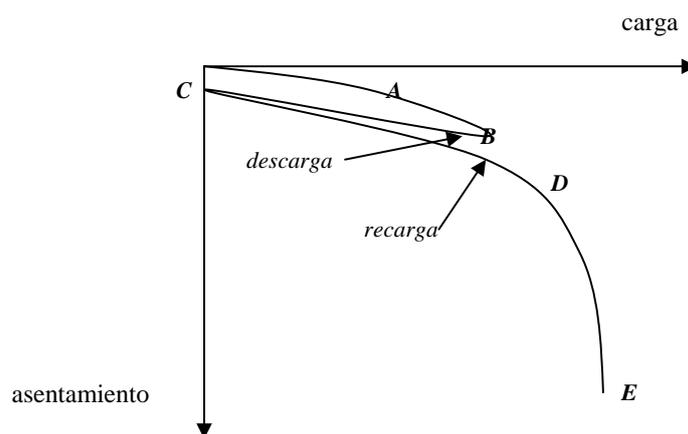


Figura 4.44. Curva carga – asentamiento.

4.5. Nuevo método analítico de diseño para estimar la resistencia lateral de micropilotes.

El éxito del análisis estático de la capacidad de carga última por fuste depende de la determinación apropiada de la resistencia lateral unitaria. Así mismo, la confiabilidad en la utilización de los métodos analíticos depende de la precisión con que se determinan los parámetros del suelo. Por lo que se requiere un conocimiento detallado no sólo de las características de resistencia al corte y compresibilidad de los estratos involucrados en la transferencia de cargas, sino también de las variaciones de la densidad y del contenido de agua.

Como ya se ha comentado ampliamente en esta tesis el desplazamiento del suelo, asociado por la inyección del micropilote, produce deformaciones radiales que incrementan la presión de poro hasta una distancia igual al radio de la zona plástica; sin embargo, después de un cierto tiempo este exceso de presión de poro se disipa. Por consiguiente, este fenómeno de consolidación ocasiona un aumento en la resistencia cortante del suelo cercano al fuste del micropilote.

Por otro lado, los desplazamientos de un micropilote generan fuerzas resistentes tangenciales en el suelo en contacto con el fuste. Estas fuerzas resistentes provienen de la adherencia y fricción del suelo con el micropilote afectados por un factor de expansión.

Como consecuencia de lo anterior a continuación se propone una expresión (en esfuerzos efectivos y totales) para determinar la resistencia lateral unitaria de un micropilote sometido a una inyección por compactación.

Análisis en esfuerzos efectivos.

$$q_{s-i} = \sum_{i=1}^n c'_i F'_{c-i} + (p'_{0-i} F'_{q-i}) \tan \phi'_i \quad (4.33)$$

donde c'_i , es la cohesión del estrato i en términos de esfuerzos efectivos; ϕ'_i , es el ángulo de fricción interna en el estrato i en términos de esfuerzos efectivos; p'_{0-i} , es el esfuerzo efectivo inicial del suelo a la mitad del estrato i ; F'_{c-i} y F'_{q-i} son los factores de expansión de una cavidad cilíndrica en el estrato i y se definen como.

$$F'_{q-i} = (1 + \text{sen} \phi'_i) (I_{rr} \sec \phi'_i)^{\frac{\text{sen} \phi'_i}{1 + \text{sen} \phi'_i}} \quad (4.34)$$

$$F'_{c-i} = (F'_{q-i} - 1) \cot \phi'_i$$

Los factores F'_{q-i} y F'_{c-i} están en función del índice de rigidez reducido, I_{rr} ; y del ángulo de fricción interna, ϕ'_i . Ambos factores de expansión se obtienen de la *tabla 3.2* o de la *figura 3.5* del Capítulo 3 de esta tesis.

Análisis en esfuerzos totales.

La resistencia lateral unitaria de un micropilote en esfuerzos totales se determina como.

$$q_{s-i} = \sum_{i=1}^n c_{u-i} F_{c-i} \quad (4.35)$$

donde c_{u-i} , es la resistencia cortante no drenada del estrato i y F_{c-i} es el factor de expansión en el estrato i , y se define como.

$$F_{c-i} = \ln I_r + 1 \quad (4.36)$$

donde I_r es el índice de rigidez.

Las ecuaciones (4.33) y (4.35) están en función del método de Vesic (1972) y, según los análisis que se realizan en esta tesis, la presión máxima de expansión corresponde a un radio final igual al doble del radio teórico del micropilote, $a=2a_0$. El radio teórico corresponde al radio inicial del micropilote sometido a una presión de expansión, según se discutió en el Capítulo 3.

Finalmente, la capacidad de carga última de un micropilote debido a la expansión de su fuste mediante una inyección por compactación se determina como.

$$Q_{fu} = \sum_{i=1}^n \pi \left(\frac{a - a_0}{a_0} \right) 2L_i q_{s-i} \quad (4.37)$$

donde a , es el radio del fuste expandido; a_0 , es el radio inicial del fuste; L_i , es el espesor del estrato i y q_{s-i} , es la resistencia lateral unitaria del micropilote.

Para tomar en cuenta el cambio de los esfuerzos efectivos, debido a la disipación del exceso de presión de poro, se debe realizar el tipo de prueba triaxial u otro tipo de prueba que mejor reproduzca la evolución de los esfuerzos y deformaciones a que estará sujeto el suelo alrededor del micropilote.

Las ecuaciones (4.33) y (4.35) no dependen de la fracción de la resistencia no drenada del suelo (coeficiente alfa) o del esfuerzo vertical efectivo (coeficiente beta) como se ha considerado en los métodos de análisis para determinar la capacidad de carga en cimentaciones profundas. Así mismo, se observa que la capacidad de carga depende del volumen de suelo desplazado por la inyección del micropilote; es decir, tanto el tamaño de la zona de suelo remoldeado alrededor del elemento como la magnitud de los esfuerzos a los que se ve sometido el suelo influyen en el tamaño de la capacidad de carga última. Estas conclusiones concuerdan con lo observado por Jaime et al. (1991) en pilotes hincados sin perforación previa en arcillas saturadas.

Con objeto de conocer la magnitud de la capacidad de carga lateral mediante las ecuaciones (4.33) a la (4.37) se utilizan los parámetros mecánicos de las *tablas 4.21 y 4.22*, correspondientes a la arcilla de la ciudad de México (Giraldo, 1996). Los resultados obtenidos con estas ecuaciones se muestran enseguida y se comparan con los métodos de capacidad de carga para cimentaciones profundas que se utilizan en la actualidad.

Tabla 4.21. Propiedades en términos de esfuerzos totales para la arcilla del Valle de México.

Muestra	Prof.	OCR	Gw	w	wL	wP	PI
No.	(m)	-----	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
M-01	4.0-4.6	1.00	92.75	254.26	262.90	100.14	162.76
ϕ	p_0	γ_{sat}	γ_d	c_u	E_s	ν	G
(°)	(kN/m ²)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	-----	(kN/m ²)
0	56.76	12.34	4.2	38.40	3,942	0.50	1,314

Tabla 4.22. Propiedades en términos de esfuerzos efectivos para la arcilla del Valle de México.

Muestra	Prof.	OCR	γ_{sat}	Gw	w	wL
No.	(m)	-----	(kN/m ³)	(%)	(%)	(%)
M-01	4.0-4.6	1.00	12.34	92.75	254.26	262.90
wP	PI	c'	$E's$	ν'	G'	ϕ'
(%)	(%)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	-----	(kN/m ²)	(°)
100.14	162.76	20	3,250	0.30	1,250	46.41

Cálculo de la capacidad de carga en términos de esfuerzos efectivos.

Datos:

Radio inicial del micropilote:

$$a_0 = 0.15m$$

Longitud del micropilote: $L = 30m$

Radio final del micropilote: $a = 0.30m$

Resultados:

$$q_s = c' F_c + p_0 F_q \tan(\phi')$$

$$q_s = 251.134 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_{fu} = \pi \left(\frac{a - a_0}{\frac{a}{a_0}} \right) 2Lq_s$$

$$Q_{fu} = 3.55E + 03kN$$

Cálculo de la capacidad de carga en términos de esfuerzos totales.

Datos:

Radio inicial del micropilote: $a_0 = 0.15m$

Longitud del micropilote: $L = 30m$

Radio final del micropilote: $a = 0.30m$

Resultados:

$$q_s = c_u F_c$$

$$q_s = 174.059 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_{fu} = \pi \left(\frac{a - a_0}{\frac{a}{a_0}} \right) 2Lq_s$$

$$Q_{fu} = 2.461E + 03kN$$

Comparación con los métodos actuales de capacidad de carga para cimentaciones profundas.

En la *tabla 4.23* se muestran los métodos utilizados, la resistencia lateral obtenida (Q_{fl}) y el resultado de la comparación con el método propuesto en esta tesis para estimar la capacidad de carga en micropilotes (Q_{fu}). Los detalles de los métodos de capacidad de carga para

cimentaciones profundas de la *tabla 4.23* se pueden consultar en el trabajo realizado por Ortiz (2003).

Para todos los métodos de análisis se consideró una longitud de la cimentación de 30m y un diámetro de 0.60m. Las propiedades mecánicas del suelo son las mismas que se usaron para determinar la capacidad de carga en micropilotes y corresponden a las *tablas 4.21* y *4.22*.

Tabla 4.23. Comparación con los métodos actuales.

Ecuación	Datos	Método y referencia	Q _{fl} (kN)	Q _{fu} /Q _{fl}
En esfuerzos efectivos				
$Q_s = K_\phi \sigma'_z A_s$	$K_\phi = \left(\frac{1 - \text{sen}^2 \phi'}{1 + \text{sen}^2 \phi'} \tan \phi' \right)$	Zeevaert, 1973	1,307.23	2.72
$Q_s = \beta p'_{os} A_s$	$\beta = K_s \tan \delta; \quad \delta = (2/3)\phi'$ $K_s = 0.5(1+k_0)$	Burland, 1973	1,507.29	2.36
$Q_s = \beta p'_{os} A_s$	$\beta = K_s \tan \phi'; \quad K_s = 0.5(1+k_0)$	Fleming, et al., 1985	2,632.24	1.35
En esfuerzos totales				
$Q_s = \alpha c_{us} A_s$	$\alpha = 0.55$	Reese y O'Neill, 1989	1,085.73	2.27
$C_f = \alpha A_L f$	$f = c_{us}; \quad \alpha = 1$	NTC, 2004	2,171.97	1.13

Nota: Q_{fu}, es la capacidad de carga vertical última de un micropilote debido a la expansión de su fuste mediante una inyección, donde: Q_{fu(efectivos)}=3.550E+03kN y Q_{fu(totales)}=2.461E+03kN.

Q_{fl}, es la capacidad de carga vertical última para cimentaciones profundas.

En general se muestra que la resistencia lateral calculada con la ecuación (4.37) es mayor a la que se determina con los métodos analíticos de la *tabla 4.23*, lo cual se debe a que los métodos analíticos de capacidad de carga para cimentaciones profundas no toman en cuenta la expansión de la cavidad. Sin embargo, se observa que la magnitud de la capacidad de carga en términos de esfuerzos totales es más cercana a la obtenida con el método propuesto en esta tesis. Además, los valores de K_s y K_ϕ están influenciados por el ángulo de resistencia al corte, por la compresibilidad y por el estado de esfuerzos en el suelo, así como por el método de instalación de la cimentación profunda. El valor de K_s aumenta al aumentar la compacidad, el ángulo de resistencia al corte y la cantidad de suelo desplazado. Se recomienda que cuando exista desplazamiento del suelo, el valor de K_s se incremente de 1 a 2 veces el coeficiente de presión de tierras en reposo (k_0) y cuando sea poco desplazamiento, K_s se considere de 3/4 a 5/4 de k_0 (SMMS, 2001).

Por otro lado, en términos de esfuerzos efectivos la capacidad de carga (Q_{fl}) de la *tabla 4.23* es menor. A ello, además de lo señalado anteriormente también influye que el ángulo de fricción interna que se toma en cuenta en el análisis corresponde a un suelo remoldeado. En estricto rigor, en un análisis de esfuerzos efectivos se deben considerar dos casos: el primero se refiere al valor del ángulo de fricción interna a corto plazo ϕ'_{cp} (suelo sin consolidar) y el segundo corresponde a un ángulo de fricción interna a largo plazo ϕ'_{lp} (suelo consolidado). Donde,

$$\phi'_{lp} \gg \phi'_{cp} \quad (4.38)$$

Debido a lo anterior, en esta tesis se propone que el ángulo de fricción interna a largo plazo se determine de una prueba triaxial tipo consolidada no drenada (CU), con medición de presión de poro, y donde la etapa de consolidación represente las condiciones de esfuerzo a las que se ve sometido el suelo por la inyección del micropilote o bien de una prueba consolidada drenada (CD) convencional.

A continuación se realiza otro análisis en donde se considera un pilote “virtual” cuyo diámetro es el de la zona plástica que se desarrolla alrededor de la cavidad expandida. El tamaño del radio de la zona plástica es la que se indicó en la *tabla 4.4* y en la *tabla 4.24* se muestran los resultados de este análisis.

Tabla 4.24. Pilote virtual a partir del radio de la zona plástica.

C (m)	Q _n (kN)		
	Burland (1973)	Zeevaert (1973)	Fleming (1985)
0.60	3,014.57	2,614.45	5,264.49
0.79	3,969.19	3,442.36	6,931.58
0.95	4,773.08	4,139.55	8,335.44
1.11	5,576.96	4,836.73	9,739.30
1.25	6,280.36	5,446.77	10,967.69
1.39	6,983.77	6,056.81	12,196.07
1.53	7,687.17	6,666.85	13,424.45

Nota: C, es el radio de la zona plástica.

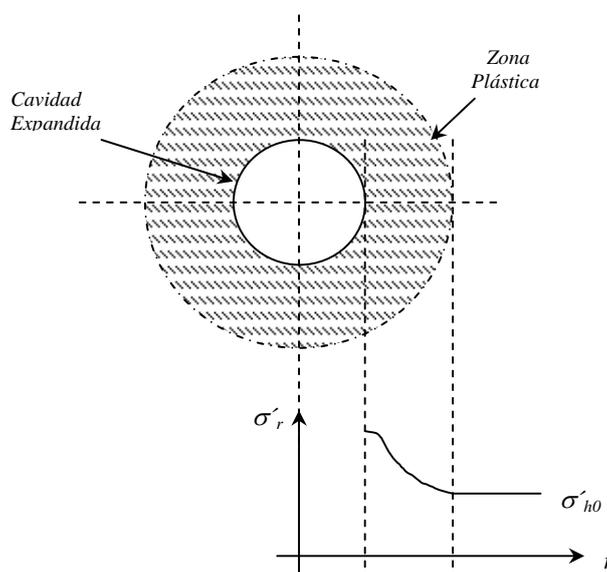


Figura 4.45. Distribución de esfuerzos radiales dentro de la zona plástica.

La hipótesis es que dentro de la zona plástica se genera un incremento de presión de poro causado por el aumento de los esfuerzos radiales durante la expansión de la cavidad. La distribución de estos esfuerzos dentro de la zona plástica se muestra en la *figura 4.45*. En esta figura se observa que el esfuerzo radial es mayor cerca del fuste y va disminuyendo conforme se aleja de éste, hasta ser igual al esfuerzo horizontal inicial en campo. Por otro lado, por el

efecto de la tixotropía y por la disipación del exceso de presión de poro dentro de la zona plástica, los esfuerzos efectivos aumentan. Este proceso de reconsolidación dura un cierto tiempo y depende del tamaño de la zona remodelada.

Con el fin de comparar los valores de la *tabla 4.24* con la ecuación de capacidad de carga para micropilotes propuesta en esta tesis; en la *tabla 4.25* se presentan los resultados del cálculo de la capacidad de carga para micropilotes calculada con la ecuación (4.37). Los valores de a se obtienen de la misma *tabla 4.4* y corresponden a los incrementos del radio de la cavidad expandida con la que se genera la zona plástica usada en la *tabla 4.24*.

Tabla 4.25. Capacidad de carga de micropilotes.

a (m)	Q_{fu} (kN)
0.18	1,183.44
0.20	1,775.17
0.22	2,259.30
0.24	2,662.75
0.26	3,004.13
0.28	3,296.74
0.30	3,550.33

Nota: a , es el radio de la cavidad expandida.

En las *tablas 4.24* y *4.25* se observa que las capacidades de carga son similares.

Debido a que la capacidad de carga de micropilotes se basa en el incremento del radio de la cavidad expandida (a) y los métodos de capacidad de carga de la *tabla 4.24* se desarrollan en función de un pilote virtual, cuyo diámetro se basa en el radio de la zona plástica (C); se gráfica la *figura 4.46* para mostrar visualmente los resultados y efectuar una comparación entre ellos. En esta gráfica, el eje de las ordenadas corresponde a la normalización de los valores de a con respecto a C , mientras que el eje de las abscisas atañe a los valores de capacidad de carga.

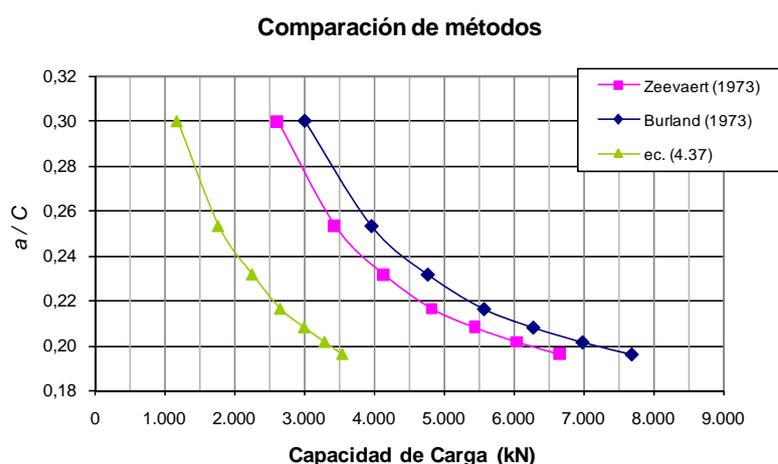


Figura 4.46. Comparación entre métodos.

De la *figura 4.46* se concluye que al usar el diámetro de la zona plástica en los métodos de capacidad de carga de Zeevaert (1973) y Burland (1973), los resultados obtenidos son mayores a los valores calculados con la ecuación (4.37).

4.6. Comparación con resultados de laboratorio.

En esta sección se comparan los resultados de capacidad de carga que se determinan con el método analítico que se propone en esta tesis y los resultados de capacidad de carga obtenidos de modelos de pilotes de concreto hincados en una muestra reconstituida de arcilla del valle de México. Esta investigación fue realizada por Jaime et al. (1991) y a continuación se presenta un resumen.

Jaime et al. (1991).

En esta investigación se realizaron ensayos de penetración en modelos a escala 1/25 de pilotes de concreto. Las dimensiones de los pilotes fueron de 78cm de longitud y se construyeron con diferentes secciones transversales: circular, con 2.54cm de diámetro; cuadrada, con 2.0cm de ancho; triangular, de 2.66cm por lado; sección recta hexagonal, de 1.33cm por lado y de sección plana de 4x1.27cm. Todos los pilotes tuvieron una profundidad de hincado efectiva de 71cm.

Los modelos de pilotes se hincaron en una muestra reconstituida de arcilla del valle de México. Para ello se fabricó un consolidómetro gigante de acero de 1.10m de diámetro y 1.80m de altura, ver *figura 4.47*.

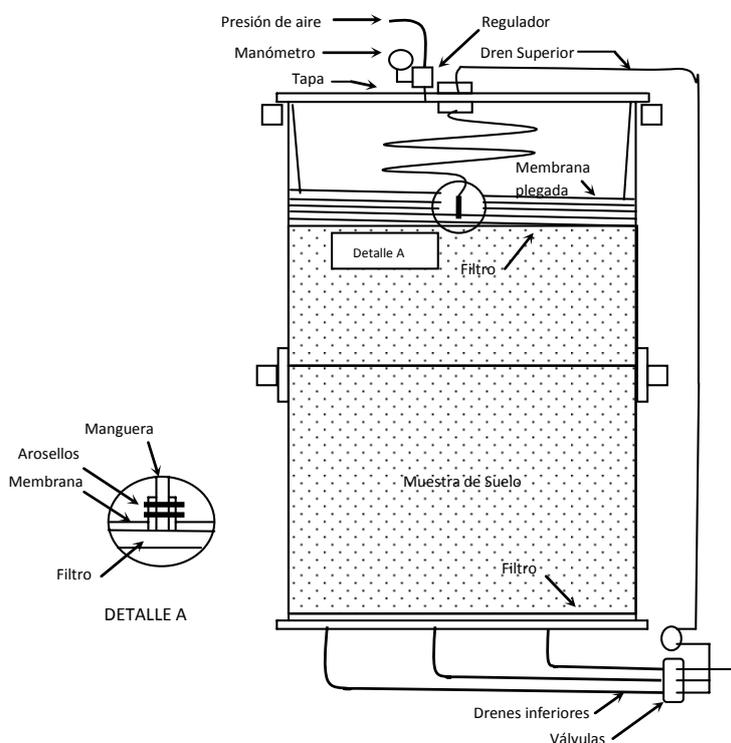


Figura 4.47. Vista en corte del consolidómetro gigante (Jaime et al., 1991).

La muestra reconstituida de suelo se elaboró con muestras de arcilla de diversos sondeos obtenidos dentro de la zona del Lago de Texcoco. Las muestras de arcilla tenían un contenido de agua natural de entre 200 y 500%, mientras que los límites de consistencia oscilaron entre $200 < wL < 500\%$ y $40 < wP < 100\%$. La densidad de sólidos media de los suelos fue de 2.4. En general, las muestras de suelo corresponden a la formación arcillosa superior y se usó un total de 1.5t de suelo.

La elaboración de la muestra reconstituida se realizó en varias etapas. En la primera etapa se mezclaron pedazos de arcilla con agua hasta formar un lodo homogéneo. En la segunda etapa se realizó un proceso de desaireado del lodo. En la tercera etapa se depositó la mezcla dentro del consolidómetro y finalmente en la cuarta etapa se consolidó la muestra. El contenido de agua medio de la muestra reconstituida fue de 274% y su resistencia no drenada media fue de 0.065 kg/cm^2 , ésta se determinó de un ensaye triaxial no consolidado no drenado. Como se puede observar, la cohesión de la muestra reconstituida de arcilla se escaló por un factor de 5.5 con respecto al valor medio de las arcillas de la ciudad de México, el peso volumétrico se mantuvo similar al del suelo en su estado natural.

Ejecución de las pruebas de carga en laboratorio.

Antes de hincar los pilotes se usaron brocas de tipo carpintero de diversos diámetros (ver *tabla 4.26*) con el fin de realizar perforaciones previas y conocer como influye ésta en la capacidad de carga de los pilotes.

La carga de penetración estática que se aplicó a los pilotes fue por incrementos. Se uso un pistón neumático cuyo vástago fue unido a la cabeza de los pilotes a través de un transductor de fuerza, un conector y una rótula. Los desplazamientos se midieron con un micrómetro de carátula y con un transductor de desplazamiento tipo DCDT.

Resultados.

En la *tabla 4.26* se muestran los datos de los ensayos de carga estática hechos en los pilotes de sección circular.

Tabla 4.26. Ensayes de penetración estáticos (Jaime et al., 1991).

D_{pp} (cm)	L_p (cm)	Q_u (kg)	δ_F (mm)
1.43	78.90	34.10	1.59
1.85	78.90	33.80	1.45
2.16	78.60	32.70	2.05

D_{pp} , diámetro de perforación previa; L_p , longitud del pilote
 Q_u , carga máxima; δ_F , desplazamiento en la carga máxima

En la *figura 4.48* se muestra la influencia del diámetro de la perforación previa en la respuesta de los pilotes de fricción de sección circular. Se aprecia que hay una pérdida sustancial de la capacidad de carga, del 31% de la máxima alcanzada. De estas pruebas se observa que la

capacidad de carga depende del volumen de suelo desplazado por el pilote durante su hincado. Esto influye en el tamaño de la zona de suelo remoldeado alrededor del elemento y en la magnitud de los esfuerzos a los que se ve sometido el material durante la reconsolidación del mismo (Jaime et al., 1991).

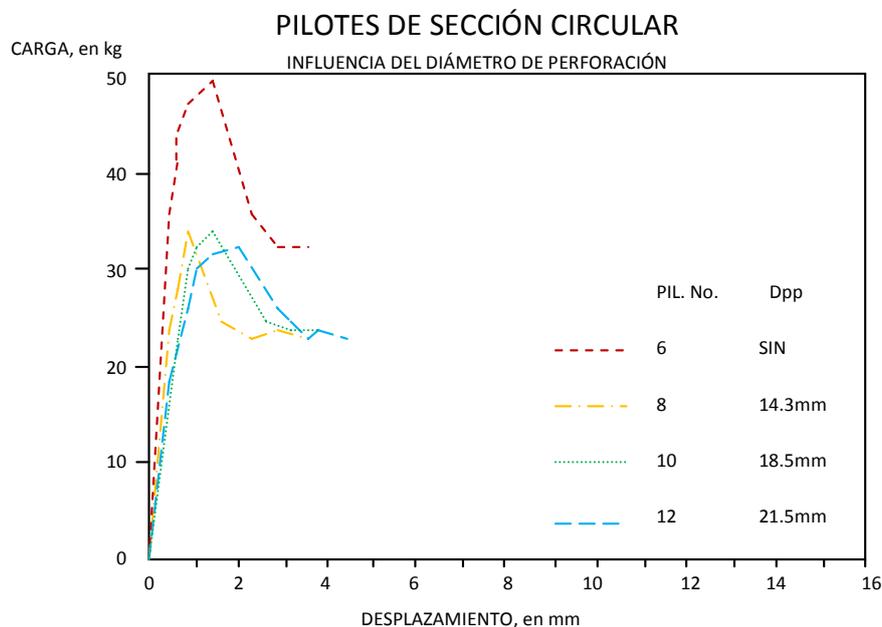


Figura 4.48. Curvas carga-desplazamiento de pilotes de sección circular (Jaime et al., 1991).

En la *tabla 4.26* y en la *figura 4.48* se muestran únicamente el comportamiento de los pilotes de sección circular debido a que su geometría se asemeja con mayor precisión al modelo cilíndrico que se estudia en esta tesis; es decir, la geometría del pilote de sección circular genera en el suelo una deformación radial que se asemeja a la expansión de una cavidad cilíndrica, tal y como lo explican Jaime et al. (1991) en su investigación.

Las conclusiones que se obtienen de esta investigación son las siguientes.

La influencia del diámetro de la perforación previa en la capacidad de carga es más pronunciada que la debida a la forma de la sección del pilote. Sin embargo, la sección circular induce en el suelo un estado de esfuerzos radial uniforme, tal y como lo analiza la teoría de expansión de cavidades. Además, se demuestra que mientras más grande es el diámetro de la perforación previa más pequeña es la capacidad de carga del pilote.

De los resultados obtenidos por Jaime et al. (1991) y de las ecuaciones analíticas que se presentan en esta tesis se concluye lo siguiente.

En esta sección se utilizan los resultados experimentales de Jaime et al. (1991) y se comparan con los datos obtenidos de las ecuaciones que se proponen en esta tesis. Los datos y ecuaciones que se usan en el análisis son los siguientes:

Datos:

Diámetro del pilote:

$$D_0 = 2.5\text{cm}$$

Longitud del pilote efectiva:

$$L = 71\text{cm}$$

Diámetro de la perforación previa:

$$D_{pp} = \begin{bmatrix} 1.43 \\ 1.85 \\ 2.16 \end{bmatrix} \text{cm}$$

Ecuaciones:

Capacidad de carga unitaria:

$$q_s = c_u F_c$$

Factor de expansión:

$$F_c = \ln(Ir) + 1$$

Índice de rigidez:

$$I_r = \frac{G}{c_u}$$

Capacidad última por fuste:

$$Q_{fu} = \pi \left(\frac{D_0 - D_{pp}}{D_0} \right) 2Lq_s \quad (4.39)$$

A continuación se propone el siguiente procedimiento para determinar la capacidad de carga última por fuste.

Primeramente se grafica la presión de expansión que se determina con la ecuación (3.8) del Capítulo 3 en función de la relación de D_0/D_{pp} , donde $a_0=D_{pp}$ y $a=D_0$, ver *figura 4.49*. A partir de esta figura se determina la relación de presiones correspondiente al incremento del diámetro de la perforación previa.

Posteriormente, con esta relación de presiones se entra en el eje de las abscisas de la *figura 4.50*, en donde se obtiene el índice de rigidez.

La variación del índice de rigidez que se muestra en la *figura 4.50* se obtuvo de resultados experimentales de Alberro e Hiriart (1973) obtenidas en pruebas triaxiales consolidadas no drenadas con diferentes esfuerzos de consolidación en muestras inalteradas de arcilla del valle de México. En esta figura se grafica el índice de rigidez obtenido con tres diferentes módulos: E_{50} , $E_{s\text{-máximo}}$ y E_{residual} . Se observa que los valores de I_r más pequeños corresponden al E_{residual} . En general, el valor de I_r disminuye con respecto a valores mayores de la presión aplicada. La reducción de I_r se debe principalmente a la degradación del módulo de rigidez debido a las deformaciones inducidas en la masa de suelo y no a cambios significativos en la resistencia de éste.

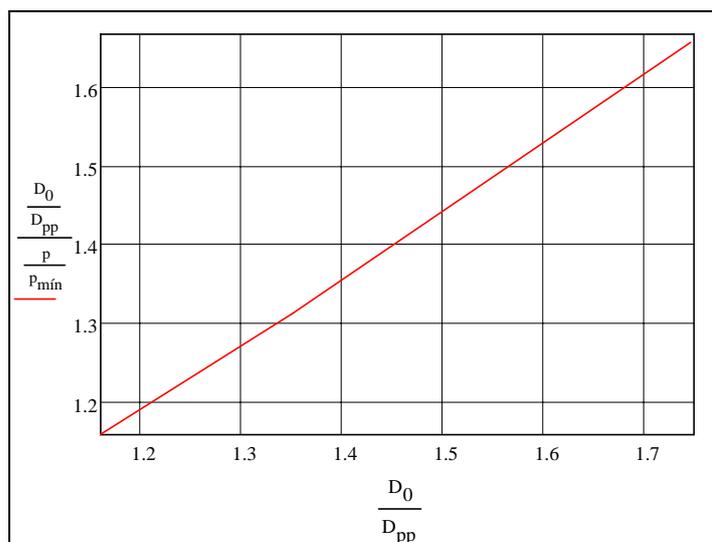


Figura 4.49. Variación de la presión de expansión.

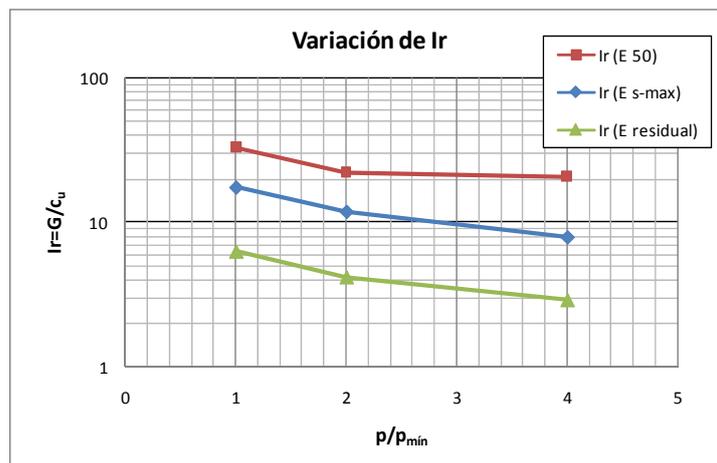


Figura 4.50. Variación de Ir.

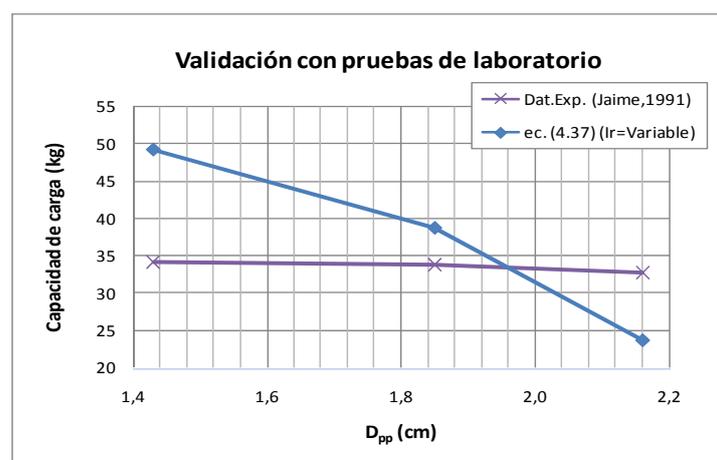


Figura 4.51. Curvas de capacidad de carga-diámetro de la perforación previa.

Finalmente, con el índice de rigidez de la *figura 4.50* y con los datos geométricos del pilote se grafica la capacidad de carga por fuste que se determina con la ecuación (4.37) y los resultados experimentales de Jaime et al. (1991) correspondientes a la *tabla 4.26*, ver *figura 4.51*.

En general, se observa que la capacidad de carga aumenta conforme disminuye el diámetro de la perforación previa y la capacidad de carga que se determina en forma analítica es semejante a los datos experimentales, ver *tabla 4.27*.

Tabla 4.27. Comparación de resultados.

D_{pp} (cm)	Q_{fu} (kg)	Q_u (kg)	Q_{fu}/Q_u
	(analítico)	(datos exp.)	
1.43	49.09	34.10	1.44
1.85	38.65	33.80	1.14
2.16	23.65	32.70	0.72

En la *tabla 4.28* se muestran las capacidades de carga unitaria (q_s) que se determinan con los datos de capacidad de carga (Q_u) de Jaime et al. (1991) y con los ensayos triaxiales de Alberro e Hiriart (1973), su variación con respecto al diámetro de la perforación previa se grafica en la *figura 4.52*.

Tabla 4.28. Capacidad de carga unitaria.

D_{pp} (cm)	q_s (kg/cm ²)	q_s (kg/cm ²)	$q_s(\text{Jaime et al.})/q_s(\text{Alberro})$
	(Jaime, 1991)	(Alberro, 1973)	
1.43	0.1248	0.1798	0.695
1.85	0.1575	0.1801	0.875
2.16	0.2495	0.1805	1.383

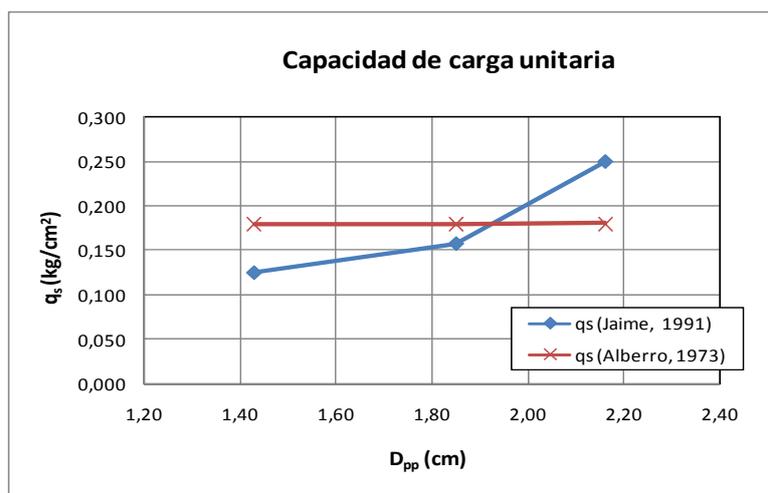


Figura 4.52. Capacidad de carga unitaria.

Es importante subrayar que la capacidad de carga analítica de la *figura 4.51* se determinó a partir de una relación variable del índice de rigidez, ver *figura 4.50*. También se debe observar que la diferencia de $D_0 - D_{pp}$ en la ecuación (4.39) afecta en proporción directa al valor de la capacidad de carga última.

Por otro lado, cuando D_{pp} tiende a cero, el efecto del hincado del pilote se incrementa; es decir, aumenta la expansión que genera el remoldeo en el suelo y por consecuencia el índice de rigidez disminuye sin que se modifique sustancialmente la resistencia del suelo circundante. Sin embargo, es importante aclarar que la ecuación (4.39) y el método que se presenta anteriormente para calcular la capacidad de carga última, se derivaron para un diámetro de perforación previa igual a $\frac{D_0}{2} \leq D_{pp} \leq D_0$. Además, si $D_{pp} = 0$ el denominador en la ecuación (4.39) se indetermina.

Gracias a la investigación de Jaime et al. (1991) se puede reinterpretar la expresión de Vesic (1971) y determinar la variación de I_r con respecto a los esfuerzos radiales inducidos en la masa de suelo. Por lo que el índice de rigidez no es un valor constante sino que se ve afectado por la magnitud de los esfuerzos inducidos en la masa de suelo, en este caso el incremento del diámetro de la perforación previa disminuye el volumen de suelo remoldeado, por lo que las deformaciones inducidas por el hincado del pilote se reducen, tal y como lo describen Jaime et al. (1991).

Otro aspecto que es importante comentar es la ocurrencia del mecanismo de falla que se presenta en los pilotes y micropilotes sometidos a una carga axial. En los pilotes es interesante conocer cómo influye en la capacidad de carga el arrastre de material que se genera alrededor del pilote durante su hincado (Jaime, 2008). Por otro lado, se ha observado en pruebas de extracción de pilotes que alrededor del fuste viene adherida una capa de arcilla, lo que indica que la superficie de falla no se desarrolla a lo largo del fuste, sino entre esta capa y el suelo circundante. Esta observación coincide con la de otros autores en diferentes suelos arcillosos (Jaime et al., 1991).

Finalmente se recomienda realizar una serie de ensayos en campo para verificar la variación del índice de rigidez con respecto a la magnitud de los esfuerzos radiales inducidos en la masa de suelo por el efecto de expansión en micropilotes inyectados. De igual manera, se recomienda realizar una serie de pruebas de ensayos estáticos de compresión axial en micropilotes con diferentes longitudes para comprobar la evolución de la resistencia estática de éstos con respecto al tiempo. También se recomienda realizar ensayos triaxiales tipo CU en muestras de suelo remoldeado sometidas a diferentes esfuerzos de consolidación.

Capítulo 5. CONCLUSIONES.

En este capítulo se presentan las conclusiones del trabajo de investigación correspondientes a los Capítulos 1 al 4.

1. En esta tesis el micropilote se define como un elemento con diámetro igual o menor a los 30cm. Su característica es que se construyen a partir de una perforación rotatoria en la que se introduce un acero de refuerzo y se inyecta una lechada a presión o por gravedad, y se conectan físicamente a la cimentación. Debido a la gran variedad de los métodos de construcción, en esta tesis se decidió clasificar a los micropilotes con base en las técnicas de inyección de la lechada.

2. Debido a la importancia que guarda el proceso de inyección en la construcción de micropilotes, en esta tesis se recomiendan los siguientes controles para garantizar un adecuado proceso de inyección.

- Monitoreo del volumen de inyección en función de la presión aplicada.
- Medición del levantamiento del terreno natural o de la estructura.
- Monitoreo de niveles piezométricos.
- Perforación de puntos de inspección.
- Obtención de muestras de suelo para ser examinadas en pruebas de laboratorio.
- Ejecución de pruebas de presiómetro y/o cono.
- Realización de pruebas de permeabilidad en campo.

3. El efecto que produce la inyección de un micropilote, en el estado de esfuerzos del suelo, es análogo a lo que sucede durante el hincado de un pilote en arcillas saturadas. En la zona intermedia del fuste del micropilote el suelo se desplaza en dirección horizontal y en un estado de deformación plana. Aproximadamente los desplazamientos verticales se presentan hasta una distancia, medida a partir de la cabeza y la punta, de diez veces el radio del micropilote inyectado, ver *figura 5.1*.

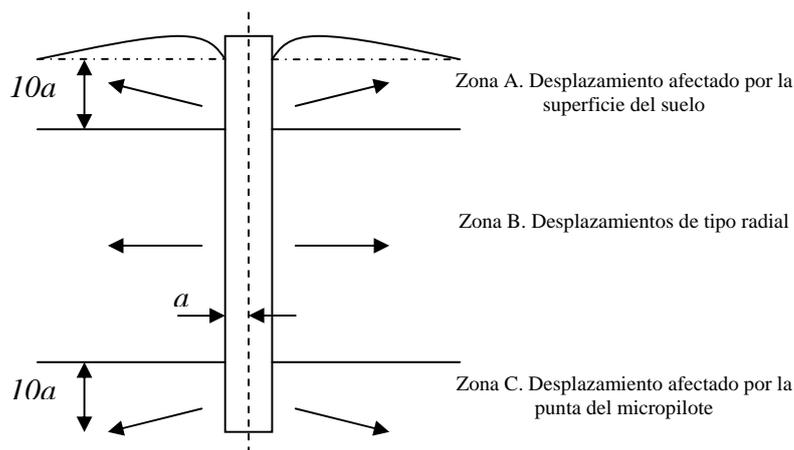


Figura 5.1. Desplazamientos radiales.

4. Se considera que el comportamiento del suelo alrededor de un micropilote durante el proceso de inyección se desarrolla de la siguiente manera:

- Para un tiempo $t=0$, la cavidad tiene un radio inicial a_0 y una presión efectiva inicial interna isotrópica p_0 . En esta primera etapa, la presión de poro se encuentra bajo una condición hidrostática u .
- Para un tiempo $t=1$, la cavidad se expande un radio final a con una presión final interna p . Durante esta expansión se forma una zona plástica C y se incrementa la presión de poro alrededor de la cavidad Δu .
- Cuando $t \rightarrow \infty$ la zona plástica alrededor de la cavidad expandida entra en un proceso de consolidación, por lo que el exceso de presión de poro que se genera por la expansión se disipa. La velocidad de consolidación de la zona plástica se ve afectada por el coeficiente de consolidación horizontal, por el radio de la zona plástica y por la magnitud del exceso de presión de poro máximo. La consolidación es un fenómeno local que afecta sólo a la cercanía del micropilote.

5. Con el fin de tener un modelo que represente las condiciones anteriores, en el Capítulo 3 se llevó a cabo una investigación bibliográfica de los modelos analíticos existentes que estudian el efecto de la presión de expansión a lo largo de una cavidad cilíndrica, estos modelos se basan en la Teoría de Expansión de Cavidades. Esta teoría se usa en esta tesis para determinar el nuevo estado de esfuerzos y de presión de poro que se presenta alrededor de un micropilote inyectado. Por otro lado, de esta investigación se encontró que no existen soluciones para la expansión de cavidades en arcillas parcialmente saturadas. De modo que el problema de expansión de cavidades cilíndricas en un medio no saturado se resuelve con un método de integración numérica.

Las siguientes conclusiones corresponden a los ejemplos realizados en el Capítulo 4 en donde se usan las soluciones analíticas descritas en el Capítulo 3. De igual manera se presentan las conclusiones de los modelos numéricos realizados en este trabajo. En todos estos ejemplos se utilizan los parámetros mecánicos y elásticos correspondientes a la arcilla del valle de México.

6. Conclusiones de las soluciones analíticas.

Criterio de Tresca.

En la *tabla 5.1* se muestran los resultados de la presión inicial y máxima, el radio de la zona plástica y el exceso de presión de poro máximo obtenidos con este modelo constitutivo del suelo.

De este análisis se observa que la presión máxima de expansión no depende del tamaño inicial de la cavidad sino únicamente de las propiedades mecánicas del suelo y el exceso de presión de poro es proporcional a los esfuerzos radiales, tal y como lo describen Desai (1978), Randolph (1979) y Yu (2000).

Por otro lado, en esta tesis se propone usar el radio de la zona plástica como criterio para determinar la separación entre micropilotes inyectados. En la *tabla 4.5* del Capítulo 4 se muestra la magnitud de dicha separación.

Criterio de Mohr-Coulomb.

Bajo condiciones no drenadas el criterio de Mohr-Coulomb es análogo al modelo de Tresca. Por consiguiente las conclusiones arriba expuestas se utilizan para verificar los resultados que se obtienen en esta sección.

De igual manera, en la *tabla 5.1* se muestran los resultados obtenidos con este modelo constitutivo del suelo. En esta tabla se observa que los valores resultan un poco mayores a los calculados con el criterio de Tresca, sin embargo concuerdan razonablemente con dichos resultados.

La magnitud del exceso de presión de poro se calcula a partir de una nueva expresión que se desarrolla en el Capítulo 4 y está en función de la magnitud de la deformación y utiliza un modelo hiperbólico para normalizar el parámetro A de presión de poro de Skempton (1954), con la que se obtiene un comportamiento acoplado entre las deformaciones y el exceso de presión de poro.

El parámetro A -hiperbólico de presión de poro que se deduce en esta tesis es la siguiente.

$$A = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{M_i} + \frac{\varepsilon}{A_{m\acute{a}x}}}$$

Las literales que aparecen en la ecuación anterior tienen un significado físico es decir, cuando el módulo tangente inicial tiende a cero ($M_i \rightarrow 0$) se trata de un material infinitamente rígido (deformación nula) y no existe exceso de presión de poro. Mientras que el valor de $A_{m\acute{a}x}$ es la asíntota del exceso de presión de poro máximo para el cual la deformación tiende a cero ($\varepsilon \rightarrow \infty$) y corresponde a un material plástico.

Con la ecuación del parámetro A -hiperbólico de presión de poro y con la expresión de la presión de poro de Henkel, descrita en el Capítulo 3, se define la siguiente ecuación general.

$$R = 0.707 \left[3 \left(\frac{\varepsilon}{\frac{1}{M_i} + \frac{\varepsilon}{A_{m\acute{a}x}}} \right) - 1 \right]$$

Con esta ecuación general se determina la distribución radial del exceso de presión de poro y su magnitud máxima en la pared de la cavidad. Por lo tanto, el exceso de presión de poro que se genera por la presión final de expansión se calcula con la siguiente ecuación.

$$\Delta u = \left[1.73 \left(\frac{\varepsilon}{\frac{1}{M_i} + \frac{\varepsilon}{A_{m\acute{a}x}}} \right) - 0.577 + 2 \ln \left(\frac{C}{r} \right) \right] c_u$$

Tabla 5.1. Resumen de resultados.

	Modelo de Tresca	Modelo Mohr-Coulomb
Radio inicial de la cavidad	0.15m	0.15m
Presión inicial de expansión	95.16kPa	95.16kPa
Presión máxima de expansión	220.15kPa	230.82kPa
Radio final de la cavidad	0.30m	0.30m
Exceso de presión de poro máximo	124.98kPa	181.38kPa
Radio de la zona plástica	1.53m	1.76m

7. Conclusiones del proceso de consolidación de cavidades cilíndricas.

La teoría de consolidación horizontal que se usa en esta tesis toma en cuenta las suposiciones propuestas en la teoría de consolidación de Terzaghi. Se considera que la consolidación se genera al final de la expansión y ocurre por el flujo radial del exceso de presión de poro generado por el incremento en los esfuerzos radiales, por lo que se desarrolla en sentido horizontal y exclusivamente en la zona plástica alrededor de la cavidad expandida. Se debe entender que las condiciones del estado de esfuerzos y de presión de poro que se toman en cuenta al inicio de la consolidación son las que se presentan al final de la expansión.

Los resultados que se obtuvieron de este análisis son los siguientes: Para un grado de consolidación del 50 y 90% el factor tiempo es de: $T^*=0.21$ y $T^*=1.12$ (Randolph, 1979). Por lo que el tiempo de consolidación para el radio de la zona plástica de $C=1.53\text{m}$ es: $t_{50}=128\text{días}$ y $t_{90}=682\text{días}$.

Los tiempos de consolidación calculados son semejantes a los que se determinan con la teoría de Terzaghi. Por otro lado, los valores del coeficiente de consolidación y del factor tiempo usados en el análisis corresponden a un flujo horizontal. Finalmente, este análisis no refleja la presencia de fisuras o microfisuras en la estructura del suelo, tal y como lo ha observado Jaime (1987) en muestras inalteradas de arcilla del valle de México.

8. Conclusiones al proceso de contracción de cavidades cilíndricas.

La presión de contracción máxima es de $p_{cont}=55.10\text{kPa}$ y un radio contraído de $a_c=0.13\text{m}$. Con estos datos se calcula el radio plástico en $C_{cont}=0.35\text{m}$, por lo que la zona que resulta remoldeada es de 22cm. Esta distancia se mide desde la pared de la cavidad contraída.

El método analítico que se utiliza en esta tesis tiene el inconveniente de determinar solamente deformaciones pequeñas en la pared de la cavidad contraída; por lo que no se pueden determinar grandes deformaciones inducidas por pérdida de confinamiento.

Otros autores comentan que al hacer una perforación en suelo blando, ésta tiende a cerrarse con el tiempo, lo que puede ocurrir en años; para que esto suceda se produce una relajación de esfuerzos horizontales, la cual será mayor mientras mayor sea el diámetro de la perforación.

9. Conclusiones del modelo numérico.

Modelo numérico de deformación plana.

Con objeto de comparar los resultados numéricos con los analíticos, se expandió el radio hasta el doble de la cavidad inicial. La expansión de la cavidad se generó bajo condiciones no drenadas y se utilizó el modelo constitutivo del suelo tipo Cam-clay modificado. Se consideró un suelo normalmente consolidado ($OCR=1$) con esfuerzos efectivos en el sitio de $\sigma'_2 = \sigma'_3 = 33.98 \text{ kPa}$ y $\sigma'_1 = 61.36 \text{ kPa}$, y un exceso de presión inicial de $\Delta u = 0$.

El esfuerzo desviador máximo que se determinó fue de $q_{cr} = 18.78 \text{ kPa}$ y el exceso de presión de poro fue de $\Delta u = 33.22 \text{ kPa}$. Este valor resulta menor que los excesos de presión de poro analíticos de la *tabla 5.1*. La distribución del exceso de presión de poro es máximo en la pared de la cavidad y disminuye en forma lineal conforme se aleja de ésta hasta valer cero en 3.86 m . Esta distancia corresponde a la longitud de la zona plástica que se forma alrededor de la cavidad expandida y en donde el suelo se encuentra en estado crítico.

Modelo numérico tridimensional.

En este modelo se considera un suelo homogéneo y saturado cuyas propiedades mecánicas corresponden a una muestra inalterada representativa de la arcilla del valle de México. Se utiliza el modelo constitutivo del suelo tipo Mohr – Coulomb para establecer el criterio de fluencia del suelo. El modelo numérico tridimensional tiene aproximadamente un total de 4,320 elementos y 5,105 nodos. La expansión de la cavidad se genera bajo condiciones no drenadas en donde el exceso de presión de poro se desarrolla como consecuencia del esfuerzo normal radial aplicado en la pared de la perforación. El esfuerzo normal que se aplica para generar la expansión de la cavidad es de 229 kPa . En este modelo se observa que para un desplazamiento máximo en la pared de la perforación de 4.5 cm , el exceso de presión de poro máximo es de 88.63 kPa .

De este modelo se concluye que bajo una presión de expansión constante aplicada a lo largo del fuste del micropilote, las deformaciones que se desarrollan a lo largo de éste son variables. Es decir, la configuración de los desplazamientos que se desarrolla se asemeja a un cono con la punta en dirección hacia abajo, en donde el desplazamiento máximo se localiza cerca del nivel del terreno natural y disminuye conforme la profundidad del fuste aumenta. Esta variación debe tomarse en cuenta en la presión de inyección con el fin de lograr un incremento uniforme en la resistencia lateral del micropilote.

En cuanto a la distribución del exceso de presión de poro, ésta tampoco es uniforme y se observa que dicho contorno concuerda aproximadamente con la distribución radial del desplazamiento, pero en general se advierte que el exceso de presión de poro es menor que las deformaciones inducidas.

Proceso de consolidación al término de la expansión radial.

Las condiciones del estado de esfuerzos y de presión de poro que se toman en cuenta al inicio de la consolidación son las que se presentan al final de la expansión. En la sección anterior el exceso de presión de poro se modeló bajo condiciones no drenadas, mientras que en esta sección, la consolidación del suelo se desarrolla bajo condiciones drenadas.

La disipación de presión de poro se mide en tres puntos alejados de la cavidad expandida. En el punto más cercano a la cavidad el exceso de presión de poro al final de la expansión es de 88.63kPa. Se observa que después de 24h el exceso de presión de poro es de 24.11kPa, por lo que se ha disipado el 73%. También se hace una análisis para un tiempo de 12 días en donde al final de este tiempo el exceso de presión de poro es de 5.44kPa.

10. Nuevo método analítico de diseño para estimar la capacidad de carga de micropilotes.

El éxito del análisis estático de carga última depende de la determinación apropiada de la resistencia lateral unitaria. Los desplazamientos de un micropilote generan fuerzas resistentes tangenciales en el suelo en contacto con el fuste. Estas fuerzas provienen de la adherencia y fricción del suelo con el micropilote. Por lo que en esta tesis se proponen las siguientes ecuaciones analíticas para determinar la resistencia lateral del micropilote.

Análisis en esfuerzos efectivos.

$$q_{s-i} = \sum_{i=1}^n c'_i F'_{c-i} + (p'_{0-i} F'_{q-i}) \tan \phi'_i$$

$$F'_{q-i} = (1 + \text{sen} \phi'_i) (I_{rr} \sec \phi'_i)^{\frac{\text{sen} \phi'_i}{1 + \text{sen} \phi'_i}}$$

$$F'_{c-i} = (F'_{q-i} - 1) \cot \phi'_i$$

Análisis en esfuerzos totales.

$$q_{s-i} = \sum_{i=1}^n c_{u-i} F_{c-i}$$

$$F_{c-i} = \ln I_r + 1$$

La capacidad de carga última de un micropilote debido a la expansión del bulbo mediante una inyección por compactación se determina como.

$$Q_{fu} = \sum_{i=1}^n \pi \left(\frac{a - a_0}{a} \right) 2L_i q_{s-i}$$

Las ecuaciones anteriores no dependen de la fracción de la resistencia no drenada del suelo (método alfa) como se ha considerado en los métodos de análisis de capacidad de carga de cimentaciones profundas en arcillas saturadas. Así mismo, se observa que la capacidad de carga depende del volumen de suelo desplazado por la inyección del micropilote; es decir, el tamaño de la zona de suelo remodelado alrededor del elemento y la magnitud de los esfuerzos a los que se ve sometido éste durante la reconsolidación influyen en la magnitud de la capacidad de carga última.

En la *figura 5.2* se hace una comparación con los métodos tradicionales y el método de capacidad de carga que se propone en esta tesis. Se concluye que al usar el diámetro de la zona plástica en los métodos de capacidad de carga los resultados obtenidos son mayores a los valores calculados con la ecuación (4.37).

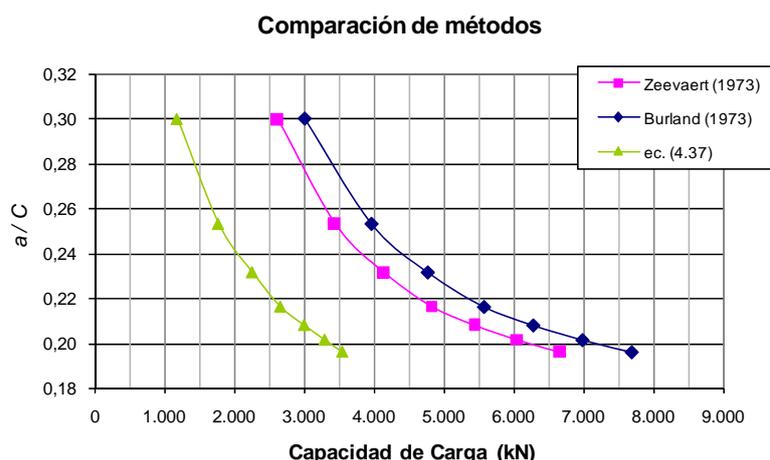


Figura 5.2. Comparación entre métodos.

11. También se utilizaron los resultados de laboratorio de Jaime et al. (1991) para verificar el modelo analítico que se propone en esta tesis. De esta comparación se identifica la importancia que tiene la variación del índice de rigidez, con respecto a los esfuerzos radiales que se inducen por la expansión de la cavidad, y por lo tanto en la capacidad de carga. La reducción de I_r se debe a la degradación del módulo de rigidez debido a las grandes deformaciones inducidas en la masa de suelo y no a cambios significativos en la resistencia de éste.

12. Es importante tomar en cuenta que el incremento en la resistencia cortante del suelo por la disipación del exceso de presión de poro solamente se presenta en suelos finos saturados. En suelos poco plásticos ($wL < 50\%$ e $4\% < PI < 7\%$) o granulares no se presenta la re-consolidación. De igual manera, debe considerarse la no homogeneidad del suelo, ya que en medios fuertemente estratificados el remodelado que se genera por la expansión no es uniforme. Los

resultados que se obtienen en esta tesis sólo son válidos para suelos con características análogas a las arcillas del valle de México. Por lo tanto, los métodos analíticos propuestos en este trabajo para calcular la capacidad de carga en micropilotes solamente deben ser usados en suelos que cumplan con estas características.

13. Por otro lado, en el caso de un análisis de esfuerzos efectivos se deben considerar dos aspectos: el primero se refiere al valor del ángulo de fricción interna a corto plazo ϕ'_{cp} (suelo sin consolidar) y el segundo corresponde a un ángulo de fricción interna a largo plazo ϕ'_{lp} (suelo consolidado). Debido a lo anterior, en esta tesis se propone que el ángulo de fricción interna a largo plazo se determine de una prueba triaxial tipo consolidada no drenada (CU), con medición de presión de poro, y donde la etapa de consolidación represente las condiciones de esfuerzo a las que se ve sometido el suelo por la inyección del micropilote o bien de una prueba consolidada drenada (CD) convencional.

14. Se recomienda realizar una serie de pruebas instrumentadas para determinar en campo la distribución de los esfuerzos en el micropilote. También se considera importante construir micropilotes con diferentes longitudes para efectuar ensayos estáticos de compresión axial a diferentes tiempos después de haber realizado la inyección del fuste para comprobar la evolución de la resistencia estática de éstos con respecto al tiempo.

REFERENCIAS.

Alberro J., Hiriart G., (1973), “Resistencia a largo plazo de las arcillas de la ciudad de México”, serie azul del Instituto de Ingeniería-UNAM, No. 317. México.

Arias A., (1989), “Agrietamiento del subsuelo en el Valle de México”, Tesis de Maestría. División de Estudios de Posgrado de la UNAM, México.

Auvinet G., (1968), “Desplazamientos horizontales producidos en un subsuelo arcilloso por cargas superficiales y por hinca de pilotes”, Tesis de Maestría. División de Estudios Superiores de la UNAM, México.

Bouchelaghem F., Vulliet L., Leroy D., Laloui L., Descoedres F., (2001), “Real Scale Miscible Grout Injection, and Performance of Advection-Dispersion-Filtration Model”, *International J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 25(12): 1149-1173.

Bouchelaghem F., (2002), “Two Large Scale Injection Experiments, and Assessment of the Advection-Dispersion-Filtration Model”, *Géotechnique*, vol. 52(9): 667-682.

Carter J. P., Booker J. R., Yeung S. R., (1986), “Cavity expansion in cohesive – frictional soils”, *Géotechnique*, vol. 36(3): 349-358.

Cao L. F., Teh C. I., Chang M. F., (2001), “Undrained cavity expansion in modified Cam clay I: Theoretical analysis”, *Géotechnique*, vol. 51(4): 323-334.

Cambefort H., (1961), “Algunos aspectos de la inyección en los suelos”, *Revista de Ingeniería*, abril, Facultad de Ingeniería-UNAM, México.

Charles W. W., Simons N., Menzies B., (2004), “A short course in soil-structure engineering of deep foundations, excavations and tunnels”, Thomas Telford, London.

Collins I. F., Stimpson J. R., (1994), “Similarity solutions for drained and undrained cavity expansions in soils”, *Géotechnique*, vol. 44(1): 21-34.

Collins I.F., Yu H. S., (1996), “Undrained cavity expansions of cavities in critical state soils”, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 20(7): 489-516.

Das B. M., (2006), “Principios de ingeniería de cimentaciones”, Thompson, México.

Desai C. S., (1978), “Effects of driving and subsequent consolidation on behaviour of driven piles”, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 2(3): 283-301.

- Finno J. R., Orozco P. C., (1997), "Evaluation of compaction grouted minipiles at the Northwestern University National Geotechnical Experimentation Site", Department of Civil Engineering, Northwestern University.
- FLAC 3D - Itasca, (2002), "User's Guide", Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, Minnesota. USA.
- Fox W.R., Mc. Donald A. T., (1995), "Introducción a la mecánica de fluidos", Mc. Graw Hill – Interamericana de México.
- Giraldo M., (1996), "Evaluación de un modelo elasto – plástico para predecir el comportamiento de la arcilla de la Ciudad de México", Tesis de Maestría. División de Estudios de Posgrado de la UNAM, México.
- Hausmann M. R., (1990), "Engineering principles of ground modification", McGraw Hill.
- Henkel D. J., (1959), "The relationship between the strength, pore – water pressure and volume change characteristics of saturated clays", *Géotechnique*, vol. 9(3): 119-135.
- Hill R., (1950), "The mathematical theory of plasticity", Oxford University Press.
- Jaime A., (2008), comunicado personal.
- Jaime A., Rojas E., Legorreta H., (1991), "Pilotes de fricción hincados en arcilla blanda. Respuesta bajo carga estática", Series del Instituto de Ingeniería-UNAM, No. 534. México.
- Jaime A., Romo M. P., Reséndiz D., (1988), "Comportamiento de pilotes de fricción en arcilla del valle de México", Series del Instituto de Ingeniería-UNAM, No. 515. México.
- Jaime A., (1987), "Características dinámicas de la arcilla del valle de México", Tesis de Doctorado. División de Estudios de Posgrado de la UNAM, México.
- Juárez B., Rico S., (1967), "Mecánica de suelos – Tomo I", Limusa, México.
- Krizek R. J., Peres T., (1985), "Chemical grouting in soil permeated by water", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 7, 898-915.
- Ladanyi B., (1963), "Expansion of a cavity in a saturated clay medium", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 90, 127-161.
- Lamb M. A., (1932), "Hydrodynamics", New York.
- Lee F. H., Juneja A., Tan T. S., (2004), "Stress and pore pressure changes due to sand compaction pile installation in soft clay", *Géotechnique*, vol. 54(1): 1-16.

- Mendoza M., (2004), "Comportamiento de una cimentación con pilotes de fricción en la ciudad de México, bajo carga estática y sísmica", Tesis de Doctorado. División de Estudios de Posgrado de la UNAM, México.
- Mendoza M., Romo M., Orozco M., Domínguez L., Noriega I., Velasco J., (1997), "Comportamiento de una cimentación con pilotes de fricción en la ciudad de México durante su construcción e inicio de operación", Revista de Ingeniería Civil, CICM, 355, Marzo.
- Milne L. M., (1938), "Theoretical hydrodynamics", Macmillan, London.
- Ortiz R., (2003), "Análisis experimental de la capacidad de carga de pilas coladas en sitio", Tesis de Maestría. División de Estudios de Posgrado de la UNAM, México.
- Ovando E., (1995), "Direct shear tests on Mexico City clay with reference to friction pile behaviour", Geotechnical and Geological Engineering, 13, 1-16.
- Ovando E., (2007), comunicado personal.
- Palmer A. C., (1972), "Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay: a simple interpretation of the pressuremeter test", Géotechnique, vol. 22(3): 451-457.
- Randolph M. F., Carter J. P., (1979), "Driven piles in clay – the effects of installation and subsequent consolidation", Géotechnique, vol. 29(4): 361-393.
- Rangel L., (1975), "Determinación de las características esfuerzo-deformación de los suelos y rocas con el presiómetro de Menard". Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Reséndiz D., (1968), "Características, instrumentación y comportamiento inicial de la cimentación del Palacio de los Deportes", Revista Facultad de Ingeniería de la UNAM. Vol. 38, No. 4.
- Reséndiz D., (1965), "Un estudio sobre el mecanismo de resistencia de suelos arcillosos", Tesis de Doctorado. División de Estudios Superiores de la UNAM, México.
- Reséndiz D., (1964), "Estudio de campo sobre pilotes de concreto reforzado", Revista Facultad de Ingeniería de la UNAM. Vol. 34, No. 1.
- Rodríguez J. F., (2001), "Uso de inclusiones rígidas para el control de asentamientos en suelos blandos", Tesis de Maestría. División de Estudios de Posgrado de la UNAM, México.
- Romana R. M., (2003), "Micropilotes – Uso en Recalces", II Curso sobre Recalces, Inclusiones, Inyecciones y Jet-Grouting", Organizado por STMR en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos de Valencia, España.
- Santoyo E., Ovando E., (2002), "Inyecciones por fracturamiento hidráulico", Manual de construcción geotécnica - tomo II, SMMS, México.

- Santoyo E., Ovando E., Guzmán X., (1998), “Palacio de Bellas Artes – Campañas de Inyección”, TGC Geotecnia S.A. de C.V., México.
- Santoyo E., Segovia J., (1995), “Recimentación y renivelación de estructuras y monumentos”, TGC Geotecnia S.A. de C.V., México.
- SMMS, (2001), “Manual de cimentaciones profundas”, Sociedad Mexicana de Mecánica de suelos, México.
- Soderberg L. O., (1962), “Consolidation theory applied to foundation pile time effects”, *Géotechnique*, vol. 12(3): 217-225.
- Skempton A. W., (1954), “The pore pressure coefficient A and B”, *Géotechnique*, vol. 4(4): 143-147.
- Tamez E., (2001), “Ingeniería de cimentaciones”, TGC Geotecnia, México.
- Teh C. I., Houlsby G. T., (1991), “An analytical study of the cone penetration test in clay”, *Géotechnique*, vol. 41(1): 17-34.
- Vega L., (1998), “Efectos de la inyección en la compresibilidad de las arcillas del valle de México”, Tesis de Licenciatura. Facultad de Estudios Profesionales-Acatlán, UNAM, México.
- Vesic A. S., (1977), “Design of pile foundations”, Transportation Research Board, USA.
- Vesic A. S., (1972), “Expansion of cavities in infinite soil mass”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 98, 265-290.
- White F., (2004), “Mecánica de Fluidos”, Ed. Mc. Graw Hill. 5ta Ed. España.
- Wroth C. P., Carter J. P., Randolph M. F., (1979), “Stress changes around a pile driven into cohesive soil”, *Recent Development in the Design and Construction of Piles*, ICE, London, 345-354.
- Xia H. W., Moore I. D., (2006), “Estimation of maximum mud pressure in purely cohesive material during directional drilling”, *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, Vol. 1 (1).
- Yu Hai-Sui, (2004), “In situ soil testing: from mechanics to interpretation”, James K. Mitchell Lecture, Proceedings ISC-2 on geotechnical and geophysical site characterization, Viana de Fonseca and Mayne, Rotterdam.
- Yu Hai-Sui, (2000), “Cavity expansion methods in geomechanics”, Dordrecht, Boston; Kluwer Academic Publishers.

Yu H. S., Houlsby G. T., (1991), "Finite cavity expansion in dilatant soil: Loading analysis", *Géotechnique*, vol. 41: 173-183.

Zeevaert L., (1973), "Foundation engineering for difficult subsoil conditions", Van Nostrand Reinhold Company, New York.