



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL - GEOTECNIA

COMPORTAMIENTO DE PILOTES DE FRICCIÓN SOMETIDOS A
HUNDIMIENTO REGIONAL, CONSIDERANDO DEFORMACIONES
VISCOPLÁSTICAS

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
LUIS FERNANDO GARCÍA ESPINOZA

TUTOR:
DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

COTUTOR:
M. I. CARMELINO ZEA CONSTANTINO

CIUDAD DE MÉXICO, DICIEMBRE 2017

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M. I. Agustín Deméneghi Colina
Secretario: M. I. Germán López Rincón
1er Vocal: Dr. Rigoberto Rivera Constantino
2do Vocal: M. I. Carmelino Zea Constantino
3er Vocal: Dra. Alexandra Ossa López

Lugar donde se realizó la tesis: Facultad de Ingeniería, UNAM, Ciudad de México, México.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Rigoberto Rivera Constantino

FIRMA

DEDICATORÍA

*A mis padres y hermanos
A mi tío Juan Bosco †
A mi abuelo Emigdio †*

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por darme no lo que quiero sino lo que necesito en mi vida. Gracias por tanto.

“El señor es mi pastor, nada me falta...”

Salmo 23.

A mi familia, el cimiento en el cual me apoyo para lograr mis objetivos. Sin ellos nada de esto hubiese sido posible.

Al Dr. Rigoberto Rivera, por su orientación y ayuda durante la realización de esta investigación, así como por sus consejos y apoyo constante.

Al M. I. Carmelino Zea Constantino, por la asesoría brindada.

Al M. I. Germán López Rincón, a la Dra. Alexandra Ossa López y al M. I. Agustín Deméneghi Colina por las correcciones y aportaciones realizadas a esta investigación.

A mis compañeros y amigos de generación, de cada uno aprendí diferentes aptitudes que día con día trato de implementar en mi vida, asimismo un especial agradecimiento a David Barba por el interés mostrado a esta investigación.

A mis amigos y todas aquellas personas que de alguna manera me apoyaron para lograr este objetivo.

A CONACYT, por la beca otorgada durante mis estudios de maestría.

COMPORTAMIENTO DE PILOTES DE FRICCIÓN SOMETIDOS A HUNDIMIENTO REGIONAL, CONSIDERANDO DEFORMACIONES VISCOPLÁSTICAS

RESUMEN

El objetivo de este proyecto de investigación fue estudiar la interacción que se presenta entre un pilote de fricción y el suelo que lo circunda, considerando los procesos de consolidación y los efectos viscoplásticos que se puedan generar en suelos con características típicas de la Zona Lacustre de la Ciudad de México. Se realizó el análisis por medio de métodos analíticos y tomando en cuenta la complejidad de la interacción, también se recurrió a utilizar modelos numéricos basados en el Método de los Elementos Finitos (MEF) en dos dimensiones, empleándose modelos constitutivos que simularan de manera adecuada el comportamiento de los suelos.

El modelado numérico basado en el MEF se ejecutó mediante el programa Plaxis v8.6, donde se realizó la modelación de un pilote aislado sometido a hundimiento regional, analizando las deformaciones, la fricción que se genera en el fuste, la carga axial sobre el pilote y el cambio del estado de esfuerzos que se produce en el suelo circundante.

Se concluyó esta investigación con resultados satisfactorios del análisis de los estados límite de falla y de servicio de un pilote aislado, mediante los enfoques analítico y numérico.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
1. ANTECEDENTES.....	3
1.1. ESTRATIGRAFÍA TÍPICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO	3
1.1.1. <i>Perfil estratigráfico típico de la Zona Lacustre</i>	3
1.2. HUNDIMIENTO REGIONAL.....	5
1.2.1. <i>Origen del fenómeno</i>	5
1.2.2. <i>Evolución del hundimiento</i>	5
1.2.3. <i>Daños en las cimentaciones</i>	6
1.3. CIMENTACIONES EMPLEADAS EN LA CIUDAD DE MÉXICO	6
1.4. TIPOS DE DISEÑO DE PILOTES DE FRICCIÓN	8
1.4.1. <i>Diseño en términos de capacidad de carga</i>	8
1.4.2. <i>Diseño en términos de deformaciones</i>	9
2. CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTOS DE PILOTES DE FRICCIÓN.....	11
2.1. ESFUERZOS DESARROLLADOS DEBIDO A LA INTERACCIÓN PILOTE-SUELO	11
2.2. CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA	13
2.3. DESARROLLO DE FRICCIÓN ENTRE PILOTE Y SUELO.....	13
2.3.1. <i>Zeevaert, 1973</i>	13
2.3.2. <i>Reséndiz, 1970</i>	14
2.4. TIPOS DE FRICCIÓN EN PILOTES	14
2.4.1. <i>Fricción negativa</i>	15
2.4.1.1. Auvinet y Hanell, 1981	16
2.4.1.2. Rodríguez, 2010	18
2.4.1.3. Ann Tan y Fellenius, 2016.....	21
2.4.2. <i>Fricción positiva</i>	23
2.5. METODOLOGÍAS DE CÁLCULO DE FRICCIÓN EN PILOTES.....	23
2.5.1. <i>Fricción negativa (Zeevaert, 1973)</i>	23
2.5.1.1. Caso I.....	24
2.5.1.2. Caso II.....	26
2.5.2. <i>Fricción positiva (Zeevaert, 1973)</i>	26
2.5.2.1. Caso I.....	26
2.5.2.2. Caso II.....	27
2.6. CONSOLIDACIÓN	27
2.6.1. <i>Consolidación primaria (Teoría de Terzaghi)</i>	28
2.6.2. <i>Consolidación primaria y secundaria (Teoría de Zeevaert)</i>	31
2.6.2.1. Modelación numérica considerando deformaciones por creep	33
2.7. CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS.....	35
2.7.1. <i>Asentamientos en pilotes de fricción considerando hundimiento regional</i>	36
2.7.1.1. Tipo I	36
2.7.1.2. Tipo II.....	38
3. MODELACIÓN NUMÉRICA.....	39
3.1. MODELOS DE COMPORTAMIENTO.....	39
3.1.1. <i>Elástico-lineal (EL)</i>	39
3.1.2. <i>Mohr-Coulomb (MC)</i>	39
3.1.3. <i>Soft soil (SS)</i>	40
3.1.4. <i>Soft-Soil Creep (SSC)</i>	43
3.1.4.1. Introducción.....	43

3.1.4.2.	Principales diferencias con modelo de SS	43
3.1.4.3.	Bases teóricas del modelo	44
3.1.4.4.	Ecuación diferencial para creep en 1 dimensión (1D)	46
3.1.4.5.	Modelo en tres dimensiones (3D)	47
3.1.4.6.	Parámetros que intervienen en el modelo.....	50
3.1.4.7.	Incremento del exceso de presión de poro debido a las deformaciones por creep	50
3.2.	ELEMENTO INTERFAZ.....	51
3.3.	MODELADO DE LA INTERFAZ PILOTE-SUELO	52
3.4.	ANÁLISIS DE MALLAS ACTUALIZADAS	52
3.5.	COEFICIENTE DE VARIACIÓN DE CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA	53
4.	MODELADO NUMÉRICO DE PILOTES DE FRICCIÓN SOMETIDOS A HUNDIMIENTO REGIONAL	55
4.1.	PLANTEAMIENTO.....	55
4.2.	CONDICIONES DE ANÁLISIS.....	55
4.2.1.	<i>Estratigrafía del sitio de estudio</i>	55
4.2.2.	<i>Propiedades de los estratos</i>	56
4.2.3.	<i>Presiones de poro</i>	58
4.2.4.	<i>Estados de esfuerzo</i>	60
4.2.5.	<i>Propiedades del pilote</i>	60
4.3.	CAPACIDAD DE CARGA (ESTADO LÍMITE DE FALLA)	61
4.3.1.	<i>Revisión mediante NTCDDC, 2004</i>	61
4.3.1.1.	Capacidad de carga por fricción	61
4.3.1.2.	Capacidad de carga por punta.....	61
4.3.1.3.	Capacidad de carga última	62
4.3.2.	<i>Revisión mediante MEF</i>	62
4.3.2.1.	Modelo empleado	62
4.3.2.2.	Etapas de análisis	63
4.3.2.3.	Capacidad de carga	64
4.3.3.	<i>Comparación de metodologías de análisis</i>	65
4.4.	DEFORMACIONES (ESTADO LÍMITE DE SERVICIO)	67
4.4.1.	<i>Revisión mediante método analítico</i>	67
4.4.2.	<i>Interacción pilote-suelo ante variación de carga axial</i>	68
4.4.2.1.	Modelo empleado	68
4.4.2.2.	Etapas de análisis	69
4.4.2.3.	Resultados obtenidos.....	69
4.4.3.	<i>Interacción pilote-suelo ante decrementos de presiones de poro</i>	76
4.4.3.1.	Modelo empleado	76
4.4.3.2.	Etapas de análisis	76
4.4.3.3.	Resultados obtenidos.....	76
5.	CONCLUSIONES.....	84
6.	BIBLIOGRAFÍA.....	87
ANEXOS	91	
ANEXO 1.....	91	

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1.	ESFUERZOS CORTANTES Y CARGA AXIAL EN PILOTES DE FRICCIÓN (RODRÍGUEZ, 2010)....	11
FIGURA 2.2.	ESFUERZO CORTANTE, VERTICAL Y CARGA AXIAL PARA PILOTES DE FRICCIÓN SOMETIDOS A HUNDIMIENTO REGIONAL (ZEEVAERT, 1973)	12
FIGURA 2.3.	ESFUERZO CORTANTE EN EL FUSTE DE PILOTES PARA DIFERENTES GRADOS DE CONSOLIDACIÓN (AUVINET Y RODRÍGUEZ, 2004).....	15
FIGURA 2.4.	INSTRUMENTACIÓN PARA PRUEBA DE PILOTES (AUVINET Y HANELL, 1981).....	16
FIGURA 2.5.	CARGA AXIAL SOBRE PILOTE DE FRICCIÓN (AUVINET Y HANELL, 1981)	17
FIGURA 2.6.	CARGA AXIAL SOBRE PILOTE DE PUNTA (AUVINET Y HANELL, 1981)	18
FIGURA 2.7.	CONDICIONES PIEZOMÉTRICAS (RODRÍGUEZ, 2010).....	19
FIGURA 2.8.	CARGA AXIAL PARA LAS ETAPAS DE ANÁLISIS (RODRÍGUEZ, 2010).....	20
FIGURA 2.9.	ESFUERZOS EFECTIVOS EN EL SUELO (RODRÍGUEZ, 2010)	20
FIGURA 2.10.	CARGA AXIAL DEBIDO A INTERACCIÓN DEL PILOTE-SUELO Y CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA (ANN TAN Y FELLENIUS, 2016).....	21
FIGURA 2.11.	CARACTERÍSTICAS DEL MODELO EMPLEADO (ANN TAN Y FELLENIUS, 2016)	22
FIGURA 2.12.	CASO DE ESTUDIO DE 4 MN DE CARGA SOBRE LA CABEZA DEL PILOTE Y ASENTAMIENTO GENERADO POR SOBRECARGA DE 40 KPA (ANN TAN Y FELLENIUS, 2016)	22
FIGURA 2.13.	NOTACIÓN PARA DESARROLLO DE ALGORITMOS (ZEEVAERT, 1973).....	24
FIGURA 2.14.	ÁREAS TRIBUTARIAS DEPENDIENDO DE LA POSICIÓN DEL PILOTE (ZEEVAERT, 1973)	25
FIGURA 2.15.	ANALOGÍA MECÁNICA DE TERZAGHI (JUÁREZ BADILLO, 2003)	28
FIGURA 2.16.	CURVA TÍPICA DE COMPRESIBILIDAD	29
FIGURA 2.17.	CONCEPCIÓN ARTÍSTICA DE LA ESTRUCTURA DE ARCILLA (ZEEVAERT, 1986).....	32
FIGURA 2.18.	MODELO REOLÓGICO (ZEEVAERT, 1986).....	32
FIGURA 2.19.	DESPLAZAMIENTOS VERTICALES A DIFERENTES PROFUNDIDADES POR DEBAJO DEL TERRAPLÉN (NEHER Y WEHNERT, 2000)	34
FIGURA 2.20.	CURVA DE ASENTAMIENTO RESPECTO AL TIEMPO (NEHER Y WEHNERT, 2000).....	35
FIGURA 2.21.	DISEÑO DE PILOTES DE FRICCIÓN TIPO I (ZEEVAERT, 1973)	37
FIGURA 2.22.	DISEÑO DE PILOTES DE FRICCIÓN TIPO II (ZEEVAERT, 1973).....	38
FIGURA 3.1.	MODELO ELÁSTICO LINEAL PLÁSTICO-PERFECTO (MANUAL DE MODELOS, PLAXIS, 2012). 39	
FIGURA 3.2.	SUPERFICIE DE FLUENCIA DEL MODELO DE MOHR-COULOMB (MANUAL DE MODELOS, PLAXIS, 2012) 40	
FIGURA 3.3.	RELACIÓN ENTRE LA DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA ELÁSTICA Y EL ESFUERZO EFECTIVO ISOTRÓPICO EN EL MODELO DE SS (MANUAL DE MODELOS, PLAXIS, 2012).	41
FIGURA 3.4.	SUPERFICIE DE FLUENCIA PARA MODELO DE SS (MANUAL DE MODELOS, PLAXIS, 2012). . 42	

FIGURA 3.5.	OBTENCIÓN DE PARÁMETROS EN PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN (MANUAL DE MODELOS, PLAXIS, 2012)	45
FIGURA 3.6.	CURVA IDEALIZADA DE ESFUERZO DEFORMACIÓN EN PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN	46
FIGURA 3.7.	SUPERFICIE DE FLUENCIA EN MODELO SSC	49
FIGURA 3.8.	MECANISMO DE INCREMENTO DEL EXCESO DE PRESIÓN DE PORO DEBIDO A DEFORMACIONES POR CREEP (YIN ET AL., 1999).....	51
FIGURA 4.1.	PERFIL ESTRATIGRÁFICO CONSIDERADO	56
FIGURA 4.2.	PRESIONES DE PORO OBTENIDAS DE MEDICIONES DE CAMPO (AUVINET & RODRÍGUEZ, 2014)	59
FIGURA 4.3.	PRESIONES DE PORO CONSIDERADAS PARA EL MODELO	59
FIGURA 4.4.	ESTADOS DE ESFUERZO CONSIDERADOS PARA EL MODELO	60
FIGURA 4.5.	MODELO EMPLEADO PARA ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA CON SU RESPECTIVA MALLA DE ELEMENTOS FINITOS.....	63
FIGURA 4.6.	CURVA CARGA-DESPLAZAMIENTO DEL PILOTE	64
FIGURA 4.7.	CARGA AXIAL DESARROLLADA EN PILOTE DE FRICCIÓN	65
FIGURA 4.8.	COMPARATIVA DE CARGA AXIAL DESARROLLADA	65
FIGURA 4.9.	ESFUERZO CORTANTE DESARROLLADO ENTRE PILOTE-SUELO.....	66
FIGURA 4.10.	MODELO EMPLEADO PARA ANÁLISIS DE DEFORMACIONES CON SU RESPECTIVA MALLA DE ELEMENTOS FINITOS	68
FIGURA 4.11.	ESFUERZOS CORTANTES EN FUSTE DE PILOTE PARA DIFERENTES CARGAS AXIALES CONSIDERANDO MODELO DE SS.....	72
FIGURA 4.12.	DEFORMACIONES PARA 10% DE ABATIMIENTO DE PRESIONES DE PORO Y DIFERENTES CARGAS AXIALES CONSIDERANDO MODELO DE SS.....	73
FIGURA 4.13.	ESFUERZOS CORTANTES EN FUSTE DE PILOTE PARA DIFERENTES CARGAS AXIALES CONSIDERANDO MODELO DE SSC.....	74
FIGURA 4.14.	DEFORMACIONES PARA 10% DE ABATIMIENTO DE PRESIONES DE PORO Y DIFERENTES CARGAS AXIALES CONSIDERANDO MODELO DE SSC.....	75
FIGURA 4.15.	ESTADO DE ESFUERZOS, CARGA AXIAL, ESFUERZO CORTANTE Y ASENTAMIENTO GENERADO CONSIDERANDO MODELO DE SS CON 30% DE ABATIMIENTO DE LAS PRESIONES DE PORO.....	80
FIGURA 4.16.	ESTADO DE ESFUERZOS, CARGA AXIAL, ESFUERZO CORTANTE Y ASENTAMIENTO GENERADO CONSIDERANDO MODELO DE SSC CON 30% DE ABATIMIENTO DE LAS PRESIONES DE PORO.....	81
FIGURA 4.17.	CARGAS AXIALES Y ESFUERZOS CORTANTES PARA LOS 3 ABATIMIENTOS DE LAS PRESIONES DE PORO CONSIDERANDO MODELO DE SS	82
FIGURA 4.18.	CARGAS AXIALES Y ESFUERZOS CORTANTES PARA LOS 3 ABATIMIENTOS DE LAS PRESIONES DE PORO CONSIDERANDO MODELO DE SS	83

LISTA DE TABLAS

TABLA 4.1.	PROPIEDADES DE LOS ESTRATOS MODELADOS CON MC.....	56
TABLA 4.2.	PROPIEDADES DE LOS ESTRATOS MODELADOS CON SS Y SSC	57
TABLA 4.3.	PROPIEDADES NO DRENADAS DE LOS ESTRATOS PARA CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA	58
TABLA 4.4.	PROPIEDADES DEL PILOTE	60
TABLA 4.5.	OBTENCIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA POR FRICCIÓN.....	61
TABLA 4.6.	OBTENCIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA.....	62
TABLA 4.7.	COMPARATIVA DE CAPACIDAD DE CARGA.....	66
TABLA 4.8.	CALCULO DE RELACIÓN DE PRECONSOLIDACIÓN (OCR)	67
TABLA 4.9.	DEFORMACIÓN DEBIDO A ABATIMIENTOS DE LAS PRESIONES DE PORO	67
TABLA 4.10.	PRINCIPALES RESULTADOS OBTENIDOS CONSIDERANDO MODELO DE SS.....	70
TABLA 4.11.	PRINCIPALES RESULTADOS OBTENIDOS CONSIDERANDO MODELO DE SSC	70
TABLA 4.12.	PRINCIPALES RESULTADOS OBTENIDOS CONSIDERANDO MODELO DE SS.....	77
TABLA 4.13.	PRINCIPALES RESULTADOS OBTENIDOS CONSIDERANDO MODELO DE SSC	77

INTRODUCCIÓN

Debido al constante crecimiento demográfico en la ciudad de México, se ha requerido de la continua construcción de infraestructura para el desarrollo de las actividades humanas. Esta infraestructura necesariamente requiere de un análisis geotécnico para el diseño de sus cimentaciones. Históricamente en la ciudad se han empleado todo tipo de cimentaciones, desde superficiales como zapatas y losas, hasta profundas como pilotes y pilas, pero usualmente en la Zona Lacustre (NTCDCC, 2004) se emplean cimentaciones profundas.

Las cimentaciones profundas pueden ser diseñadas como una cimentación compensada utilizando un cajón de cimentación y, si este diseño no cumple con los estados límites (NTCDCC, 2004), se recurre comúnmente a complementar el cajón con pilotes de fricción o de punta.

Los pilotes presentan una interacción con el suelo debido a que éste se encuentra sometido a diversos procesos simultáneos de consolidación, el primero generando en el suelo un proceso de consolidación natural por el incremento de carga debido al peso de la estructura, el segundo, generando una consolidación inducida por el bombeo de agua del subsuelo que produce un abatimiento de las presiones de poro y que además ocasiona hundimiento regional y, el tercero, la consolidación debida a efectos viscoplásticos desarrollados durante los dos procesos de consolidación descritos anteriormente.

Debido a estos procesos de consolidación, si la cimentación a base de pilotes no es bien diseñada, pueden ocurrir problemas de hundimiento excesivo o, por el contrario, tender a emerger respecto al suelo que lo circunda.

Además debido al hundimiento regional que se presenta en la Zona Lacustre de la Ciudad de México, se ha determinado que en el fuste de pilotes o pilas que se encuentran dentro de estos suelos altamente compresibles y en proceso de consolidación, el suelo tiende a descender a una mayor velocidad que los pilotes desarrollando esfuerzos de fricción descendentes, estos esfuerzos han recibido el nombre de fricción negativa.

La fricción negativa puede generar principalmente un incremento de la carga axial en el pilote, desarrollar asentamientos excesivos y cambiar el estado de esfuerzos del suelo circundante, estos efectos deben tomarse en cuenta en el diseño de cimentaciones, razón por la cual existe la importancia de estudiar el comportamiento de dichos elementos bajo estas condiciones.

El objetivo de este proyecto de investigación es estudiar la interacción que se presenta entre un pilote de fricción y el suelo que lo circunda, considerando los procesos de consolidación descritos anteriormente y los efectos viscoplásticos que se puedan generar en suelos con características típicas de la Zona Lacustre de la Ciudad de México.

Debido a la complejidad de la interacción se recurrirá a utilizar modelos numéricos basados en el Método de los Elementos Finitos (MEF) en dos dimensiones empleándose modelos constitutivos que simulen de manera adecuada el comportamiento de los suelos.

Para lograr el objetivo planteado, esta investigación está compuesta principalmente en tres partes. Inicialmente se presentan los antecedentes a este trabajo, en el cual se muestran las condiciones geotécnicas en las que se encuentra la Zona Lacustre de la Ciudad de México, las soluciones típicas utilizadas en el diseño de cimentaciones, así como los estudios previamente realizados para mejorar el estado de conocimiento en las metodologías de análisis de capacidad de carga y cálculo de deformaciones. Posteriormente se muestran las bases de la modelación numérica donde destaca la definición de un modelo de comportamiento, el cual simula las deformaciones viscoplásticas que puede presentar el suelo. Por último, se estudiará la interacción que se presenta entre un pilote de fricción y el suelo circundante mediante un enfoque analítico y numérico, analizando el estado límite de falla (capacidad de carga) y de servicio (deformaciones).

1. ANTECEDENTES

1.1. Estratigrafía típica de la ciudad de México

Dentro de las normas de construcción que rigen en la ciudad (NTCDCC, 2004) se encuentra un mapa de zonificación basado en exploraciones geotécnicas (Marsal y Mazari, 1959), esta zonificación geotécnica se divide en tres: Zona de Lomas, Zona de Transición y Zona Lacustre.

La Zona de Lomas está conformada con rocas o suelos compactos depositados fuera del ambiente lacustre, mientras que en la Zona de Transición pueden encontrarse estratos de arcilla lacustre en estratos compactos a una profundidad de 20 m o menos y, por último, en la Zona Lacustre se encuentran estratos de arcilla altamente compresibles, intercalados con pequeños lentes de arena, además de que por lo general existe un estrato de mayor resistencia llamado comúnmente como “Capa Dura” a una profundidad entre 30 y 35 m. Esta zonificación geotécnica se muestra en la Figura 1.1

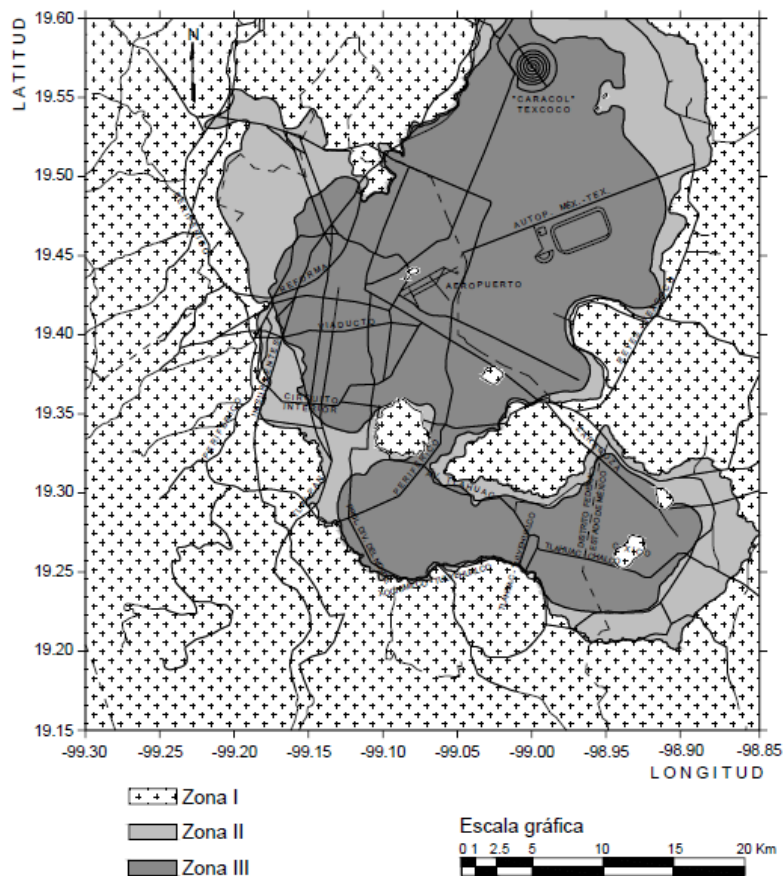


Figura 1.1. Zonificación geotécnica de la Ciudad de México (NTCDCC, 2004)

1.1.1. Perfil estratigráfico típico de la Zona Lacustre

Marsal y Mazari en 1959, determinaron que la Zona Lacustre está constituida por una estratigrafía ordenada de la siguiente manera:

- Costra superficial (CS): generalmente formada por rellenos artificiales con espesores variables, donde los mayores espesores se encuentran en el Centro Histórico de la ciudad, mientras que son inexistentes en las orillas del lago
- Formación Arcillosa Superior (FAS): Formada por estratos de arcillas altamente compresibles
- Capa Dura (CD): Estrato de arena arcillosa compacta, que separa a las formaciones arcillosas, tiene generalmente un espesor aproximado de 3 m y se encuentra a profundidades de 30 a 35 m
- Formación Arcillosa Inferior (FAI): Formada por arcillas que presentan mayor consolidación
- Depósitos Profundos (DP): Formado por materiales granulares altamente compactados y/o arcillas muy consolidadas.

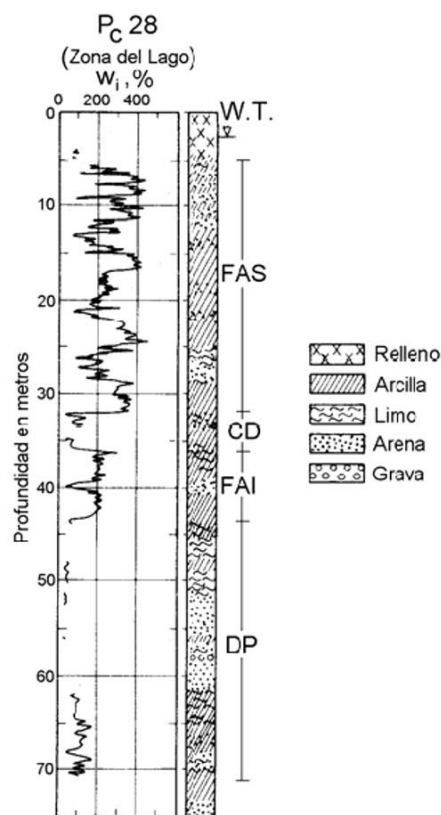


Figura 1.2. Perfil estratigráfico de la zona lacustre (Marsal y Mazari, 1959)

En la Figura 1.2 se muestra una estratigrafía típica de la Zona Lacustre (Marsal y Mazari, 1959) evidenciando el orden de los estratos descritos anteriormente. Cabe señalar que debajo de los Depósitos Profundos, se encuentran formaciones arcillosas que no son de importancia para el diseño de cimentaciones ya que se encuentran muy preconsolidadas y no influyen significativamente en el comportamiento de las cimentaciones comunes.

1.2. Hundimiento regional

1.2.1. Origen del fenómeno

El hundimiento regional que presenta la Ciudad de México se debe principalmente a una sobreexplotación de los acuíferos (Santoyo Villa, Ovando Shelley, y Mooser, 2005). La sobreexplotación se presenta cuando el volumen de extracción de agua tiene un caudal mayor que la capacidad de recuperación natural del acuífero y tiene como consecuencia una disminución de la presión de poro que genera simultáneamente un incremento de los esfuerzos efectivos. Esto ocasiona un proceso de consolidación en los suelos compresibles de toda el área afectada por el bombeo, manifestándose esta consolidación en hundimientos en la superficie que termina por causar daños en construcciones.

1.2.2. Evolución del hundimiento

Debido a que la explotación de los acuíferos se ha desarrollado desde el siglo XIX, desde esa época se han generado hundimientos en la Zona Lacustre de hasta 10 m. En la Figura 1.3 se muestra el hundimiento medido en construcciones representativas del Centro Histórico de la ciudad, en la cual se evidencia la evolución del hundimiento regional a través del tiempo.

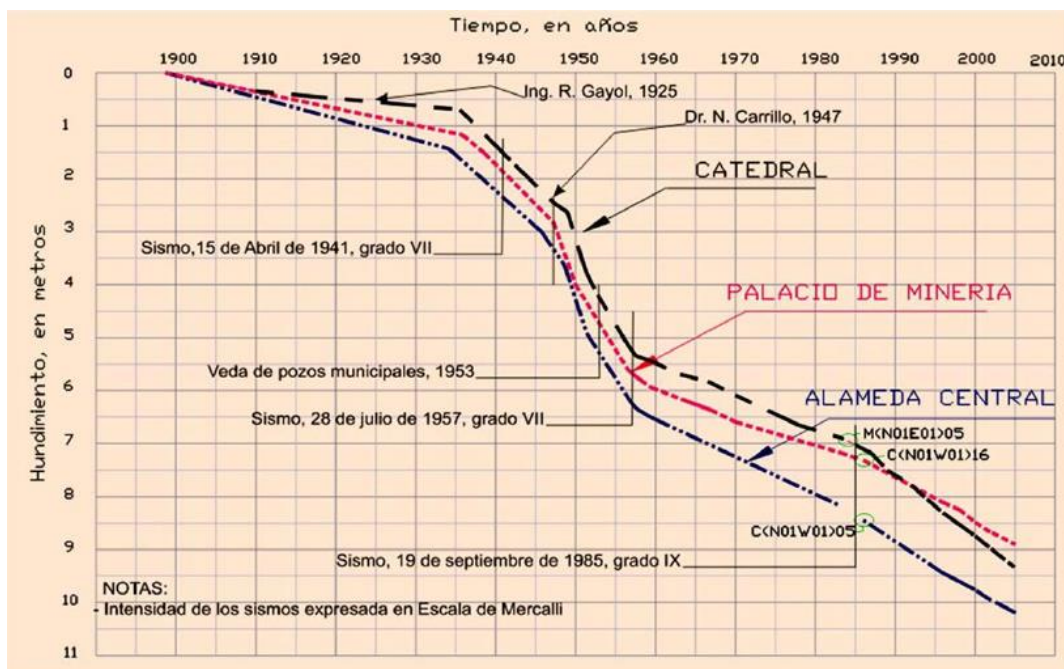


Figura 1.3. Evolución del hundimiento regional en el Centro Histórico de la ciudad (Laboratorio de Geoinformática, Instituto de Ingeniería, UNAM, 2009)

1.2.3. Daños en las cimentaciones

El hundimiento regional sobre cimentaciones superficiales no es de gran importancia ya que éstas siguen el hundimiento propio del terreno en el cual están desplantas, aunque a veces se pueden presentar asentamientos diferenciales. Estos asentamientos pueden ocurrir debido a un mal diseño geotécnico o por la interacción con construcciones vecinas cimentadas a base de cimentaciones profundas.

Las cimentaciones profundas pueden presentar dos tipos de daños: un asentamiento excesivo o emersión aparente. El primer tipo se debe principalmente por tener una insuficiente la capacidad de carga de la cimentación debido a un mal diseño, produciendo asentamientos no deseados, mientras que el segundo tipo es común que se presente en una cimentación a base de pilotes de punta apoyado en la Capa Dura o en pilotes de fricción que fueron sobrediseñados.

La emersión aparente produce daños en estructuras de colindancia generando asentamientos diferenciales importantes y, de manera indirecta, puede afectar sistemas de servicio público. Además la emersión presenta comúnmente una separación entre el suelo de contacto y la losa de la subestructura causando una exposición de la cabeza de los pilotes. Esta pérdida de confinamiento superficial, Figura 1.4, reduce la resistencia de la cimentación ante esfuerzos de corte basal, además, puede volverse más crítico el problema cuando el diseño de la cimentación admite que el suelo bajo la losa de la subestructura tomará totalmente el cortante basal bajo condiciones sísmicas.

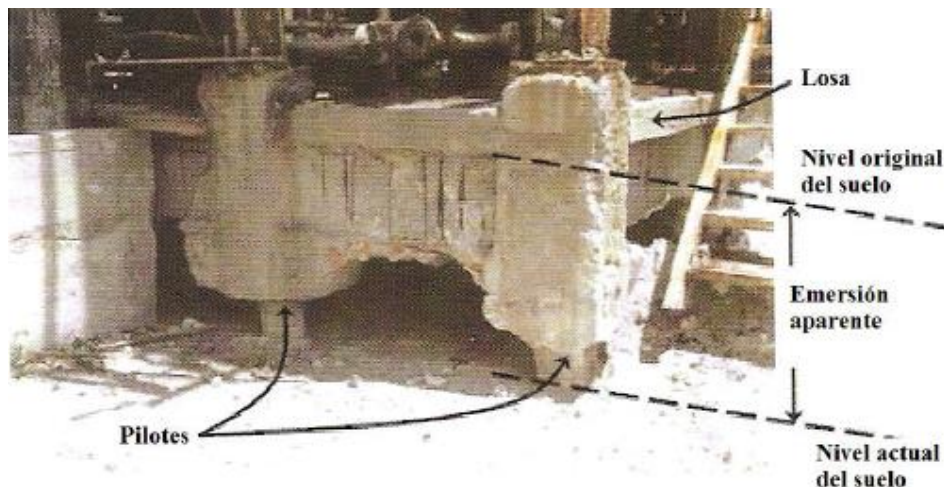


Figura 1.4. Emersión aparente en cimentación a base de pilotes de punta (Auvinet y Rodríguez, 2004)

1.3. Cimentaciones empleadas en la Ciudad de México

Peck menciona: “la ingeniería de las cimentaciones es el arte de elegir, proyectar y construir los elementos que transmiten el peso de una estructura a las capas inferiores de suelo o de roca” (Peck, Hanson, y Thornburn, 1976). De manera general, una cimentación es la parte de una estructura que le proporciona un apoyo para la transmisión de sus

cargas. En la Figura 1.5 se muestra un esquema general de la clasificación las cimentaciones.

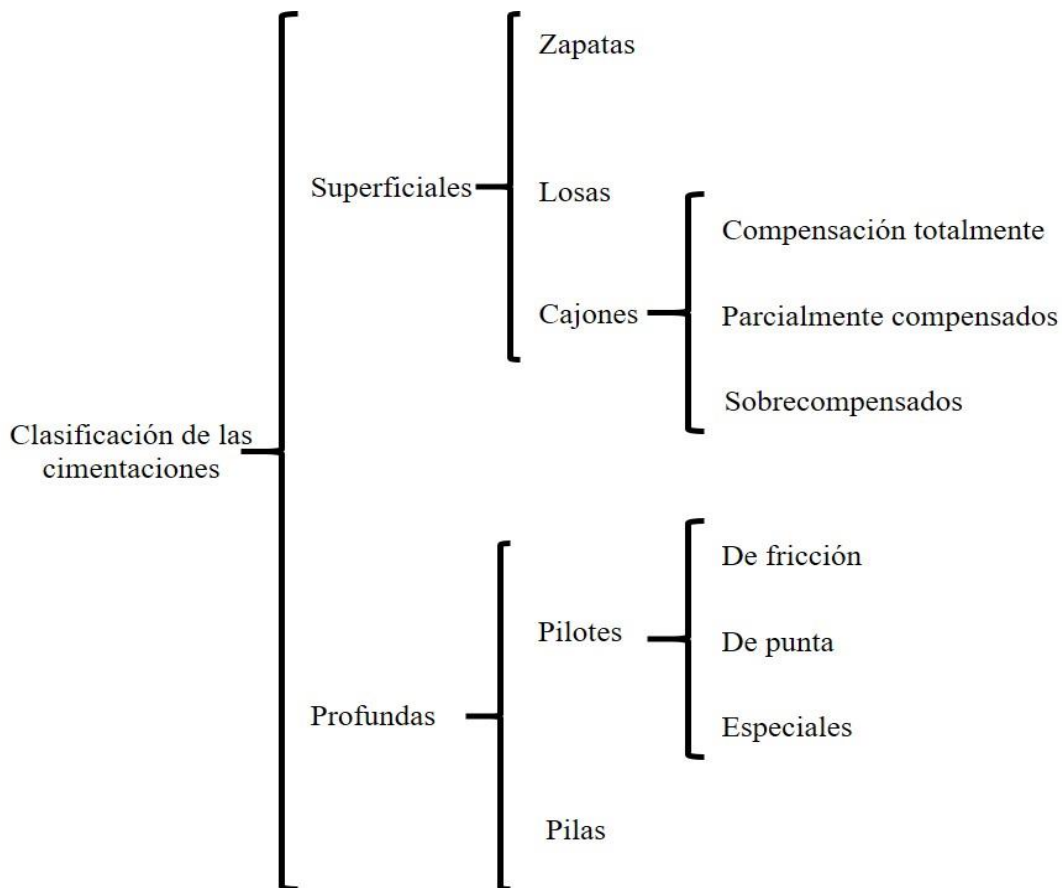


Figura 1.5. Clasificación de las cimentaciones

En la Ciudad de México se enfrentan difícil retos en el diseño y construcción de cimentaciones debido al comportamiento del subsuelo, caracterizado por suelos blandos de alta compresibilidad, con baja resistencia al esfuerzo cortante y con problemas de hundimiento regional.

Para edificios de altura media se han utilizado comúnmente cajones de cimentación que tienen el propósito de compensar el peso del suelo excavado por el peso de la estructura que se le impondrá; dependiendo de las características del proyecto, la compensación puede ser parcial, total o con una sobrecompensación. Las cimentaciones compensadas que no logran reducir los asentamientos permitidos, se procede a acompañarlas con pilotes de fricción considerando que éstos no tocarán la Capa Dura para así evitar la emersión aparente que pudiese generarse debido al hundimiento regional. Esta combinación además de reducir los asentamientos propone que la estructura siga el hundimiento regional (Zeevaert, 1973). En Figura 1.6 se muestran las cimentaciones que se emplean comúnmente en la Ciudad de México.

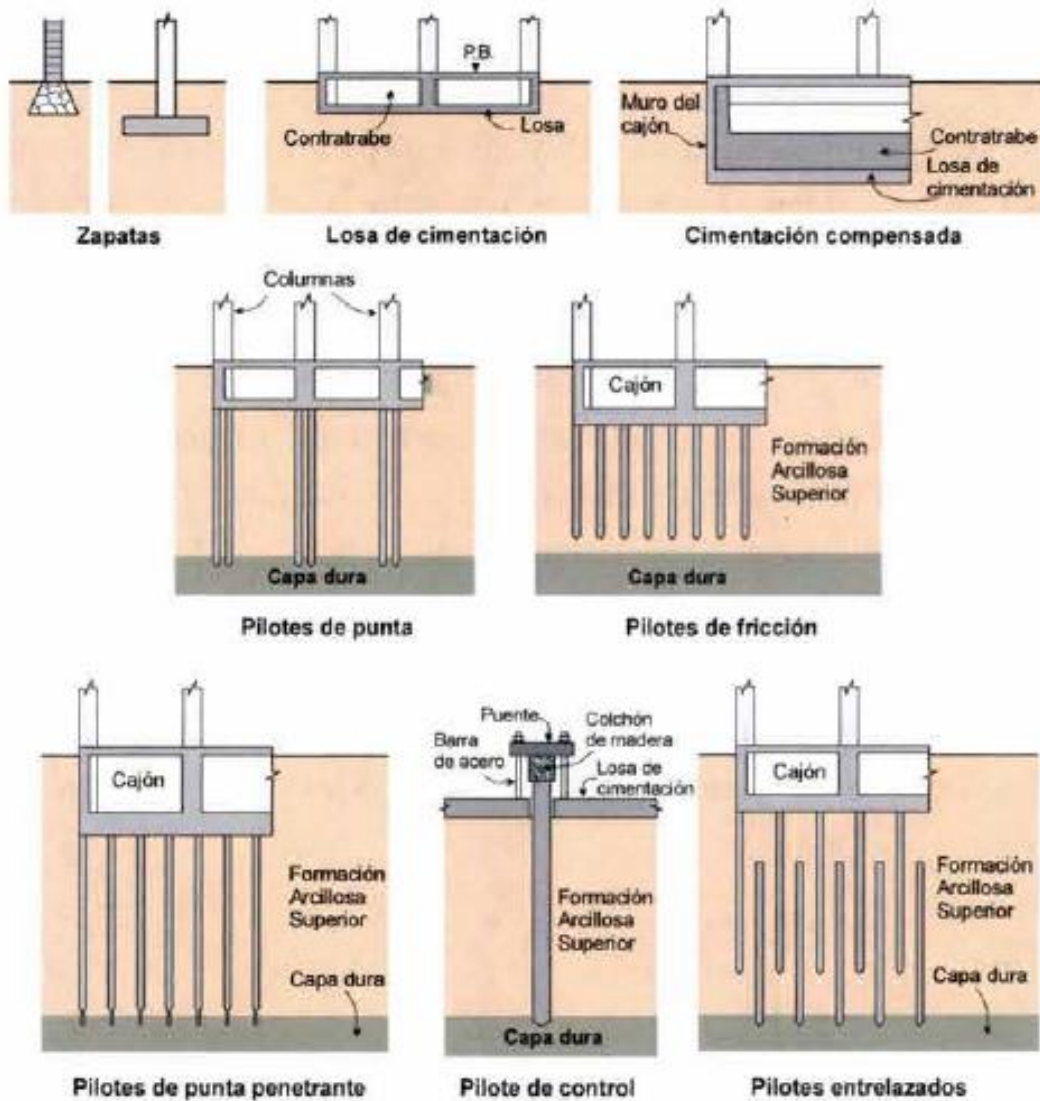


Figura 1.6. Cimentaciones usuales en la Ciudad de México (Mendoza , 2004)

1.4. Tipos de diseño de pilotes de fricción

El análisis de pilotes de fricción se ha dividido en dos tipos: diseño en términos de su capacidad de carga y diseño en términos de asentamientos o deformaciones.

1.4.1. Diseño en términos de capacidad de carga

Bajo este criterio de diseño, los pilotes se diseñan para que sean capaces de soportar la carga total de la estructura tanto en condiciones estáticas como dinámicas, Figura 1.7. De esta manera la cimentación debe cumplir con la siguiente condición de equilibrio (Reséndiz y Auvinet, 1973):

$$W + FN = FP + C_p + U \tag{1.1}$$

donde:

- W Carga sobre cabeza del pilote
 FN fuerza debido a fricción negativa
 FP fuerza de reacción por fricción positiva
 C_p fuerza por punta del pilote
 U fuerza resultante debido a la supresión del agua sobre losa de fondo

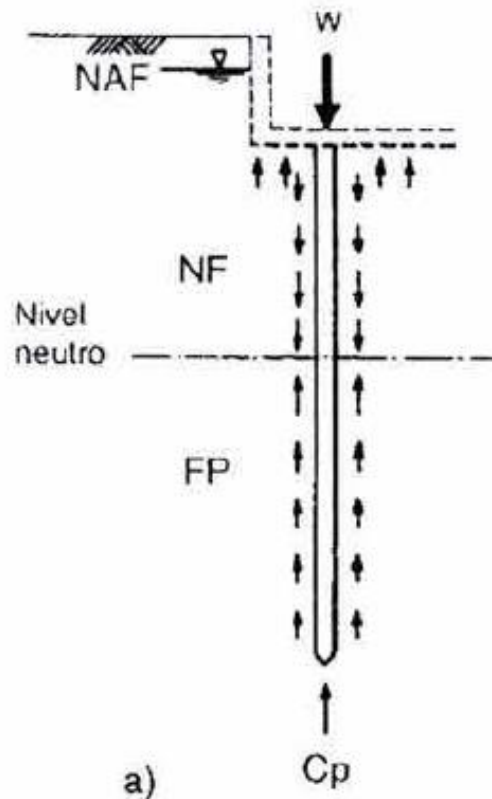


Figura 1.7. Diseño en términos de capacidad de carga (Mendoza , 2004)

1.4.2. Diseño en términos de deformaciones

Cuando el cajón de cimentación puede proporcionar la capacidad de carga necesaria para soportar la estructura, pero los asentamientos esperados son mayores que los permitidos, el diseño de la cimentación agrega una pequeña cantidad de pilotes como medida para reducir los asentamientos (Zeevaert, 1973). De esta manera los pilotes de fricción se encontrarán penetrando continuamente en el estrato arcilloso y por lo tanto se desarrollará fricción positiva a lo largo de todo el fuste de los pilotes y con ello el eje neutro permanecerá al nivel de la losa de fondo de la cimentación, Figura 1.8. De esta manera la ecuación de equilibrio resulta:

$$W = FP + C_p + U + Q_L \quad (1.2)$$

donde:

- Q_L Fuerza resultante de la presión vertical efectiva en el contacto del suelo y la losa de fondo

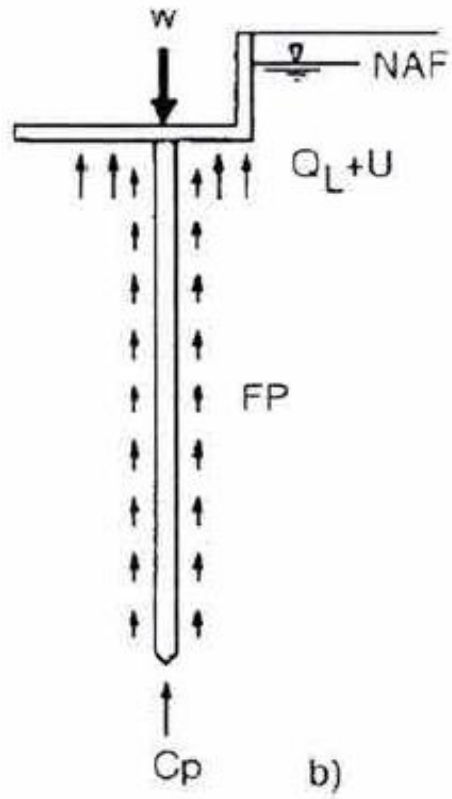


Figura 1.8. Diseño en términos de deformaciones (Mendoza, 2004)

2. CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTOS DE PILOTES DE FRICCIÓN

2.1. Esfuerzos desarrollados debido a la interacción pilote-suelo

Para lograr un diseño de cimentaciones óptimo es necesario conocer y evaluar los esfuerzos que se desarrollarán en la punta y fuste, la carga axial esperada en el pilote depende de la condición en la que se encuentra y el cambio del estado de esfuerzos en el suelo circundante. Estos esfuerzos dependen de diversos factores como:

- Geometría de los pilotes
- Cargas externas aplicadas
- Estratigrafía del sitio
- Condiciones piezométricas
- Propiedades mecánicas del suelo

Para pilotes de fricción sometidos a hundimiento regional es conocido que se desarrollarán pequeños esfuerzos de punta, de fricción negativa y de fricción positiva; la posición del cambio de sentido de las fricciones generadas en el fuste es conocido como eje neutro el cual corresponde al plano donde el pilote y el suelo tienen una misma velocidad de movimiento. Cuando el pilote tiene una mayor velocidad de desplazamiento que el suelo que lo rodea se desarrolla fricción positiva, caso contrario, cuando el suelo tiene una mayor velocidad de desplazamiento que el pilote se desarrollará fricción negativa.

Rodríguez en 2010 mostró el comportamiento de los esfuerzos cortantes en el fuste y la carga axial desarrollada en un pilote de fricción que se encuentra sometido a hundimiento regional y a una carga externa en la cabeza del pilote (Figura 2.1)

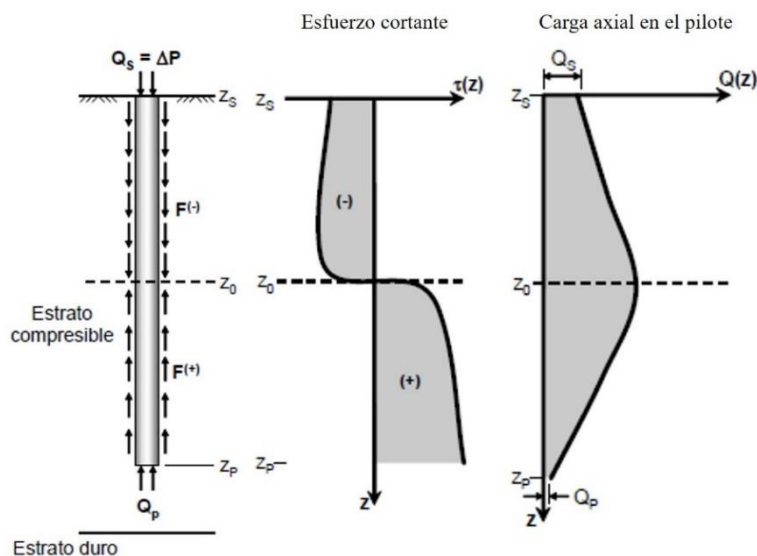


Figura 2.1. Esfuerzos cortantes y carga axial en pilotes de fricción (Rodríguez, 2010)

Los diagramas mostrados en la Figura 2.1 fueron obtenidos de acuerdo a lo planteado por Vesic (1970), el cual considera que el esfuerzo cortante desarrollado en el fuste es:

$$\tau(z) = -\frac{1}{P} \frac{dQ(z)}{dz} \quad (2.1)$$

donde:

- $\tau(z)$ esfuerzo cortante desarrollado en el fuste
- $dQ(z)$ representa la variación de la carga transmitida en el pilote
- P perímetro a lo largo de dz

$Q(z)$ puede evaluarse a partir de los desplazamientos δ medidos en el pilote a distintas profundidades z :

$$Q(z) = AE_p \frac{d\delta}{dz} \quad (2.2)$$

donde:

- A área transversal del elemento
- E_p módulo de elasticidad del pilote
- P perímetro a lo largo de dz

Estos diagramas obtenidos son similares a los propuestos por Zeevaert en 1973, donde considera el hundimiento regional con diferentes velocidades de hundimiento de la superficie respecto a la punta del pilote y además asume una variación lineal de esta velocidad respecto a la profundidad, Figura 2.2

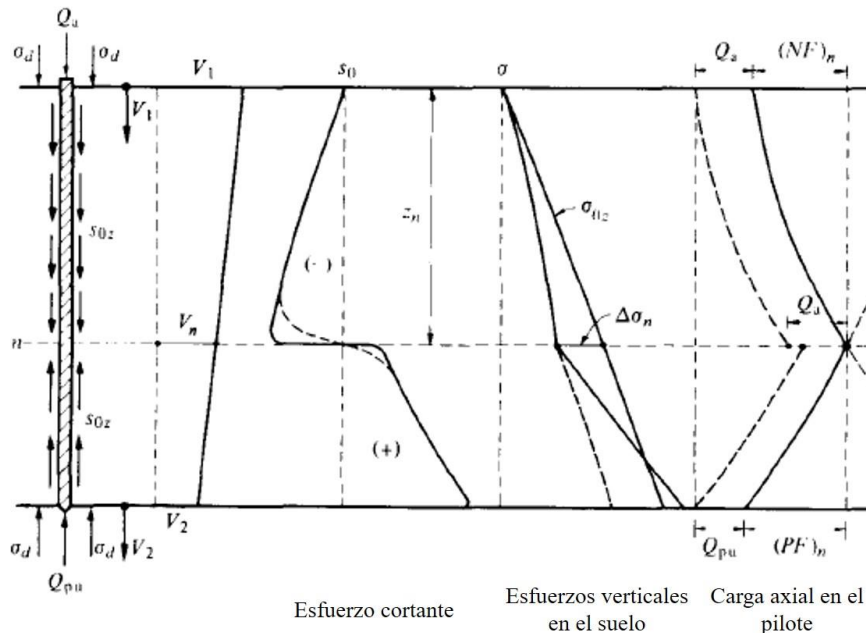


Figura 2.2. Esfuerzo cortante, vertical y carga axial para pilotes de fricción sometidos a hundimiento regional (Zeevaert, 1973)

2.2. Capacidad de carga por punta

Meyerhof (1976) y Vesic (1977) proponen que para arcillas saturadas, la capacidad de carga última por punta se calcula como:

$$Q_p = N_c c_u A_p = 9c_u A_p \quad (2.3)$$

donde:

Q_p	capacidad de carga por punta
N_c	coeficiente de capacidad de carga
c_u	cohesión no drenada del suelo por debajo de la punta del pilote
A_p	área del pilote

De acuerdo a la gráfica de variación de los coeficientes de capacidad de carga, para suelos sin ángulo de fricción el coeficiente N_c es igual a 9 (Meyerhof, 1976).

Las NTCDC, 2004 proponen que el cálculo de la capacidad de carga se realice como:

$$C_p = (c_u N_c * F_R + p_V) A_p \quad (2.4)$$

donde:

p_V	presión vertical total a la profundidad del desplante del pilote
F_R	factor de resistencia (igual a 0.35)

2.3. Desarrollo de fricción entre pilote y suelo

Para la evaluación de los esfuerzos cortantes desarrollados por la fricción que se genera en el fuste de los pilotes existen procedimientos analíticos, de los cuales los más utilizados para los estratos arcillosos de la Ciudad de México son los mostrados a continuación.

2.3.1. Zeevaert, 1973

Se considera que el esfuerzo cortante debe evaluarse en términos de la resistencia drenada del suelo. Si partimos de un estado de reposo, tenemos:

$$k_0 = \frac{\sigma_H}{\sigma_{0Z}} \quad (2.5)$$

donde:

k_0	coeficiente de tierras en reposo
σ_H	esfuerzo horizontal efectivo
σ_{0Z}	esfuerzo vertical efectivo

Si consideramos que para pilotes hincados en suelos compresibles existen condiciones de plastificación cerca del fuste, debido a un estado producido por el desplazamiento relativo entre pilote y suelo, entonces tenemos:

$$K_{\phi} = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi_r}{1 + \text{sen}^2 \phi_r} \cdot \tan \phi_r \quad (2.6)$$

donde:

K_{ϕ} coeficiente de tierras bajo condiciones de plastificación cerca del fuste del pilote

ϕ_r ángulo de fricción obtenido de pruebas de compresión triaxial drenadas para materiales remoldeados.

Por lo tanto obtenemos que el esfuerzo horizontal resulta:

$$\sigma_H = K_{\phi} \cdot \sigma_{0Z} \quad (2.7)$$

$$\sigma_H = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi_r}{1 + \text{sen}^2 \phi_r} \cdot \sigma_{0Z} \quad (2.8)$$

De esta manera el esfuerzo cortante a cualquier profundidad se puede evaluar como:

$$\tau(z) = \sigma_H \cdot \tan \phi_r \quad (2.9)$$

$$\tau(z) = K_{\phi} \cdot \sigma_{0Z} \quad (2.10)$$

El esfuerzo cortante máximo que se puede desarrollar en la interfaz pilote-suelo es:

$$\tau(z) \leq 0.3q_u \quad (2.11)$$

donde:

q_u esfuerzo desviador obtenido de prueba de compresión triaxial no drenada

2.3.2. Reséndiz, 1970

Se considera que el esfuerzo cortante debe evaluarse en términos de la resistencia no drenada del suelo, c_u , obtenido de pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas (tipo UU), por lo tanto se obtiene mediante:

$$\tau(z) = c_u \quad (2.12)$$

Reséndiz menciona que con base a experiencia el valor de c_u , puede considerarse para arcillas normalmente consolidadas igual a $0.6q_u$, mientras que en arcillas preconsolidadas el valor puede aproximarse a $0.3q_u$

2.4. Tipos de fricción en pilotes

Cualquier movimiento relativo entre pilote y suelo produce esfuerzos cortantes a lo largo del fuste de los mismos, el sentido en el cual se desarrollan estos esfuerzos es lo que determina el tipo de fricción desarrollada. Si los esfuerzos actúan en sentido descendente es fricción negativa, mientras que si actúan en sentido ascendente se desarrolla fricción positiva.

El esfuerzo cortante que se desarrolla en la interacción entre el suelo y el pilote, por fricción negativa no puede ser mayor que la resistencia al corte del suelo determinada a partir de una prueba triaxial consolidada no drenada (tipo CU), es decir que la máxima fricción que se puede desarrollar es igual a la cohesión no drenada del material (c_u). Esto quedó demostrado a partir de modelaciones numéricas (Figura 2.3) donde se consideró una estratigrafía y abatimientos típicos de la Ciudad de México (Auvinet y Rodríguez, 2004)

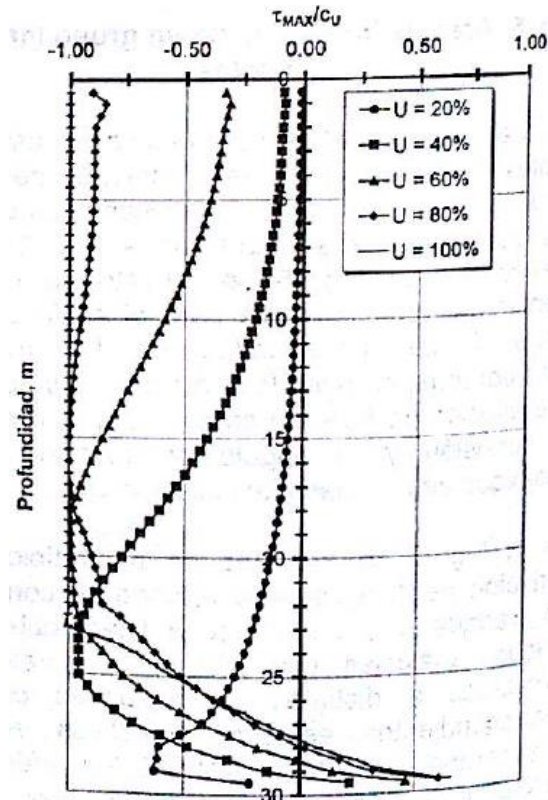


Figura 2.3. Esfuerzo cortante en el fuste de pilotes para diferentes grados de consolidación (Auvinet y Rodríguez, 2004)

2.4.1. Fricción negativa

Se genera fricción negativa principalmente en pilotes o pilas que se encuentran dentro de suelos altamente compresibles y en proceso de consolidación, ocurre cuando el suelo tiende a descender a una velocidad mayor que los pilotes desarrollando este tipo de esfuerzos. La fricción negativa puede generar principalmente un incremento de la carga axial en el pilote, desarrollar asentamientos excesivos o provocar fallas estructurales, estos efectos deben tomarse en cuenta en el diseño de cimentaciones.

Los principales factores que generan este tipo de fricción se debe a:

- Abatimiento de las presiones de poro debido a extracción de agua de los acuíferos (Reséndiz y Auvinet, 1973)

- Descenso del nivel del agua subterránea producida por la evaporación superficial, por fugas hacia los sistemas de alcantarillado, o por la disminución de la recarga de los acuíferos (Reséndiz y Auvinet, 1973)
- Una sobrecarga superficial reciente (Reséndiz y Auvinet, 1973)

En los siguientes subcapítulos se muestran algunas de las principales investigaciones que se han realizado para el estudio de este tipo de fenómeno.

2.4.1.1. Auvinet y Hanell, 1981

Se realizaron pruebas de campo para dos pilotes instrumentados hincados en la zona del ex-Lago de Texcoco, los cuales fueron sometidos a un proceso de consolidación inducido por el bombeo de agua.

El sitio tiene una estratigrafía típica de la Zona Lacustre de la Ciudad de México, conformada por dos formaciones arcillosas compresibles de 32 y 16 m de espesor respectivamente, separadas por una delgada capa areno limosa de 1 m de espesor.

Se emplearon pilotes de concreto con una sección transversal triangular equilátera de 0.5 m por lado, la longitud de los pilotes es de 30.5 m para el pilote de fricción instrumentado con seis celdas de carga, mientras que el pilote de punta tiene una longitud de 32 m instrumentado con cinco celdas de carga. Antes del hincado de los pilotes se instalaron bancos de nivel profundos, piezómetros tanto neumáticos como abiertos (Figura 2.4)

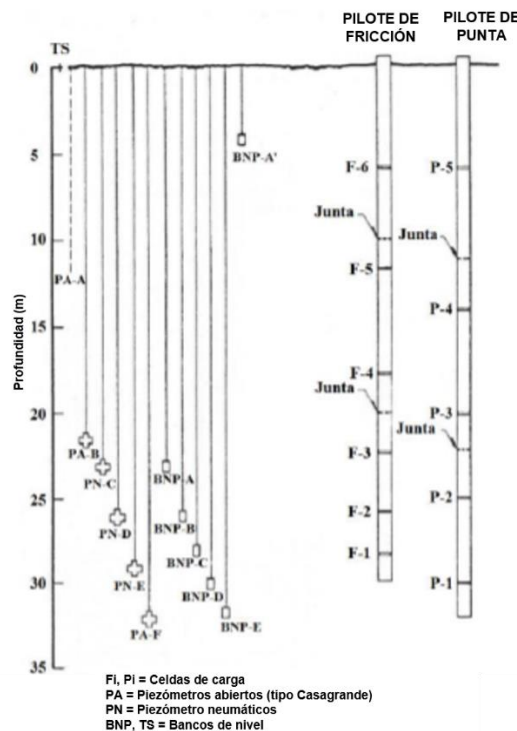


Figura 2.4. Instrumentación para prueba de pilotes (Auvinet y Hanell, 1981)

En 1978 mientras se realizaba el estudio, se disminuyó el bombeo de la zona; solo se mantuvieron en operación 4 de las 140 bombas de extracción que se encontraban en funcionamiento, por lo tanto existió una disminución drástica del hundimiento regional e inclusive se midieron expansiones del suelo cerca de la cabeza del pilote. De las mediciones de carga debido a la fricción negativa desarrollada en los pilotes se determinó lo siguiente:

- Para el pilote de fricción (Figura 2.5) se obtuvieron mediciones de incremento de la carga sobre el pilote mientras se desarrollada el proceso de consolidación inducido por el bombeo, hasta que se disminuyó el bombeo en la zona. Durante el periodo de estiaje se presentó un aumento en la medición de la carga, por el contrario, en periodo de lluvias la carga disminuía; esto se presentaba debido a la expansión de la arcilla, además que siempre se localizó la carga máxima a la profundidad del eje neutro. Cabe señalar que después del sismo de 1979, se registró un decremento de la carga axial

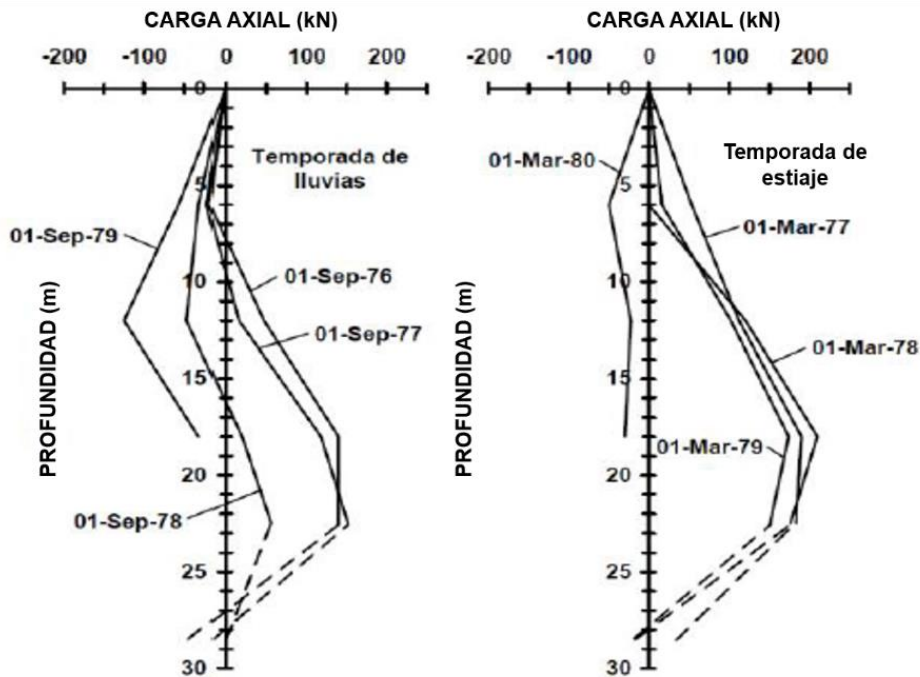


Figura 2.5. Carga axial sobre pilote de fricción (Auvinet y Hanell, 1981)

- En el pilote de punta (Figura 2.6) se observó que la capa areno limosa no tenía la capacidad suficiente para que el pilote se apoyara sobre ella, por lo tanto el pilote penetró sobre esta capa y el comportamiento fue como un pilote de fricción. En cuanto al comportamiento del pilote de punta durante el sismo de 1979, se registró una disminución drástica de la carga registrada de 290 a 200 kN.

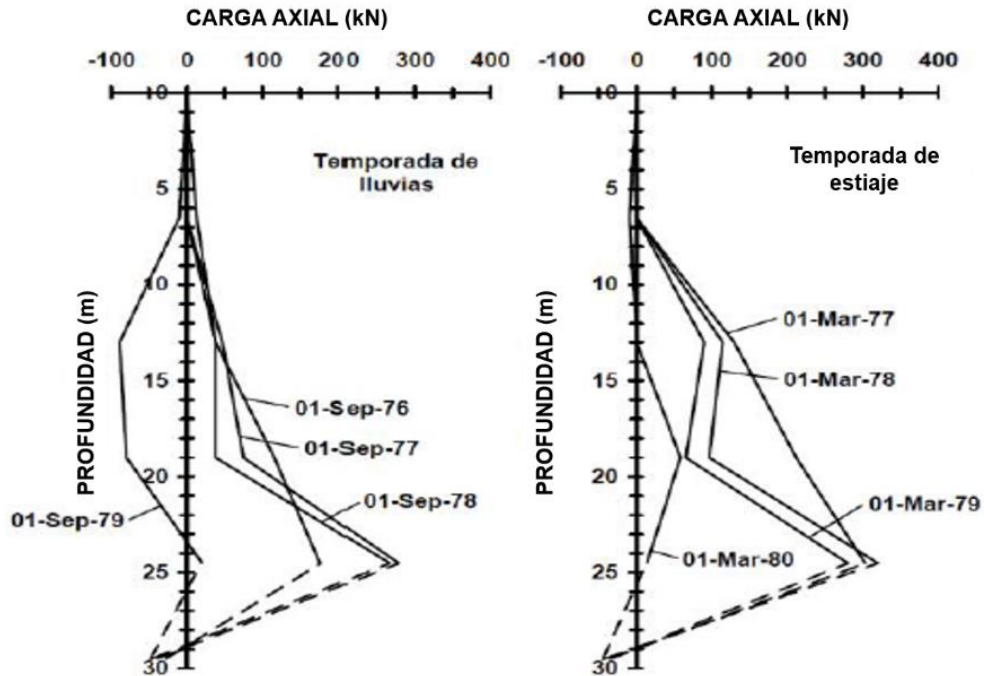


Figura 2.6. Carga axial sobre pilote de punta (Auvinet y Hanell, 1981)

2.4.1.2. Rodríguez, 2010

Se desarrolló modelación numérica de un pilote en un medio que se consolida debido al peso de la superestructura y al abatimiento de las presiones intersticiales, para determinar la fricción negativa que se genera en el fuste.

Con el propósito de poder considerar condiciones estratigráficas típicas de la Zona Lacustre de la Ciudad de México, se utilizó información de estudios de mecánica de suelos proveniente del oriente de la ciudad, cerca del ex-lago de Texcoco.

Para considerar la influencia del hundimiento regional, se utilizó una hipótesis de abatimiento piezométrico futuro donde se representó un abatimiento moderado y extremo, típico de la zona, Figura 2.7

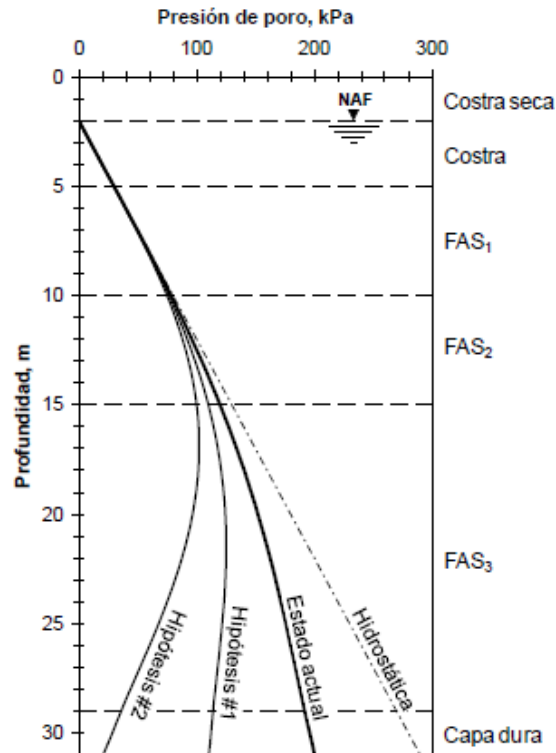


Figura 2.7. Condiciones piezométricas (Rodríguez, 2010)

La modelación numérica tuvo las siguientes etapas de análisis:

- Etapa 1. Consolidación por peso propio del pilote
- Etapa 2. Consolidación por el abatimiento de la hipótesis #1
- Etapa 3. En condiciones no drenadas, aplicación de cargas sobre la cabeza del pilote en incrementos de 100 kN hasta los 500 kN
- Etapa 4. Consolidación por la carga de 500 kN
- Etapa 5. Consolidación por abatimiento de la hipótesis #2

De la modelación se obtuvo (Figura 2.8) que para la etapa 1, se genera un incremento de carga axial con un valor máximo de 90 kN. Para la etapa 2, se mantiene constante un primer nivel neutro, independiente de los distintos grados de consolidación. En la etapa 3 se observa que gradualmente una parte de la carga por fricción negativa es sustituida por la carga en la cabeza, incluso para valores mayores a 300 kN, se desarrolla un segundo nivel neutro. Cuando se desarrolla el segundo abatimiento piezométrico la fricción positiva generada en la parte superior del pilote, tiende a convertirse de nuevo en fricción negativa.

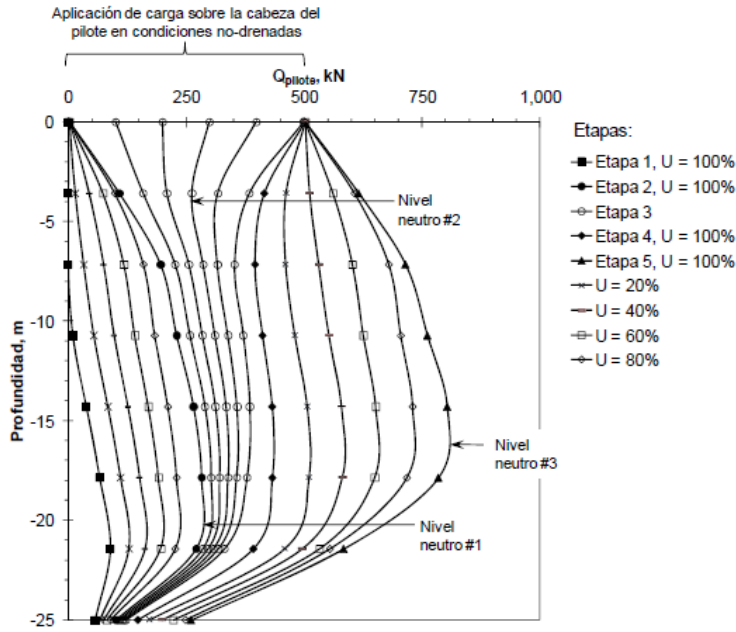


Figura 2.8. Carga axial para las etapas de análisis (Rodríguez, 2010)

Debido a las condiciones de análisis en la que se desarrolló el modelo, se demostró que la fricción negativa puede ser sustituida por sobrecargas e incluso puede cambiar a fricción positiva.

Además presenta el modelado de un grupo de pilotes supuesto infinito en el cual simula de nueva cuenta el hundimiento regional por medio de un abatimiento de las presiones de poro, y posteriormente realiza un análisis de los esfuerzos efectivos del suelo circundante, considerando diferentes separaciones entre pilotes. Para una separación de pilotes de 1.5 se obtuvieron los resultados mostrados en la Figura 2.9

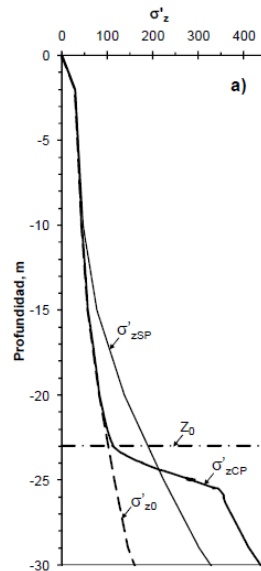


Figura 2.9. Esfuerzos efectivos en el suelo (Rodríguez, 2010)

Rodríguez menciona respecto a la Figura 2.9 que: “...arriba del eje neutro (Z_0) el esfuerzo efectivo sin pilotes generado por el decremento de las presiones intersticiales (σ'_{SP}) se abate prácticamente por completo al incluir los pilotes (σ'_{CP}), es decir que, arriba de dicho nivel no se produce consolidación del medio ya que σ'_{CP} es prácticamente igual al esfuerzo efectivo inicial (σ'_o). Esto se debe a que el suelo, al colgarse del fuste, le transmite al pilote prácticamente por completo el incremento de esfuerzo generado por el abatimiento piezométrico ($\sigma'_{SP} - \sigma'_o$). Debajo de Z_0 , el suelo se consolida debido a ($\sigma'_{CP} - \sigma'_o$), termino en el que van incluidas las cargas debidas al abatimiento de las presiones intersticiales y al peso de la estructura.”

2.4.1.3. Ann Tan y Fellenius, 2016

Mencionan que en general los códigos de diseño deducen que la fricción negativa es una carga adicional desfavorable para los pilotes, es decir, el aumento de la carga axial reduce la capacidad de carga. Esto es un concepto erróneo contrario a lo que sucede en la realidad ya que menciona que esta fuerza descendente no disminuye la capacidad geotécnica de los pilotes debido a que la carga axial generada por la interacción entre el pilote y suelo será menor que la carga axial última (Qult) del pilote (Figura 2.10). De esta manera, la fricción negativa debe considerarse como un problema de deformaciones debido al movimiento que puede presentar el pilote en interacción o de diseño estructural del elemento.

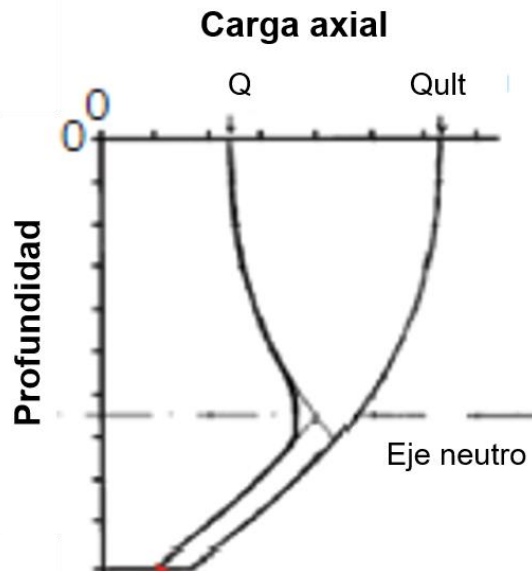


Figura 2.10. Carga axial debido a interacción del pilote-suelo y capacidad de carga ultima (Ann Tan y Fellenius, 2016)

Además se realizó modelación numérica de un pilote aislado en dos dimensiones, por lo tanto se abordó como un problema axisimétrico. El modelo fue representado con una estratigrafía típica de suelo arcilloso compresible, Figura 2.11

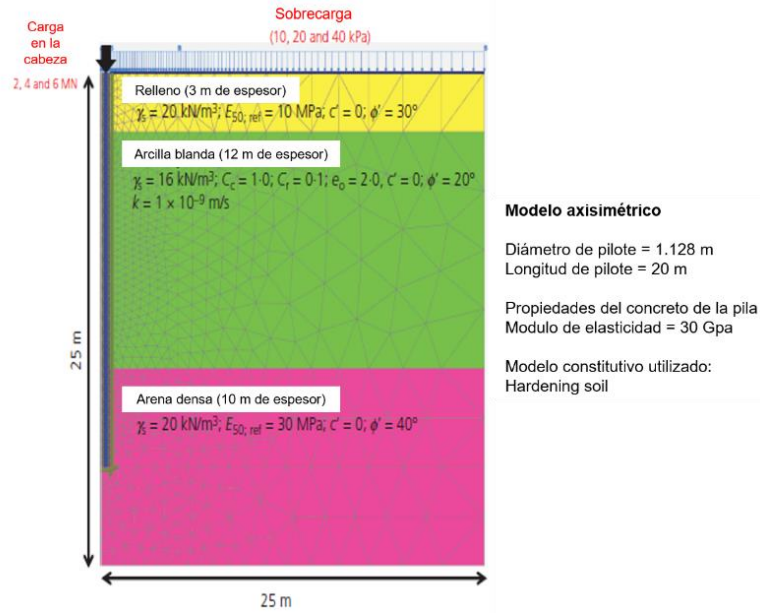


Figura 2.11. Características del modelo empleado (Ann Tan y Fellenius, 2016)

El pilote es un cilindro de concreto en el cual se encuentra una viga ficticia con una rigidez axial un millón de veces menor que la rigidez del pilote. La viga es utilizada para obtener fácilmente la distribución de carga axial.

La deformación de la masa de suelo se generó aplicando una sobrecarga en la superficie de 10, 20 y 40 kPa para tres casos de estudio bajo condiciones drenadas, además para cada caso se aplicaron cargas permanentes sobre la cabeza del pilote de 2, 4 y 6 MN.

El caso típico de comportamiento es el de 4 MN sobre la cabeza del pilote, Figura 2.12

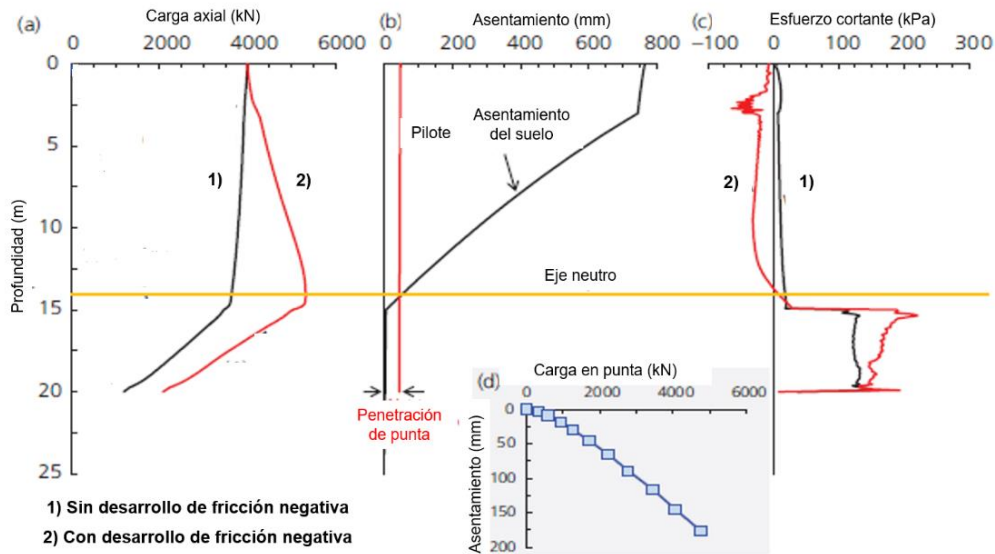


Figura 2.12. Caso de estudio de 4 MN de carga sobre la cabeza del pilote y asentamiento generado por sobrecarga de 40 kPa (Ann Tan y Fellenius, 2016)

La Figura 2.14 (a) muestra la distribución inicial de carga axial sin fricción negativa y además la distribución donde se desarrolla este tipo de fricción. La Figura 2.14 (b) muestra el asentamiento a largo plazo de la masa del suelo debido al proceso de consolidación originado por la sobrecarga en la superficie. El asentamiento del pilote se debe a la carga en la cabeza más la fricción negativa que produce cierta penetración de la punta del pilote. La Figura 2.14 (c) muestra los resultados del esfuerzo cortante actuante en la interfaz pilote-suelo antes y después de aplicar la sobrecarga que genera la fricción negativa. Por último la Figura 2.14 (d) muestra la carga por punta contra la penetración de la misma punta en el estrato subyacente.

Asimismo los efectos de la fricción negativa tienden a tener un equilibrio en el eje neutro donde se separa de los efectos provocados por la fricción positiva. La resistencia de la punta ante la penetración determinará la profundidad a la cual se encontrará este eje neutro. Claramente, hay una interdependencia del asentamiento del pilote, la transferencia de la carga axial y el movimiento que se genera en la interacción con el suelo para lograr este equilibrio.

2.4.2. Fricción positiva

Cuando se aplica una carga en la cabeza de un pilote de fricción, la masa de suelo que circunda al pilote desarrollará fricción positiva a lo largo del fuste. Este tipo de fricción inducirá un incremento de los esfuerzos efectivos verticales.

Cuando se realiza una prueba de capacidad de carga en un pilote, el desarrollo de la fricción se moviliza completamente para todos los estratos que circundan el pilote independientemente de la rigidez de cada uno de ellos. Además hay que considerar que, en el caso de suelos blandos la fricción depende de un proceso en el cual existe una pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante debido al hincado del pilote y después una recuperación de esta resistencia debido al fenómeno de tixotropía. Se ha encontrado que para un material remoldeado la fricción positiva se genera entre suelo-suelo a una distancia aproximada de $0.1r_0$ a partir del eje del pilote (Zeevaert, 1973).

2.5. Metodologías de cálculo de fricción en pilotes

2.5.1. Fricción negativa (Zeevaert, 1973)

Se considera que el desarrollo de la fricción negativa produce un decremento del esfuerzo vertical efectivo en proporción directa al peso propio del suelo que transfiere su peso como una carga adicional al pilote, por lo tanto, al aumentarse la carga en el pilote se reduce el esfuerzo efectivo confinante en la punta que en consecuencia reduce la capacidad de carga última por punta.

El cálculo por fricción negativa se puede obtener de dos maneras dependiendo del caso que se quiere analizar:

- Caso I. Calculo iniciando por cabeza del pilote

- Caso II. Calculo iniciando por punta del pilote

La descripción de cada caso se realizará a continuación, donde la notación empleada para el desarrollo de sus algoritmos se muestra en la Figura 2.13

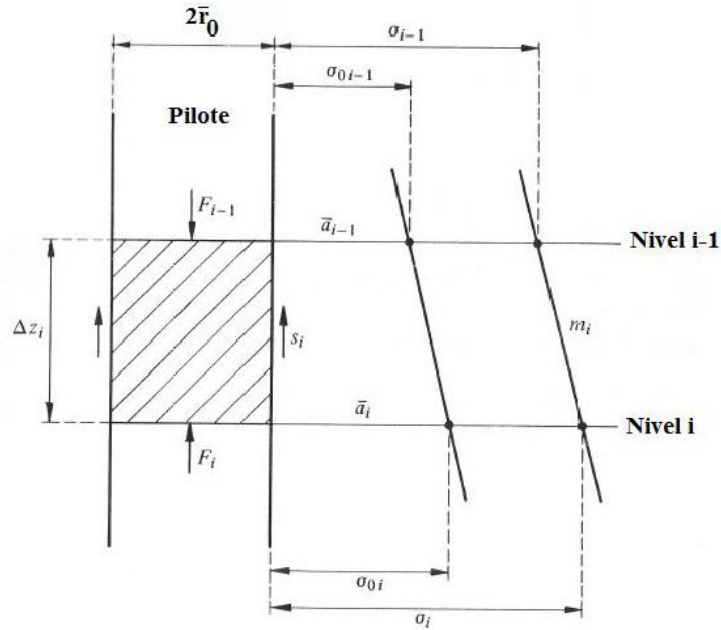


Figura 2.13. Notación para desarrollo de algoritmos (Zeevaert, 1973)

2.5.1.1. Caso I

El cálculo se inicia a partir de la cabeza del pilote, donde la fricción negativa (NF) se calcula mediante:

$$(NF)_i = (\sigma_{0i} - \sigma_i)\bar{a}_i \quad (2.13)$$

donde:

- σ_{0i} esfuerzo vertical efectivo inicial
- σ_i esfuerzo vertical efectivo final
- \bar{a}_i área tributaria de cada pilote

Además σ_i se calcula como:

$$\sigma_i = A_i\sigma_{0i} - B_1\sigma_{i-1} - C_i(NF)_{i-1} \quad (2.14)$$

donde:

$$A_i = \frac{\bar{a}_i}{\bar{a}_i + m_i\Delta Z_i} \quad (2.15)$$

$$B_i = \frac{m_i\Delta Z_i}{\bar{a}_i + m_i\Delta Z_i} \quad (2.16)$$

$$C_i = \frac{1}{\bar{a}_i + m_i\Delta Z_i} \quad (2.17)$$

El valor de m_i , queda definido como:

$$m_i = \pi \bar{r}_0 K_\phi \quad (2.18)$$

donde:

\bar{r}_0 radio efectivo del pilote, igual a $1.05r_0$ para análisis de fricción negativa

K_ϕ ver en la página 13

El área tributaria efectiva \bar{a}_i se determina dependiendo de la posición del pilote dentro de un grupo, esto se puede definir de acuerdo a la Figura 2.14, donde se muestra el área tributaria para pilotes interiores, de borde y de esquina

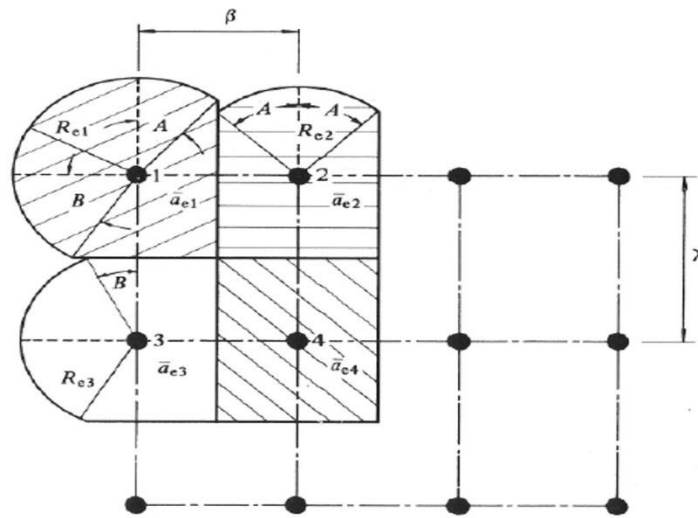


Figura 2.14. Áreas tributarias dependiendo de la posición del pilote (Zeevaert, 1973)

De esta manera el área tributaria dependiendo de la ubicación del pilote se obtiene mediante:

Pilote interior:

$$\bar{a}_{e4} = \lambda \cdot \beta - a_p \quad (2.19)$$

Pilote de borde en sentido vertical:

$$\bar{a}_{e3} = F_B(R_{e3} \cdot \lambda) + \frac{\lambda \cdot \beta}{2} - a_p \quad (2.20)$$

Pilote de borde en sentido horizontal:

$$\bar{a}_{e2} = F_A(R_{e2} \cdot \beta) + \frac{\lambda \cdot \beta}{2} - a_p \quad (2.21)$$

Pilote de esquina:

$$\bar{a}_{e1} = \frac{\pi}{4} R_{e1}^2 + \frac{R_{e1}}{2} [F_A \cdot \beta + F_B \cdot \lambda] + \frac{\lambda \cdot \beta}{4} - a_p \quad (2.22)$$

donde:

a_p área de la sección transversal del pilote

$$F_A = \frac{\pi AR_{e2}}{180^\circ \cdot \beta} + \frac{1}{2} \cos A \quad (2.23)$$

$$F_B = \frac{\pi AR_{e3}}{180^\circ \cdot \lambda} + \frac{1}{2} \cos B \quad (2.24)$$

2.5.1.2. Caso II

El cálculo se inicia a partir de la punta del pilote, donde la fricción negativa se conoce a nivel de la punta pero se desconoce $(NF)_{i-1}$ y se calcula mediante:

$$(NF)_{i-1} = (\sigma_{oi-1} - \sigma_{i-1}) \overline{a_{i-1}} \quad (2.25)$$

Además σ_i se calcula como:

$$\sigma_i = A_{i-1} \sigma_{oi-1} - B_{i-1} \sigma_i - C_{i-1} (NF)_i \quad (2.26)$$

- donde:

$$A_{i-1} = \frac{\overline{a_{i-1}}}{\overline{a_{i-1}} + m_i \Delta Z_i} \quad (2.27)$$

$$B_{i-1} = \frac{m_i \Delta Z_i}{\overline{a_{i-1}} + m_i \Delta Z_i} \quad (2.28)$$

$$C_{i-1} = \frac{1}{\overline{a_{i-1}} + m_i \Delta Z_i} \quad (2.29)$$

2.5.2. Fricción positiva (Zeevaert, 1973)

Se considera que el desarrollo de la fricción positiva produce un incremento del esfuerzo vertical efectivo que simultáneamente ocasiona un decremento de la carga axial sobre el pilote.

De la misma manera que la fricción negativa, el cálculo por fricción positiva se puede obtener de dos maneras dependiendo del caso que se quiere analizar:

- Caso I. Calculo iniciando por cabeza del pilote
- Caso II. Calculo iniciando por punta del pilote

La descripción de cada caso se realizará a continuación, donde se utiliza de nueva cuenta la notación empleada en la Figura 2.13

2.5.2.1. Caso I

El cálculo se inicia a partir de la cabeza del pilote, donde la fricción positiva $(PF)_i$ se calcula mediante:

$$(PF)_i = (\sigma_i - \sigma_{0i})\bar{a}_i \quad (2.30)$$

Además σ_i se calcula como:

$$\sigma_i = \bar{A}_i\sigma_{0i} + \bar{B}_i\sigma_{i-1} + \bar{C}_i(PF)_{i-1} \quad (2.31)$$

donde:

$$\bar{A}_i = \frac{\bar{a}_i}{\bar{a}_i - m_i\Delta Z_i} \quad (2.32)$$

$$\bar{B}_i = \frac{m_i\Delta Z_i}{\bar{a}_i - m_i\Delta Z_i} \quad (2.33)$$

$$\bar{C}_i = \frac{1}{\bar{a}_i - m_i\Delta Z_i} \quad (2.34)$$

Para este caso m_i se obtiene como:

$$m_i = \frac{\bar{\omega}K_\phi}{2} \quad (2.35)$$

donde:

$$\bar{\omega} \quad \text{perímetro del pilote} = 1.1\pi r_0$$

2.5.2.2. Caso II

El cálculo se inicia a partir de la punta del pilote, donde la fricción positiva se conoce a nivel de la punta pero se desconoce $(PF)_{i-1}$ y se calcula mediante:

$$(PF)_{i-1} = (\sigma_{i-1} - \sigma_{0i-1})\bar{a}_{i-1} \quad (2.36)$$

Además σ_i se calcula como:

$$\sigma_{i-1} = \bar{A}_{i-1}\sigma_{0i-1} + \bar{B}_{i-1}\sigma_i + \bar{C}_{i-1}(PF)_i \quad (2.37)$$

2.6. Consolidación

En general, el fenómeno de consolidación es el proceso en el cual existe una reducción del volumen del suelo ante un incremento de carga. Este cambio volumétrico se debe al desplazamiento relativo de los granos que conforman al suelo, generando una reducción de los vacíos presentes en la estructura. De esta manera, se puede definir que la deformabilidad que presenta un suelo se debe a la facilidad con la cual los granos pueden cambiar de posición modificando su estructura.

La primera teoría de consolidación de suelos fue propuesta por Terzaghi en 1923, la cual inicialmente se formuló para suelos altamente compresibles, los cuales se asumieron que los vacíos de su estructura se encuentran totalmente saturados de agua, y que al aplicar una sobrecarga se generaría un incremento a la presión de poro existente debido a su baja conductividad hidráulica. El exceso de presión de poro que se genera se reduce con el paso del tiempo debido a la expulsión del agua entre sus partículas, pero

simultáneamente existe un incremento de los esfuerzos efectivos los cuales provocan el decremento del volumen del suelo.

Sin embargo, la teoría de Terzaghi obtiene predicciones de deformaciones que no reflejan de manera correcta el comportamiento de suelos altamente compresibles, los cuales presentan deformaciones mayores a las obtenidas por esta teoría. Estas deformaciones son generadas por el fenómeno de consolidación secundaria, el cual se debe a un proceso de deformación viscoplástico en el que el cambio de volumen es ocasionado por un reacomodo de las partículas más finas de la estructura del suelo.

Debido a las propiedades viscoplásticas de las arcillas de la Ciudad de México, el estudio de la consolidación secundaria es de gran importancia ya que se pueden obtener predicciones más realistas de las deformaciones que puede presentar el suelo.

2.6.1. Consolidación primaria (Teoría de Terzaghi)

Esta teoría se fundamenta con las siguientes hipótesis:

- Los vacíos del suelo están completamente llenos de agua
- El agua y los sólidos constituyen un material incompresible
- La ley de Darcy es completamente válida.
- El coeficiente de conductividad hidráulica (k) y el coeficiente de compresión volumétrica (m_v) permanecen constantes durante el proceso
- El tiempo de consolidación depende totalmente de su conductividad hidráulica.
- Debido al confinamiento, tanto la deformación como el flujo de agua es unidireccional.

Bajo estas hipótesis, esta teoría puede ser representada por medio de una analogía mecánica la cual consiste en un pistón con un pequeño orificio. Además el pistón tiene un resorte en su interior el cual está sumergido en agua, ver Figura 2.15

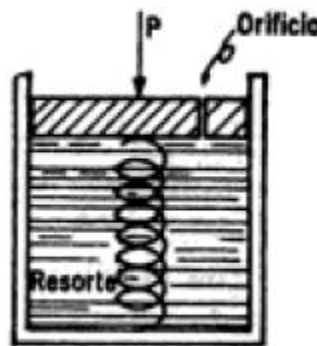


Figura 2.15. Analogía mecánica de Terzaghi (Juárez Badillo, 2003)

Con esta analogía se representa el proceso de consolidación de la siguiente manera: si se coloca un incremento de carga (Δp) sobre el pistón, y si se mantiene cerrado el orificio toda la carga será soportada únicamente por el agua generando un exceso de presión

de poro, posteriormente, si se abre el orificio este exceso de presión de poro disminuirá debido a que se expulsará el agua, por lo tanto, el resorte comenzará a tomar parte de la carga. Por último, el resorte tomará completamente la carga debido a que se disipó por completo la presión de poro.

De esta manera Terzaghi formuló el comportamiento que presentan los suelos saturados al aplicarle una carga mediante la ecuación diferencial (2.38):

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.38)$$

donde:

C_v	coeficiente de consolidación
u	exceso de presión de poro
t	tiempo
z	profundidad

El coeficiente de consolidación puede obtenerse como:

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} \quad (2.39)$$

donde:

k	coeficiente de conductividad hidráulica
γ_w	peso volumétrico del agua
m_v	coeficiente de compresibilidad volumétrica

Si analizamos la ecuación (2.39), C_v nos indica que tan rápido se puede disipar la presión de poro del suelo al aplicar un Δp y que claramente depende de los coeficientes de conductividad hidráulica y de compresibilidad volumétrica.

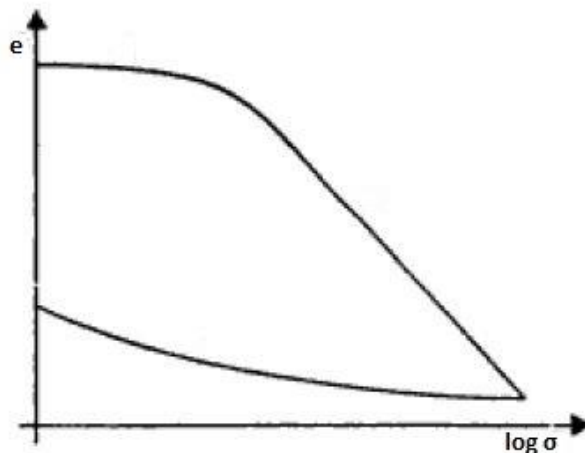


Figura 2.16. Curva típica de compresibilidad

Si partimos de una curva típica de compresibilidad como la mostrada en la Figura 2.16, un incremento de esfuerzo efectivo de σ'_0 a σ' , produce un cambio en la relación de vacíos del material, es decir de e_0 a e , a la relación que existe entre estos dos cambios tanto de esfuerzo como de volumen se puede obtener como:

$$a_v = \frac{e_0 - e}{\log(\sigma' - \sigma'_0)} \quad (2.40)$$

donde:

a_v coeficiente de compresibilidad

En otras palabras, a_v determina la variación del cambio de volumen debido al incremento de carga que se le aplique al material. De esta manera m_v se puede obtener como:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad (2.41)$$

El coeficiente m_v determina la compresibilidad de un suelo.

Para resolver la ecuación (2.38), se requiere establecer las condiciones de frontera adecuadas. De tal manera si se considera un estrato arcilloso de espesor $2H$, el cual permite drenar por ambos lados, las condiciones de frontera son:

$$\begin{array}{lll} \text{Para } t = 0, & 0 \leq z \leq 2H, & u = \Delta p \\ \text{Para } t > 0, & z = 0, & u = 0 \\ \text{Para } t > 0, & z = H, & u = 0 \\ \text{Para } t = \infty, & 0 \leq z \leq 2H, & u = 0 \end{array}$$

Con estas condiciones la solución a la ecuación, se expresa como:

$$u = \Delta p \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{N} \text{sen} \left(N \cdot \frac{z}{H} \right) e^{-N^2 T_v} \quad (2.42)$$

donde:

T_v factor tiempo
 e base de los logaritmos neperianos

T_v y N se obtienen como:

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad (2.43)$$

$$N = \frac{\pi(2n + 1)}{2} \quad (2.44)$$

La ecuación (2.42) puede representarse por medio de isócronas la cuales indican la variación del exceso de la presión de poro, a diferentes profundidades y tiempos calculados.

El porcentaje de consolidación o grado de consolidación ($U(\%)$) para una cierta profundidad y tiempo, es la relación entre la consolidación que se ha desarrollado y la consolidación total que ha de producirse bajo un incremento de carga impuesto. Para el caso de un estrato arcilloso, con drenaje por ambos lados se calcula como:

$$U(\%) = 100 \left[1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{N^2} e^{-N^2 T_v} \right] \quad (2.45)$$

2.6.2. Consolidación primaria y secundaria (Teoría de Zeevaert)

En suelos blandos altamente compresibles suelen presentarse deformaciones mayores a las debidas solamente al efecto de consolidación de Terzaghi. En el caso de las arcillas de la Ciudad de México, la consolidación primaria no es suficiente para predecir las deformaciones que pueden presentarse, ya que se presenta un fenómeno de viscosidad intergranular conocido como consolidación secundaria.

La viscosidad se puede definir como una propiedad de los materiales que ocasiona que en ellos se presente un aumento de deformaciones diferidas en el tiempo, debido a una carga constante o a un incremento de la misma. Este fenómeno es conocido como creep o fluencia lenta.

Zeevaert planteó inicialmente su modelo de viscosidad intergranular en 1951, pero se fue modificando en diferentes ocasiones hasta su última publicación en 1986. Las principales hipótesis en las que se basa esta teoría son:

- El suelo está formado por dos estructuras, la primaria y la secundaria. De manera general, la estructura primaria está formada por granos microscópicos sin cohesión y la secundaria por flóculos de granos submicroscópicos, ver Figura 2.17
- La estructura primaria está constituida por un esqueleto continuo de granos gruesos capaces de soportar esfuerzos efectivos. La deformación volumétrica de esta estructura es elastoplástica y se completa hasta que se disipa por completo la presión de poro. Los poros de la estructura están saturados con agua libre. ES aplicable la teoría de Terzaghi.
- La estructura secundaria está constituida por suelo muy fino el cual forma pequeños grumos entre los granos gruesos de la estructura primaria. Los poros de esta estructura están llenos de agua de diferente viscosidad a la de los poros de la estructura primaria; esta agua es drenada durante el proceso de consolidación. La deformación volumétrica es de característica viscosa debido a que la película de agua adsorbida que rodea los minerales de arcilla tienen un comportamiento diferente al del agua libre.

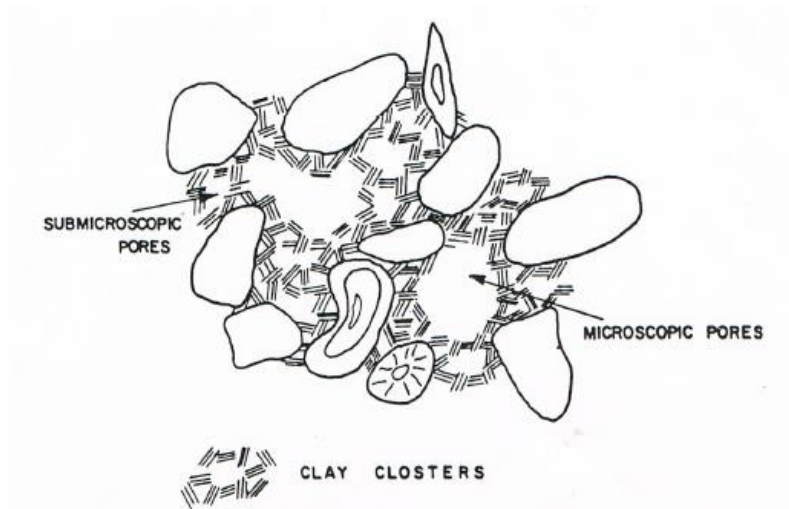


Figura 2.17. Concepción artística de la estructura de arcilla (Zeevaert, 1986)

A partir de estas hipótesis, se concluye que la deformación volumétrica del suelo es la suma de las deformaciones de ambas estructuras y que además esta deformación ocurre de manera simultánea.

El modelo reológico se representa por medio de dos unidades, una para cada una de las estructuras. Para la estructura primaria del suelo la cual también representa solo la consolidación primaria se utiliza la unidad de Kelvin, donde las deformaciones son finitas. Esta unidad contiene dos elementos en paralelo, el primero es un elemento resistente y el segundo es un elemento de Newton, el cual simula la fluidez del agua de poro mediante una fluidez lineal (ϕ_1).

La estructura secundaria se representa mediante la unidad Z, formada por dos elementos newtonianos, uno que representa la fluidez intergranular en el tiempo mediante una fluidez no lineal, y el segundo representado mediante un amortiguador de fluidez lineal (ϕ_2) el cual simula el retraso de la deformación volumétrica.

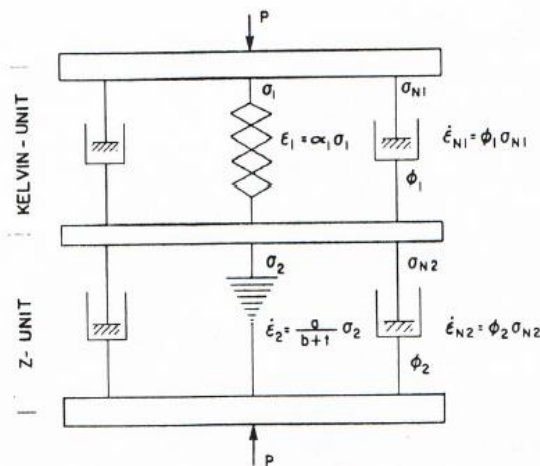


Figura 2.18. Modelo reológico (Zeevaert, 1986)

La deformación volumétrica total (ε_v) se obtiene como:

$$\Delta\varepsilon_v = m_v \Delta p [F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v)] \quad (2.46)$$

donde:

$$\begin{aligned} F(T_v) & \text{ función de Terzaghi} \\ \beta & \text{ coeficiente de viscosidad intergranular} \end{aligned}$$

La función de Terzaghi se puede evaluar como:

$$F(T_v) = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{N^2} e^{-N^2 T_v} \quad (2.47)$$

Y el parámetro ξ , se obtiene como:

$$\xi = \frac{4.61 \phi_1}{\beta \phi_2} \quad (2.48)$$

El coeficiente de viscosidad intergranular representa la relación entre la compresibilidad secundaria y la primaria, es decir:

$$\beta = \frac{m_t}{m_v} \quad (2.49)$$

La mayoría de los autores atribuyen la consolidación secundaria al fenómeno del creep o fluencia lenta el cual obedece a las propiedades viscosas del suelo. El fenómeno de creep se presenta en suelos blandos con propiedades viscoplásticas, en los cuales muestran deformaciones diferidas en el tiempo debido a una carga constante o a un incremento de la misma.

2.6.2.1. Modelación numérica considerando deformaciones por creep

En la literatura existe nula información de modelación numérica de pilotes de fricción en interacción con suelos simulados con modelos de comportamiento que consideren el creep; normalmente solo se encuentra con información de modelación de terraplenes considerando este tipo de deformaciones.

Neher y Wehnert en el 2000 realizaron modelación numérica de dos terraplenes, el primero en una carretera al norte de Boston, EUA, el segundo en Estocolmo, Suecia. La modelación numérica se comparó con datos provenientes de instrumentación instalada en ambos lugares.

El terraplén de Boston tiene una altura de 11 m, una cresta de 28 m y una base de 84 m. Se encuentra apoyado sobre un estrato de arena de 3 m de espesor y consecutivamente sobre un estrato de 41 m de profundidad de Arcilla Azul de Boston (BBC). El estrato de la BBC se subdividió en 12 subcapas con diferentes parámetros de compresibilidad y

relaciones de sobre consolidación (OCR). Para valores altos de OCR se espera que la subcapa tenga mínimas deformaciones por creep.

El comportamiento de la BBC se analizó por medio de los modelos de SS y SSC, donde destaca que utilizó una relación de parámetros de compresibilidad de $\lambda^*/\kappa^* = 4$ y además $\lambda^*/\mu^* = 35$.

donde:

λ^* índice de compresión modificado

μ^* índice de creep modificado

En la Figura 2.19 se muestran los desplazamientos verticales obtenidos en la modelación comparados con los datos de campo.

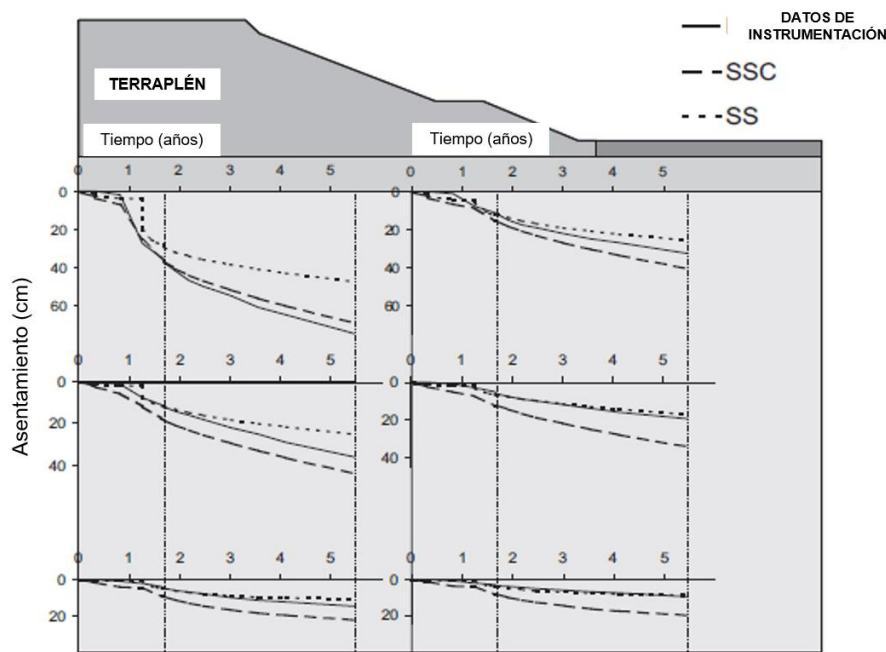


Figura 2.19. Desplazamientos verticales a diferentes profundidades por debajo del terraplén (Neher y Wehnert, 2000)

De la Figura 2.19 se visualiza que después de 5 años, aún no ha terminado la consolidación debido a que las curvas de asentamiento tienen cierta inclinación, además de que en este caso el modelo de SSC ligeramente sobreestima los desplazamientos verticales.

Por otra parte, el terraplén de Estocolmo tiene una altura de 1.5 m, una cresta de 4 m y una pendiente de 1:1.5. Se encuentra apoyado sobre una arcilla blanda de 15 m de profundidad la cual de la misma manera se apoya sobre un estrato rocoso. El estrato de arcilla blanda se subdividió en 9 subcapas con diferentes parámetros de compresibilidad y relaciones de sobre consolidación.

El comportamiento de la arcilla blanda se modeló por medio de los modelos de SS y SSC, donde destaca que se utilizó una relación de parámetros de compresibilidad de $\lambda^*/\kappa^* = 6$ y además $\lambda^*/\mu^* = 15$.

donde:

λ^* índice de compresión modificado

μ^* índice de creep modificado

En la Figura 2.20 se muestra la curva de asentamiento obtenido en la modelación comparados con los datos de campo.

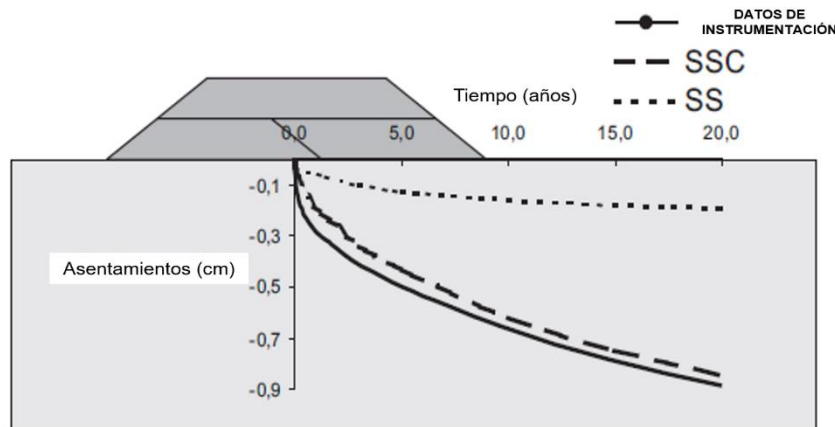


Figura 2.20. Curva de asentamiento respecto al tiempo (Neher y Wehnert, 2000)

En este caso el SSC se ajusta de mejor manera a las deformaciones obtenidas en campo, esto es debido a que en suelos normalmente consolidados donde tiene importancia el fenómeno de creep, el modelo representa de manera adecuada las deformaciones.

2.7. Cálculo de asentamientos

Las cimentaciones pueden sufrir asentamientos mayores a los permisibles por las reglamentaciones o, debido a estas deformaciones la estructura no pueda cumplir con la funcionalidad para la cual fue diseñada. Los asentamientos se producen principalmente por el fenómeno de consolidación de los estratos de suelos blandos que subyacen a la cimentación, los cuales debido al incremento de carga que genera la estructura construida, sufren un cambio de volumen principalmente por la expulsión de agua intersticial.

De manera general, los asentamientos considerando solo las deformaciones producidas por consolidación primaria (δ_p) se pueden calcular como (Terzaghi, 1943):

$$\delta_p = mv * \Delta\sigma' * \Delta z \quad (2.50)$$

donde:

m_v	coeficiente de compresibilidad
$\Delta\sigma'$	incremento de esfuerzos efectivos
H	espesor del estrato analizado

Para el cálculo debe considerarse que m_v es función del esfuerzo efectivo al cual está sometido el suelo y que este coeficiente no permanece constante.

Posteriormente Mesri (1974), propone que los asentamientos generados sólo por consolidación primaria se pueden calcular como:

$$\delta = \frac{H_0}{1 + e_0} \left[C_s \log \frac{\sigma'_{z0} + \Delta\sigma'_z}{\sigma'_{z0}} + C_c \log \frac{\sigma'_{z0} + \Delta\sigma'_z}{\sigma'_{z0}} \right] \quad (2.51)$$

donde:

H_0	espesor inicial del estrato
e_0	relación de vacíos inicial
C_s	índice de recompresión
σ'_{z0}	esfuerzo efectivo inicial a la profundidad z
$\Delta\sigma'_z$	incremento de esfuerzo efectivo inicial a la profundidad z
C_c	índice de compresión

2.7.1. Asentamientos en pilotes de fricción considerando hundimiento regional

Zeevaert (1973), establece que una cimentación a base de pilotes de fricción los cuales están sometidos a un proceso de hundimiento regional, puede comportarse como los dos tipos de diseño de pilotes de fricción mencionados anteriormente (ver en la página 8), por lo tanto, el cálculo de los asentamientos que produce cada tipo de diseño se muestra en los siguientes subcapítulos.

2.7.1.1. Tipo I

En este tipo de diseño, los pilotes en la parte superior desarrollan fricción negativa debido al hundimiento regional, mientras que en la parte inferior del pilote se desarrolla fricción positiva la cual es la reacción a la misma fricción negativa más la carga en la cabeza del pilote debido a la estructura, por lo tanto:

$$Q_a + FN = FP + C_p \quad (2.52)$$

donde:

Q_a	carga admisible en la cabeza de cada pilote
-------	---

Para este tipo de diseño se sigue la siguiente metodología de análisis:

- Se realiza el cálculo de fricción negativa a lo largo de todo el fuste del pilote por medio de los algoritmos propuestos (ver en la página 23)

- Se calcula la capacidad de carga por punta y ésta debe ser mayor que la $(FN)_p$ al mismo nivel

$$C_p > (FN)_p \quad (2.53)$$

- Si la capacidad de carga por punta es menor que $(FN)_p$, por lo tanto, existirá un desplazamiento del pilote el cual genera fricción positiva en la parte inferior del pilote. Para calcular esta fricción positiva se propone un eje neutro, y de manera iterativa se varía la profundidad de este eje neutro hasta que se cumpla con la ecuación de equilibrio, ecuación (2.52)
- Una vez que se cumple con el equilibrio se obtienen el incremento y decremento de esfuerzos debido a la fricción positiva y negativa respectivamente, así como la carga axial en el pilote, Figura 2.21

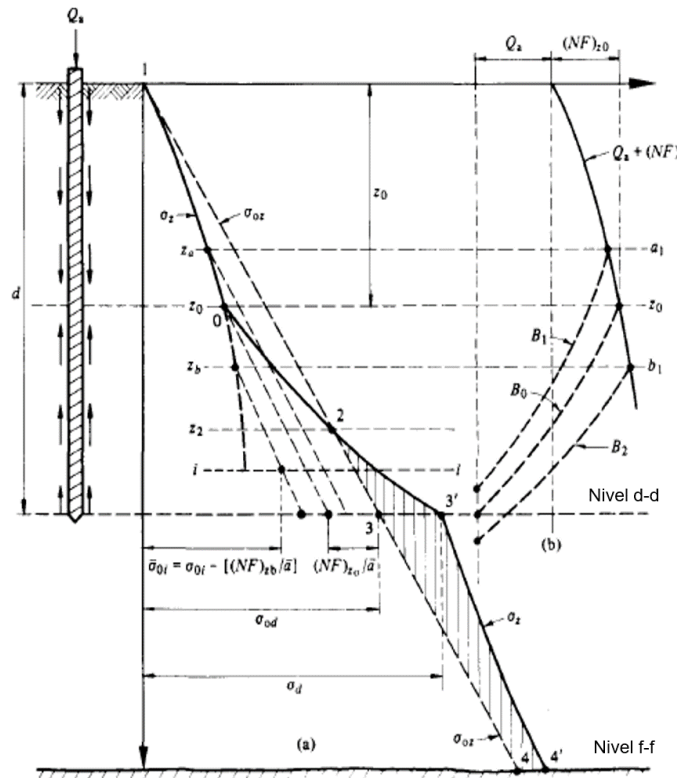


Figura 2.21. Diseño de pilotes de fricción tipo I (Zeevaert, 1973)

De esta manera y siguiendo la Figura 2.21, el asentamiento generado por el incremento de esfuerzos verticales efectivos se calcula como:

$$\delta = \sum_{z_2}^d m_{vi} (\sigma_i - \sigma_{0i}) \Delta z_i + \sum_d^f m_{vi} (\sigma_i - \sigma_{0i}) \Delta z_i \quad (2.54)$$

donde:

σ_i esfuerzo efectivo inicial

- σ_{0i} esfuerzo efectivo en el suelo debido a la interacción del pilote-suelo
- Δz_i espesor del estrato analizado

Auvinet y Rodríguez (2004), demostraron que el decremento de esfuerzos efectivos debido a la fricción negativa no puede ser menor que los iniciales, ya que éstos detendrían o revertirían el proceso de consolidación.

2.7.1.2. Tipo II

En este caso no se permite el desarrollo de fricción negativa y por lo tanto, el eje neutro se mantiene debajo de la losa de fondo de la cimentación ocasionando que exista solo fricción positiva a lo largo del fuste del pilote. De esta manera la carga total de la estructura la toma una parte los pilotes y otra el suelo que está en contacto con la losa de fondo de la cimentación.

Como se desarrolla solo fricción positiva en los pilotes, el suelo únicamente sufrirá un incremento del esfuerzo efectivo (Figura 2.22), y el equilibrio se cumple como:

$$(PF)_d = Q_{fu} \tag{2.55}$$

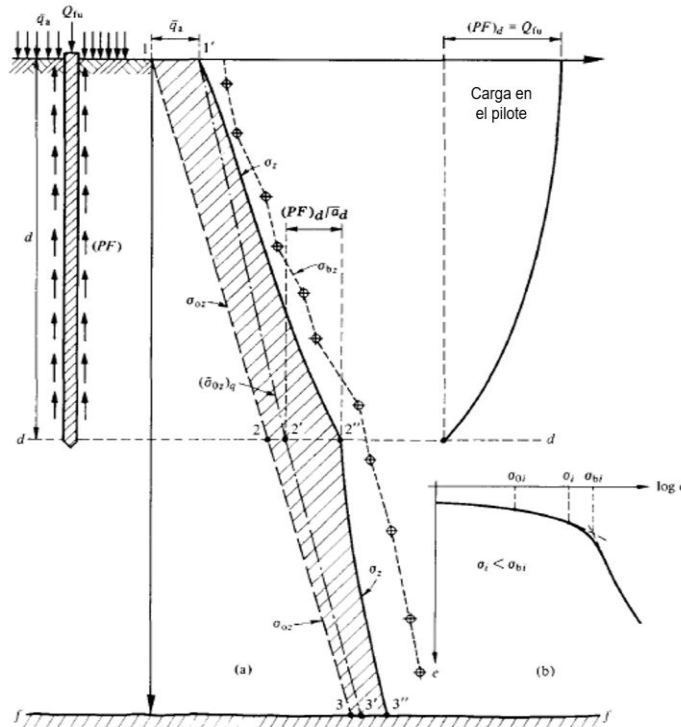


Figura 2.22. Diseño de pilotes de fricción tipo II (Zeevaert, 1973)

En este tipo de diseño el asentamiento se calcula como:

$$\delta = \sum_0^f m_{vi} (\sigma_i - \sigma_{0i}) \Delta z_i \tag{2.56}$$

3. MODELACIÓN NUMÉRICA

3.1. Modelos de comportamiento

Se describen de manera general los modelos constitutivos empleados para la modelación del comportamiento del pilote y de los estratos considerados en este análisis.

3.1.1. Elástico-lineal (EL)

Este modelo utiliza la ley de Hooke, es decir considera elasticidad lineal e isótropa. Para la utilización del modelo sólo se requiere el módulo de elasticidad, E, y el coeficiente de Poisson, ν , los cuales son parámetros de rigidez elástica. El modelo elástico lineal tiene muchas limitaciones para la simulación del comportamiento de los suelos, por lo tanto, se puede utilizar para estratos muy rígidos o para modelación de elementos estructurales.

3.1.2. Mohr-Coulomb (MC)

Este modelo es comúnmente utilizado para obtener una aproximación general del comportamiento del suelo. En general, es un modelo elástico lineal plástico-perfecto donde las deformaciones totales se obtienen al sumarse las obtenidas en el rango elástico (ϵ^e) más las del rango plástico (ϵ^p), Figura 3.1.

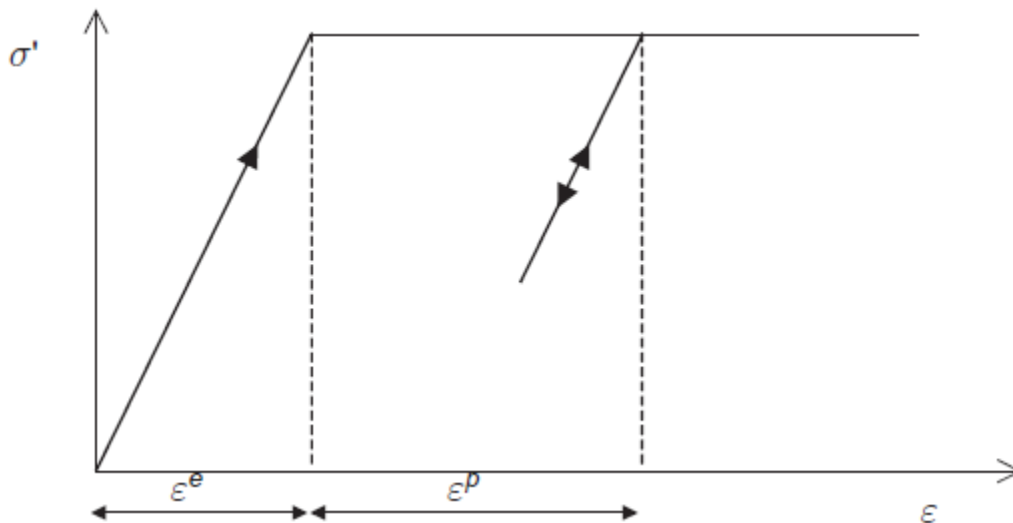


Figura 3.1. Modelo elástico lineal plástico-perfecto (Manual de modelos, PLAXIS, 2012)

Se tendrá un comportamiento elástico mientras no se rebase el criterio de Coulomb, es decir:

$$\tau < c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (3.1)$$

donde:

σ' esfuerzo efectivo
 c' y ϕ' cohesión y ángulo de fricción del suelo en condiciones drenadas

Las deformaciones en el rango elástico se calculan con la Ley de Hooke donde existe la relación entre esfuerzos y deformaciones que se pueden obtener como:

$$\{\sigma'\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (3.2)$$

donde:

$\{\sigma'\}$ vector de esfuerzos efectivos elásticos
 $[D]$ matriz de propiedades del material (módulo de Young y relación de Poisson)
 $\{\varepsilon\}$ vector de deformaciones elásticas

En caso contrario, se presentará un comportamiento plástico cuando:

$$\tau \geq c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (3.3)$$

La fluencia para este modelo consta de seis funciones, que están descritas en términos de esfuerzos principales. Graficando las funciones se obtiene una pirámide hexagonal, Figura 3.2, la cual define la superficie de fluencia.

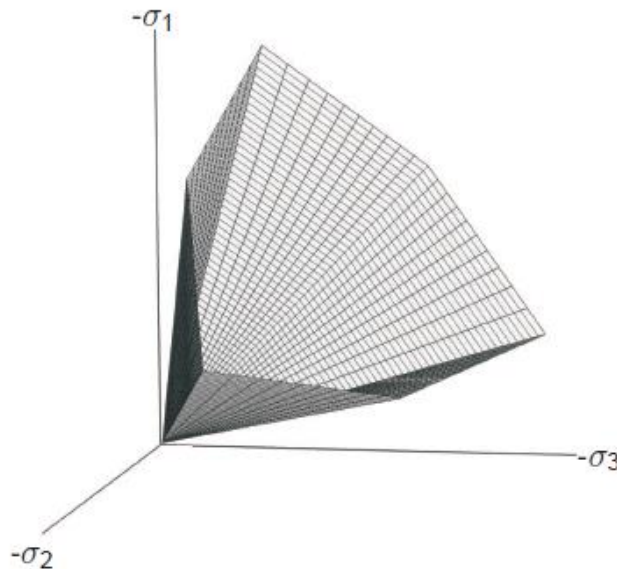


Figura 3.2. Superficie de fluencia del modelo de Mohr-Coulomb (Manual de modelos, PLAXIS, 2012)

3.1.3. Soft soil (SS)

En general, este modelo es ideal para simular el comportamiento de suelos altamente compresibles, que se encuentren muy cercano al esfuerzo de preconsolidación, o, en la rama virgen; en caso contrario, no es recomendable utilizarlo para suelos fuertemente preconsolidados.

En el comportamiento elástico considera una relación logarítmica (Figura 3.3) entre la deformación elástica volumétrica (ε_v^e) y el esfuerzo efectivo isotrópico (p'), por lo tanto esta deformación la calcula mediante el valor medio del índice de recompresión (κ^*):

$$\varepsilon_v^e = \varepsilon_{v0}^e + \kappa^* \ln p' \quad (3.4)$$

donde:

ε_{v0}^e valor de referencia de línea de recompresión

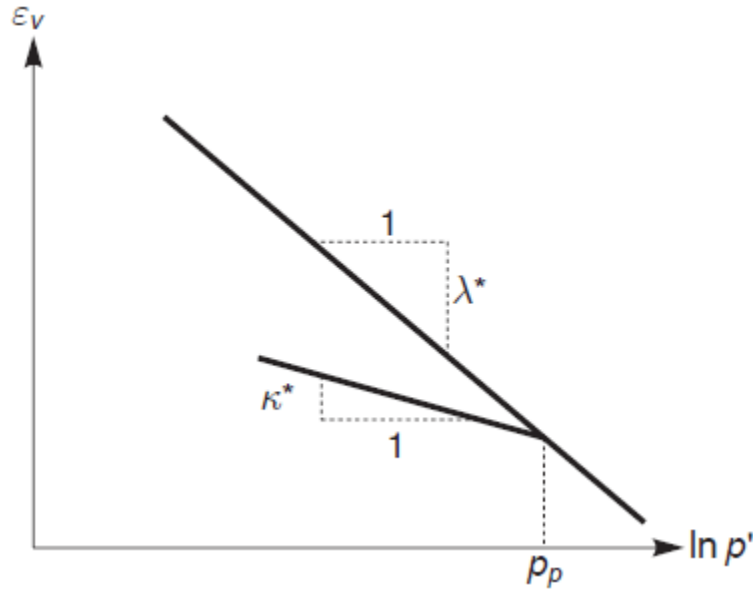


Figura 3.3. Relación entre la deformación volumétrica elástica y el esfuerzo efectivo isotrópico en el modelo de SS (Manual de modelos, PLAXIS, 2012).

Mientras que el comportamiento plástico está definido por su superficie de fluencia la cual se calcula como:

$$f(q, p', p'_p) = q - M^* \sqrt{(p' + c \cot \phi') * p'_p - p'} = 0 \quad (3.5)$$

donde:

$$M^* = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2v_{ur})(\frac{\lambda^*}{\kappa^*} - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2v_{ur})(\frac{\lambda^*}{\kappa^*}) - (1 - K_0^{NC})(1 + v_{ur})}} \quad (3.6)$$

donde:

K_0^{NC} coeficiente de presión de tierras en reposo para suelos normalmente consolidados

ν_{ur} relación de Poisson para descarga-recarga
 λ^* pendiente de la línea de compresión en plano ε_v -ln p'

La superficie de fluencia como la que se muestra en la Figura 3.4 se obtiene mediante la ecuación (3.5), esta elipse tiene una regla de flujo asociada, es decir que la función del potencial plástico es de la misma forma.

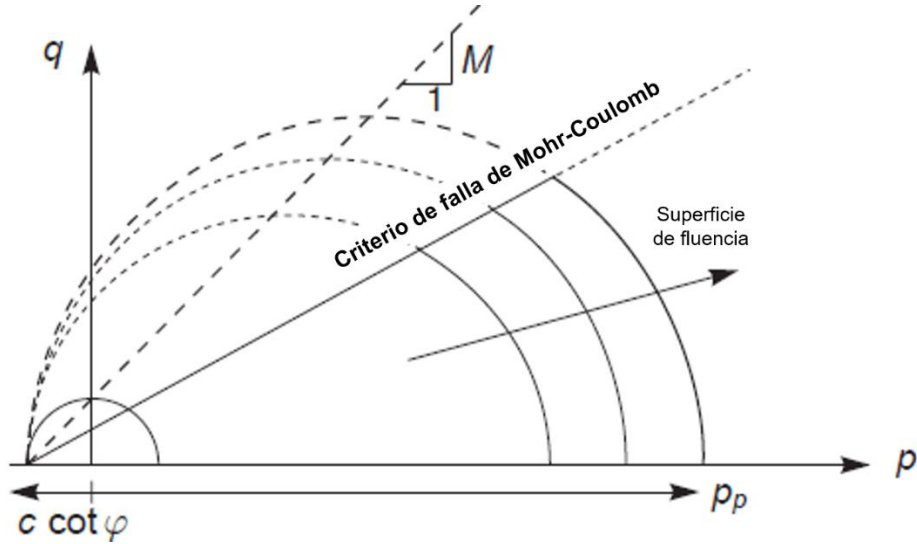


Figura 3.4. Superficie de fluencia para modelo de SS (Manual de modelos, PLAXIS, 2012).

Es importante mencionar que el parámetro M^* solo determina la altura de la superficie y se debe diferenciar del parámetro M del modelo de Cam Clay, además de que este parámetro no se utiliza como criterio de falla, ya que para este modelo el criterio de falla es el de MC.

Además de la Figura 3.4, es evidente que es un modelo que considera el endurecimiento volumétrico en el cual la superficie de fluencia crece conforme cambian las deformaciones volumétricas isotrópicas plásticas. El incremento de estas deformaciones se obtiene como:

$$d\varepsilon_v^p = (\lambda^* - \kappa^*) \frac{dp'}{p'} \quad (3.7)$$

por lo tanto el incremento total es:

$$\varepsilon_v^p = \lambda^* \frac{dp'}{p'} \quad (3.8)$$

Si integramos obtenemos:

$$\varepsilon_v^p = \varepsilon_{v0}^p + \lambda^* \ln p' \quad (3.9)$$

donde:

ε_{v0}^p valor de referencia de línea de compresión

3.1.4. Soft-Soil Creep (SSC)

3.1.4.1. Introducción

El modelo de SS puede resolver muchos de los problemas relacionados con suelos blandos, pero tiene el inconveniente que no considera las deformaciones por creep. El creep se puede considerar como el aumento de deformaciones diferidas en el tiempo debido a una carga constante o a un incremento de la misma. Este fenómeno suele ocurrir en suelos blandos que presentan propiedades viscoplásticas.

En pruebas de consolidación con incrementos de carga por día, se asume indirectamente que es el tiempo en el cual sólo se desarrolla la consolidación primaria y por lo tanto no se tiene tiempo efectivo de creep, esto es completamente falso ya que incluso en muestras altamente impermeables se necesita menos de 1 hora para finalizar la consolidación primaria donde el exceso de presión de poro es igual a cero y durante las 23 horas restantes se desarrolla solamente consolidación secundaria.

Considerando que los suelos blandos muestran deformaciones por creep durante y después de la consolidación primaria, y si se tiene la idea de analizar los asentamientos de construcciones con periodos de vida útil de decenas de años, es claro que el creep es de importancia en problemas relacionados con consolidaciones largas. Por ejemplo, los asentamientos generados por consolidación primaria en terraplenes o cimentaciones son seguidas en años subsecuentes en gran medida por asentamientos producidos por consolidación secundaria.

Buisman (1936) fue el primero en proponer una ley para las deformaciones por creep, esta investigación continuó en años posteriores por Bjerrum (1967), Zeevaert (1973) y Mesri y Godlewski (1977).

Una vez dada la importancia de las deformaciones por creep, Plaxis implementó SSC el cual es un modelo constitutivo que simula de manera adecuada el comportamiento dependiente del tiempo de suelos blandos como arcillas normalmente consolidadas o turbas. Algunas de las características principales del modelo es que tiene una variación de la rigidez con el cambio volumétrico, considera la consolidación secundaria la cual depende del tiempo y utiliza el criterio de falla de MC.

3.1.4.2. Principales diferencias con modelo de SS

En el modelo de SS, inicialmente la posición de la superficie de fluencia es determinada por el esfuerzo de preconsolidación, mientras que en el modelo de SSC la posición de la superficie no solo es determinada por el máximo esfuerzo alcanzado en el pasado, sino que además considera que este esfuerzo es función del tiempo transcurrido.

En el SS la superficie de fluencia crece instantáneamente si existe un incremento de carga que genera un estado de esfuerzos por fuera de la superficie inicial. En cambio en el modelo de SSC este cambio del tamaño de la superficie requiere de tiempo, es decir, si

se aplica una carga la superficie no crecerá instantáneamente ya que tardará mínimo 1 día en adaptarse al nuevo estado de esfuerzos. Además la superficie de fluencia se expandirá continuamente con una velocidad decreciente mientras no exista un cambio en el estado de esfuerzos, pero si existe un aumento del estado de esfuerzos provocará un aumento de la velocidad de expansión, y por el contrario, si existe una disminución del estado de esfuerzos la velocidad disminuirá.

3.1.4.3. Bases teóricas del modelo

Considerando la literatura clásica es posible describir la deformación final debido a consolidación primaria (ε_c) como:

$$\varepsilon_e = -A \ln \left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad (3.10)$$

$$\varepsilon_p = -(A + B) \ln \left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{p0}} \right) - A \ln \left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{p0}} \right) = -B \ln \left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{p0}} \right) \quad (3.11)$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_e + \varepsilon_p = -A \ln \left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0} \right) - B \ln \left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{p0}} \right) \quad (3.12)$$

donde:

ε_e	deformaciones logarítmicas elásticas
ε_p	deformaciones logarítmicas plásticas
σ'_0	esfuerzo efectivo inicial
σ'	esfuerzo efectivo final
σ_{p0}	esfuerzo efectivo de preconsolidación (antes de la carga)
σ_{pc}	esfuerzo efectivo de preconsolidación (después de la carga)

En la mayoría de la literatura se utiliza el índice de recompresión (C_s) en lugar de A y el índice de compresión (C_c) en lugar de B. Las constantes A y B relacionan con C_s y C_c como:

$$A = \frac{C_s}{(1 + e_0) \ln 10} \quad (3.13)$$

$$B = \frac{C_c - C_s}{(1 + e_0) \ln 10} \quad (3.14)$$

donde:

e_0	relación de vacíos inicial
-------	----------------------------

Butterfield (1979) describe el creep efectivo como:

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon^H = \varepsilon_c^H - C \ln \left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c} \right) \quad (3.15)$$

donde:

- t' tiempo efectivo de creep ($t' = t - t_c$)
- t tiempo total de consolidación
- t_c tiempo efectivo de consolidación primaria

Cabe señalar que ε^H es una deformación logarítmica que se puede obtener como:

$$\varepsilon^H = \ln\left(\frac{1 + e}{1 + e_0}\right) \quad (3.16)$$

Para pequeñas deformaciones en escalas logarítmicas medidas por Hencky es posible demostrar que:

$$C = \frac{C_\alpha}{(1 + e_0) \ln 10} = \frac{C_B}{\ln 10} \quad (3.17)$$

donde:

- C_B constante dependiente del tipo de material

Para encontrar de manera experimental la variable τ_c partimos de la ecuación de Butterfield (1979):

$$-\dot{\varepsilon} = \frac{C}{\tau_c + t'} \quad (3.18)$$

De manera inversa:

$$\frac{1}{-\dot{\varepsilon}} = \frac{\tau_c + t'}{C} \quad (3.19)$$

En una prueba de consolidación se puede determinar el parámetro C a partir de una gráfica tradicional, o por medio del método de Janbu (1969) donde además este método ofrece la facilidad de obtener el parámetro τ_c , Figura 3.5

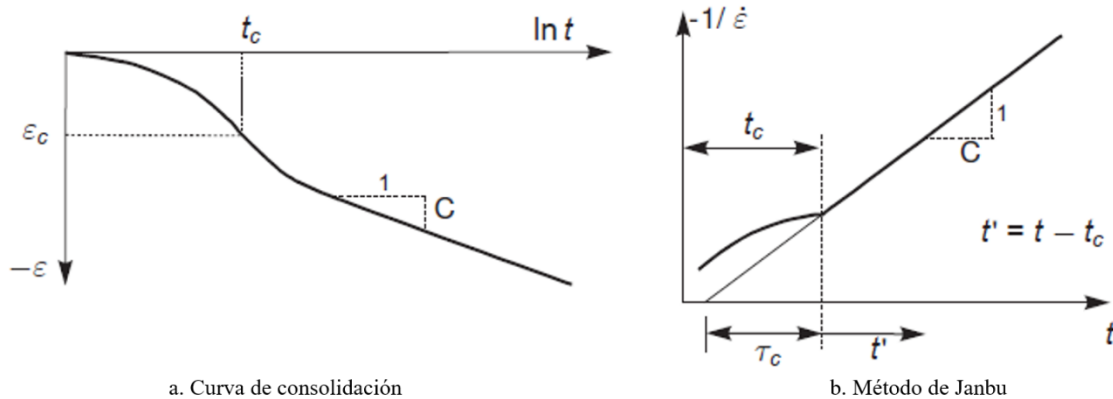


Figura 3.5. Obtención de parámetros en prueba de consolidación (Manual de modelos, PLAXIS, 2012)

Al combinar la ecuación de consolidación primaria (3.12) con la de consolidación secundaria (3.15), se obtiene:

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p + \varepsilon_{cr} = -A \ln\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_{0'}}\right) - B \ln\left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{p0}}\right) - C \ln\left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c}\right) \quad (3.20)$$

Donde ε es la deformación total logarítmica debido al incremento de esfuerzos efectivos de $\sigma'_{0'}$ a σ' en un periodo de tiempo igual a $\tau_c + t'$, Figura 3.6

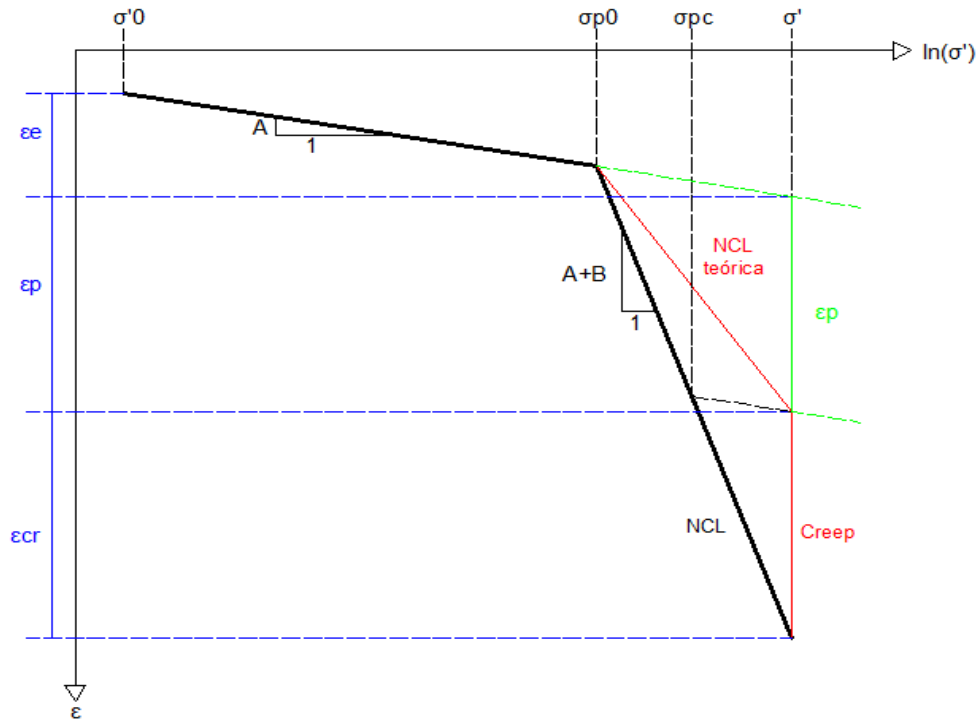


Figura 3.6. Curva idealizada de esfuerzo deformación en prueba de consolidación

Además en la Figura 3.6, se puede observar la línea de consolidación normal teórica (NCL teórica) que corresponde a la que obtendríamos si el suelo que se ensaya no presenta deformaciones por creep durante su deformación plástica dentro de la consolidación primaria, pero una vez finalizada este tipo de consolidación existirían las deformaciones efectivas por creep, esta es una manera de separar las deformaciones pero en realidad el modelo de SSC considera ambas deformaciones de forma simultánea dentro de la línea de consolidación normal (NCL).

3.1.4.4. Ecuación diferencial para creep en 1 dimensión (1D)

Para generalizar el modelo se necesita de una ecuación diferencial para resolver problemas de carga continua o transitoria, tal ecuación no puede contener t' ni τ_c dado que el tiempo de consolidación no está definido para condiciones de carga transitoria. La ecuación se formuló con las siguientes consideraciones:

- Con el fin de encontrar una expresión analítica para τ_c , se consideró que todas las deformaciones inelásticas (plásticas) son dependientes del tiempo, por lo tanto, la deformación total es la suma de la parte elástica ($\dot{\epsilon}^e$) y la parte del creep que es dependiente del tiempo ($\dot{\epsilon}^{cr}$)
- Para situaciones donde no se ha presentado la falla, no se asume una componente de deformación plástica instantánea, tal como se utiliza en el modelo elastoplástico tradicional.
- De acuerdo con Bjerrum (1967) el esfuerzo de preconsolidación depende enteramente de la cantidad de deformación por creep acumulada en el tiempo

Bajo estas consideraciones se asume indirectamente que cuanto más tiempo se deje una muestra de suelo dentro del creep, mas aumenta su deformación. De esta manera se obtuvo la siguiente ecuación diferencial:

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^{cr} = -A \left(\frac{\dot{\sigma}'}{\sigma'} \right) - \frac{C}{\tau} \left(\frac{\sigma'}{\sigma_p} \right)^{\frac{B}{C}} \quad (3.21)$$

donde:

- τ tiempo igual a 1 día
- σ_p esfuerzo aplicado dentro de la NCL

De esta manera se considera el tramo de recompresión como una deformación elástica, mientras que las deformaciones plásticas dentro de la NCL consideran de manera simultánea las deformaciones por creep.

3.1.4.5. Modelo en tres dimensiones (3D)

En lugar de los parámetros A, B y C del modelo 1D, se cambiaron por los parámetros κ^* , λ^* y μ^* los cuales concuerdan dentro del marco del estado crítico. La conversión de estos parámetros se puede obtener como:

$$\kappa^* \approx 2A \quad (3.22)$$

$$\lambda^* = B - \kappa^* \quad (3.23)$$

$$\mu^* = C \quad (3.24)$$

donde:

- κ^* índice de recompresión modificado
- λ^* índice de compresión modificado
- μ^* índice de creep modificado

Para obtener de manera adecuada las deformaciones elásticas, el módulo elástico E_{ur} debe definirse como una rigidez dependiente del esfuerzo como:

$$E_{ur} = -3(1 - 2\nu_{ur}) \frac{p'}{\kappa^*} \quad (3.25)$$

donde:

P' esfuerzo medio efectivo

Además similar al E_{ur} el módulo de compresibilidad (K_{ur}) es dependiente del esfuerzo de acuerdo con:

$$K_{ur} = -\frac{(p + c * \cot\phi)}{\kappa^*} \quad (3.26)$$

Ahora podemos encontrar la deformación elástica volumétrica como:

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \frac{p'}{K_{ur}} = \kappa^* \frac{p'}{p' + c * \cot\phi} \quad (3.27)$$

Por integración:

$$-\varepsilon_v^e = \kappa^* \ln\left(\frac{p' + c * \cot\phi}{p'_0 + c * \cot\phi}\right) \quad (3.28)$$

Sin embargo p' puede convertirse en σ' , y asumiendo que $\kappa^* \approx 2A$, obtenemos que la deformación volumétrica elástica se calcula como:

$$-2\varepsilon_v^e = \kappa^* \ln\left(\frac{\sigma'}{\sigma_0}\right) \quad (3.29)$$

La superficie de fluencia en un plano de esfuerzos $p' - q$ tiene una forma elíptica que pasa por el origen. El tamaño de la superficie está determinado por el esfuerzo P^{eq} :

$$P^{eq} = p' - \frac{q^2}{M^2(P' - c * \cot\phi)} \quad (3.30)$$

P^{eq} es constante a lo largo de la elipse en el plano de esfuerzos principales. En estados de esfuerzos y deformación normalmente consolidados como los que se cumplen en una prueba de consolidación se tiene que $\sigma'_2 = \sigma'_3 = K_0^{NC} \sigma'_1$, de esta manera se deduce de la ecuación (3.30):

$$P^{eq} = \sigma_{pc0} \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2(1 + 2K_0^{NC})} \right] \quad (3.31)$$

$$P_p^{eq} = \sigma_{pc} \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2(1 + 2K_0^{NC})} \right] \quad (3.32)$$

P^{eq} se calcula a partir del esfuerzo de preconsolidación antes de la carga (σ_{pc0}), mientras que P_p^{eq} se calcula a partir del nuevo esfuerzo de preconsolidación. El parámetro M representa la pendiente de la línea del estado crítico, que se calcula como:

$$M = \frac{6\text{sen}\phi}{3 - \text{sen}\phi} \quad (3.33)$$

Además estos esfuerzos se utilizan en Plaxis para definir el esfuerzo de preconsolidación P_p a partir de:

$$P_p^{eq} = OCR * P^{eq} \quad (3.34)$$

La razón para utilizar esta ecuación es porque la forma regular para definir el esfuerzo de preconsolidación (relación peso específico del suelo con el OCR) no siempre es representativo en problemas complejos de carga en 3D.

En el modelo de SSC, la falla se define en el plano de esfuerzos $p' - q$ con el criterio de Mohr-Coulomb con una regla de flujo no asociada. De esta manera, la superficie de fluencia es independiente del criterio de falla, ver Figura 3.7

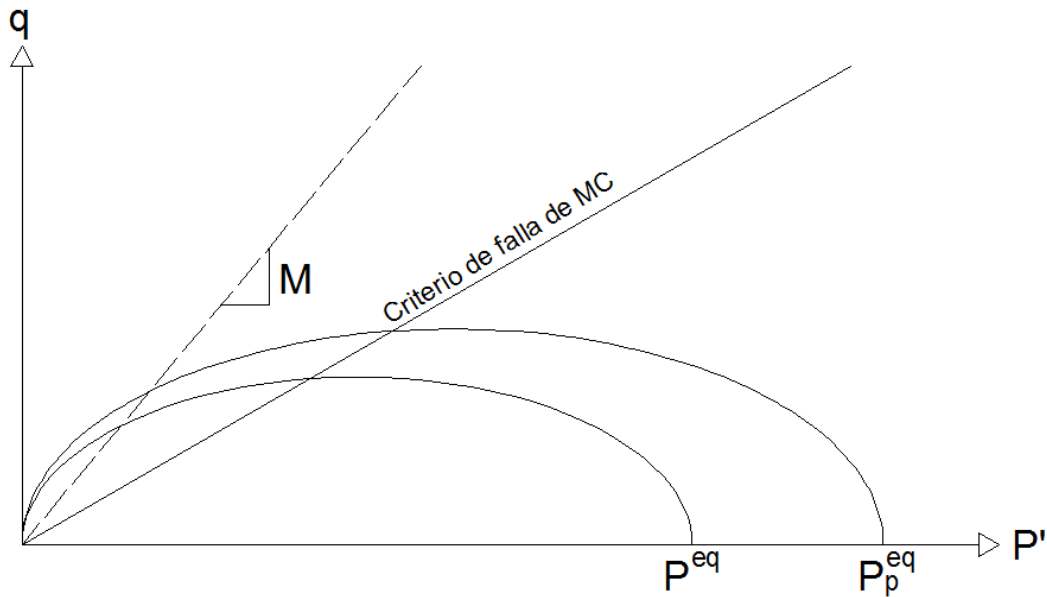


Figura 3.7. Superficie de fluencia en modelo SSC

Se asumió que las deformaciones por creep son simplemente una deformación plástica dependiente del tiempo, por lo tanto se adoptó la regla de flujo utilizada en la teoría de la plasticidad. De esta manera tan pronto como el criterio de falla de Mohr-Coulomb (MC) se cumple, instantáneamente se desarrollan deformaciones plásticas de acuerdo con la regla de flujo expresada como:

$$\underline{\dot{\epsilon}}^p = \lambda \frac{\partial g^c}{\partial \sigma'} \quad (3.35)$$

Las deformaciones elásticas se calculan utilizando la Ley de Hooke

$$\underline{\dot{\epsilon}}^e = \underline{D}^{-1} \underline{\dot{\sigma}}' \quad (3.36)$$

Donde \underline{D}^{-1} es la matriz de elasticidad del material y la función del potencial de flujo (g^c) es función del esfuerzo efectivo (σ') y del ángulo de dilatación (ψ) que para suelos cohesivos se puede considerar igual a cero.

$$g^c = g^c(\sigma', \psi) \quad (3.37)$$

La deformación volumétrica plástica considerando los efectos del creep, se calculan como:

$$-\varepsilon_v^c = (\lambda^* - \kappa^*) \ln \left(\frac{P_p^{eq}}{P_{p0}^{eq}} \right) \quad (3.38)$$

De igual manera se pueden obtener como:

$$\Delta \varepsilon_v^c = \left[1 + \frac{\Delta t}{1 \text{ día}} \left(\frac{P^{eq}}{P_{p0}^{eq}} \right) \right] \quad (3.39)$$

3.1.4.6. Parámetros que intervienen en el modelo

Los parámetros se pueden obtener de una consolidación isotrópica de una prueba triaxial o por medio de una prueba de consolidación en odómetro. Cuando se grafica $\ln \sigma' - \varepsilon$ se obtienen dos líneas rectas: la pendiente de la línea normal de consolidación es el parámetro λ^* mientras que la pendiente de descarga (o recompresión) es κ^* .

En una gráfica $\varepsilon_v - \ln t$, el parámetro μ^* se puede obtener midiendo la deformación volumétrica a largo plazo.

Dentro de Plaxis también se pueden utilizar los parámetros alternativos de rigidez, los cuales tienen las siguientes relaciones:

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1 + e)} \quad (3.40)$$

$$\kappa^* \approx \frac{2C_s}{2.3(1 + e)} \quad (3.41)$$

$$\mu^* = \frac{C_\alpha}{2.3(1 + e)} \quad (3.42)$$

3.1.4.7. Incremento del exceso de presión de poro debido a las deformaciones por creep

Yin (Yin et al., 1999) explicó como el mecanismo de deformaciones por creep incrementa el exceso de presión de poro. Al existir un incremento del exceso de presión de poro, el proceso de disipación se realiza de manera lenta, por lo tanto, la deformación volumétrica causada por esta disipación suele ser menor que la deformación volumétrica causada por el mecanismo de creep ocasionando una incompatibilidad de deformaciones.

Para ejemplificar, se considera un elemento de suelo el cual tiene un estado inicial de esfuerzos 1 donde la deformación volumétrica (ε_v) es igual a ε_{va} . Al disiparse el exceso de presión de poro se genera una compresión volumétrica pasando de un estado ε_{va} a ε_{vb} .

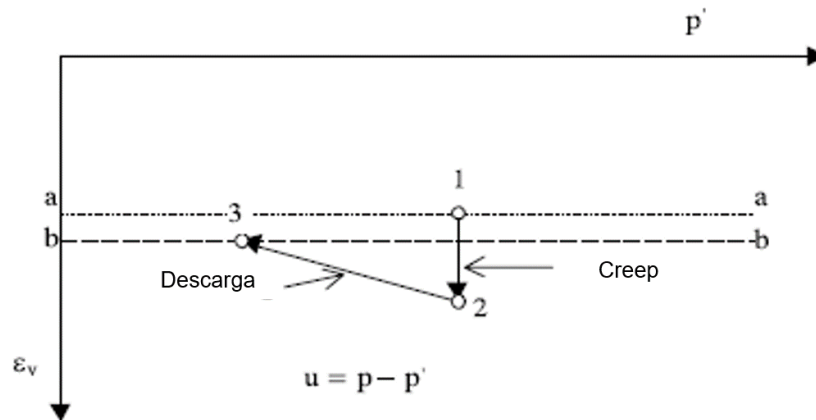


Figura 3.8. Mecanismo de incremento del exceso de presión de poro debido a deformaciones por creep (Yin et al., 1999)

Debido al fenómeno de creep se genera una compresión adicional por lo tanto, la ε_v final es igual a ε_{v2} . Como ε_{v2} es mayor que ε_{vb} no existe una compatibilidad de deformaciones por lo tanto para mantenerse este equilibrio se produce una descarga al pasar hacia ε_{v3} .

Esta reducción del esfuerzo efectivo medio es lo que genera el incremento del exceso de presión de poro. El autor menciona que esta es una manera simple de explicar este mecanismo ya que los cambios reales en el estado de esfuerzos son más complejos, sin embargo, no importa que tan complejo puede llegar a ser, el incremento del exceso de presión de poro se debe al proceso de descarga para igualar las deformaciones volumétricas.

3.2. Elemento interfaz

Los elementos interfaz utilizados en el programa *Plaxis* permiten simular la interacción entre suelo y una estructura. Estos elementos tienen asignado una dimensión imaginaria como “espesor virtual”, cuando más grande sea este espesor mayores deformaciones elásticas se pueden generar. El espesor virtual (vt_i) se calcula como:

$$vt_i = F_{vti} * \Omega \tag{3.43}$$

donde:

- F_{vti} factor de espesor virtual
- Ω tamaño medio de los elementos (en función del refinamiento global de la malla)

En el caso de la modelación de pilotes el desplazamiento entre el pilote y el suelo genera pequeñas deformaciones elásticas por lo tanto, se debe asignar un espesor virtual pequeño.

La rugosidad que se pueda generar entre la interfaz y un elemento finito se modela eligiendo un adecuado factor de reducción de la resistencia en la interfaz (F_R), el cual relaciona la resistencia de la interfaz con la resistencia del suelo, es decir, relaciona la fricción y adherencia de la interfaz con el ángulo de fricción y cohesión del suelo

3.3. Modelado de la interfaz pilote-suelo

Para modelar correctamente la interfaz dentro de un proceso de interacción suelo-estructura, Plaxis utiliza un modelo elasto-plástico con el criterio de Coulomb, donde se distingue que se requieren pequeños desplazamientos dentro de la interfaz para obtener comportamientos elásticos y deslizamientos permanentes para obtener comportamientos plásticos.

La interfaz tendrá un comportamiento elástico mientras no se rebase el criterio de Coulomb, es decir:

$$\tau < c_i + \sigma'_n \cdot \tan \phi_i \quad (3.44)$$

Y presentará un comportamiento plástico cuando:

$$\tau = c_i + \sigma'_n \cdot \tan \phi_i \quad (3.45)$$

donde:

σ'_n	esfuerzo normal a la interfaz
c_i	cohesión de la interfaz
ϕ_i	ángulo de fricción de la interfaz

donde c_i y $\tan \phi_i$ se calculan como:

$$c_i = F_R \cdot c' \quad (3.46)$$

$$\tan \phi_i = F_R \cdot \tan \phi' \quad (3.47)$$

donde:

F_R	factor de reducción de la resistencia interfaz
-------	--

Existe una relación entre las propiedades de los estratos de suelo y las propiedades resistentes de la misma interfaz. Cada estrato modelado contiene un conjunto de datos que puede afectarse por un factor de reducción de la resistencia asociado a las interfaces (F_R)

3.4. Análisis de mallas actualizadas

El análisis de mallas actualizadas dentro de Plaxis es un cálculo que se lleva a cabo considerando grandes deformaciones. Este cálculo se selecciona cuando se espera que se altere de manera significativa la forma de la geometría debido al efecto de deformaciones excesivas. Este cálculo recalcula la matriz de rigidez en cada momento en el que la geometría de la malla se deforma.

En la mayoría de las modelaciones los efectos de las deformaciones excesivas son despreciables, pero es necesario seleccionar esta opción en situaciones donde se esperan estos efectos como el hundimiento regional que ocurre en la Ciudad de México.

De manera general si se utiliza el modelo de SSC, Plaxis recomienda utilizar este tipo de análisis para deformaciones axiales mayores al 30%, aunque debe considerarse que se generará cierto efecto de rigidez.

3.5. Coeficiente de variación de conductividad hidráulica

Durante el proceso de consolidación, la conductividad hidráulica decrece debido a la reducción de los vacíos de la estructura del suelo (Mesri, 1974). Este cambio en la conductividad hidráulica fue considerado en la modelación de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\log\left(\frac{k}{k_0}\right) = \frac{\Delta e}{C_k} \quad (3.48)$$

donde:

k	Conductividad hidráulica en el instante de calculo
k_0	Conductividad hidráulica inicial
Δe	Variación de la relación de vacíos
C_k	Coeficiente de variación de conductividad hidráulica

Para el modelo de SSC se recomienda utilizar un valor de C_k igual a C_c , pero se utilizó de la misma manera para el modelo de SS

4. MODELADO NUMÉRICO DE PILOTES DE FRICCIÓN SOMETIDOS A HUNDIMIENTO REGIONAL

4.1. Planteamiento

El objetivo de esta investigación es estudiar la interacción que se presenta entre un pilote de fricción y el suelo circundante, analizando el estado límite de falla (capacidad de carga) y de servicio (deformaciones) que se pueden presentar. Dentro de la revisión de capacidad de carga se consideran condiciones a corto plazo debido a que es el momento en el cual se tienen las propiedades mecánicas más desfavorables, mientras que en la revisión de deformaciones se consideran condiciones a largo plazo donde se estudian los procesos de consolidación y los efectos viscoplásticos que se pueden generar en suelos con características típicas de la Zona Lacustre de la Ciudad de México.

Para lograr el objetivo se desarrollaron modelos basados en el Método de Elementos Finitos (MEF) bidimensional y de carácter axisimétrico ya que se consideró como circular el área tributaria del pilote aislado.

Los modelos se desarrollaron con el programa Plaxis v8.6 debido a que cuenta con los modelos constitutivos requeridos para una correcta modelación del comportamiento de los suelos blandos lacustres considerados, además de que permite simular el hundimiento regional requerido para el análisis de la interacción pilote-suelo. Es importante señalar que para la modelación de los suelos blandos se utilizaron los modelos constitutivos SS y SSC con la intención de realizar una comparación de las diferencias que se pueden presentar al considerarse las deformaciones por creep.

Este capítulo inicialmente definirá el modelo geotécnico el cual tiene características de una estratigrafía típica de la Zona Lacustre, a partir de este modelo se presentarán las propiedades de cada estrato, las condiciones piezométricas así como el estado inicial de esfuerzos. Se utilizará geometría y propiedades mecánicas comunes de pilotes de concreto. A partir de estas condiciones, se realizará las revisiones de los estados límites de falla y de servicio mediante dos enfoques: analítico y numérico (MEF).

4.2. Condiciones de análisis

4.2.1. Estratigrafía del sitio de estudio

El modelo geotécnico cuenta con 4 estratos principales característicos de un sitio dentro de la Zona Lacustre de la Cuenca del Valle de México: Costra Superficial, Formación Arcillosa Superior, Capa Dura y algunos pequeños Lentos de Arena, ver Figura 4.1

De manera general, superficialmente hasta una profundidad de 2 m, se tiene la denominada Costra Superficial (CS), conformada principalmente por arcillas muy rígidas. De 2 m a 31.5 m se tiene la Formación Arcillosa Superior (FAS) la cual está constituida por arcillas altamente compresibles, además se dividió en tres partes debido al cambio en

sus propiedades mecánicas obtenidas de pruebas de laboratorio a diferentes profundidades. Dentro de la FAS se consideraron pequeños lentes de arena (LA) de 0.25 m de espesor los cuales tienen una mayor rigidez y una mayor conductividad hidráulica que disminuye el tiempo de consolidación de los estratos. Por último, con un espesor de 2 m se encuentra la Capa Dura (CD), conformada por un limo arenoso de consistencia dura por ser un material cementado.

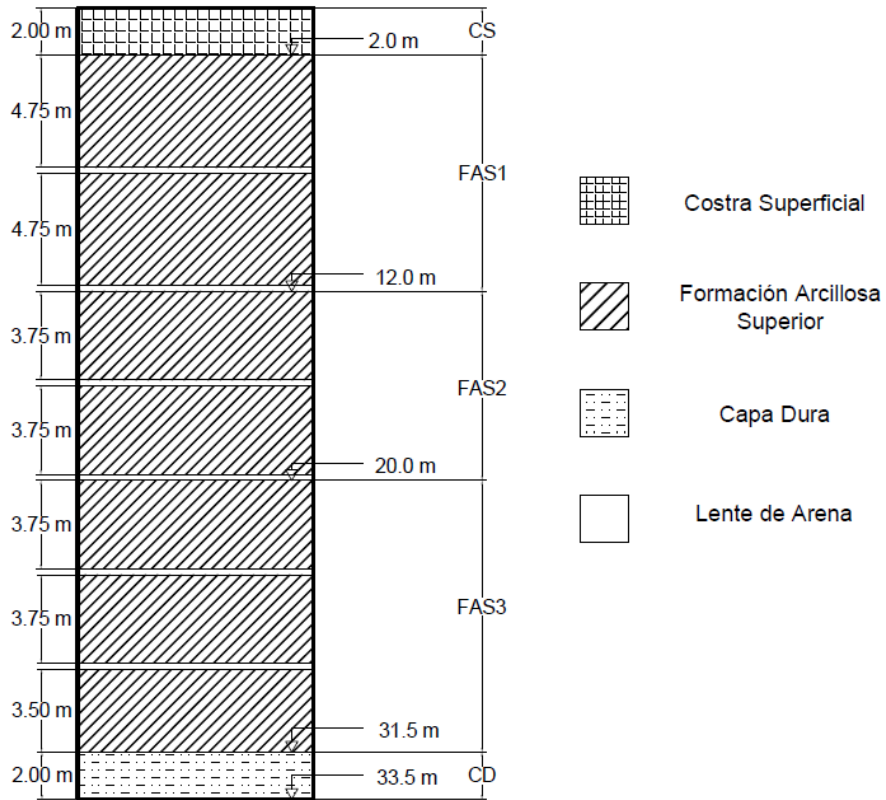


Figura 4.1. Perfil estratigráfico considerado

4.2.2. Propiedades de los estratos

Los estratos de mayor rigidez como lo son la CS, LA y CD se modelaron con el modelo de MC (Tabla 4.1), ya que solo se obtuvieron parámetros de resistencia obtenidos de pruebas triaxiales consolidadas-drenadas (tipo CD) y consolidadas no-drenadas con medición de presión de poro (CU)

Tabla 4.1. Propiedades de los estratos modelados con MC

Estrato	γ (kN/m ³)	E' (kPa)	ν'	c' (kPa)	ϕ' (°)	$k_x=k_y$ (cm/s)	K_o
CS	12.8	3444	0.25	1	47	1.00E-05	0.269
CD	18	10000	0.33	1	45	1.00E-04	0.293
LA	15	15000	0.33	0	35	1.00E-04	0.426

donde:

- γ' peso volumétrico del suelo
- E' módulo de elasticidad en términos de esfuerzos efectivos
- ν relación de Poisson en términos de esfuerzos efectivos
- c' cohesión en términos de esfuerzos efectivos del suelo
- ϕ' ángulo de fricción en términos de esfuerzos efectivos del suelo
- $k_x = k_y$ conductividad hidráulica vertical y horizontal
- K_0 coeficiente lateral de presión de tierras

El parámetro k_0 se obtuvo por medio de la ecuación de Jacky, que se calcula como:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi' \quad (4.1)$$

Los tres estratos arcillosos de la FAS, se modelaron mediante los modelos de SS y SSC ya que pueden simular de manera adecuada el comportamiento de suelos normalmente consolidados o ligeramente preconsolidados, y, además el modelo SSC considera deformaciones viscoplásticas. Los parámetros necesarios se obtuvieron de pruebas de consolidación unidimensional y de pruebas de compresión triaxial consolidadas no drenadas (tipo CU), ver Tabla 4.2

Tabla 4.2. Propiedades de los estratos modelados con SS y SSC

Estrato	γ (kN/m ³)	e_0	C_c	C_r	C_α	c' (kPa)	ϕ' (°)	$k_x=k_y$ (cm/s)	z (m)	OCR	K_0	K_0^{OCR}
FAS ₁	12.00	6.70	3.945	0.261	0.059	0	43	1E-07	2.5	1.96	-	0.504
									7	1.39	-	0.398
									12	1.14	-	0.347
FAS ₂	11.80	6.95	6.279	0.327	0.094	0	43	1E-07	16	1.35	-	0.390
									20	1.18	-	0.356
FAS ₃	12.10	5.39	4.286	0.231	0.064	0	43	1E-07	24	1.16	-	0.353
									28	1.00	0.318	-
									31.5	1.00	0.318	-

donde:

- e_0 relación de vacíos inicial
- C_c pendiente de línea de compresión
- C_r pendiente de línea de recompresión
- C_α pendiente de línea de compresión secundaria
- z profundidad
- OCR relación de preconsolidación
- K_0^{OCR} coeficiente de presión de tierras para suelos preconsolidados

El parámetro K_0^{OCR} se obtiene mediante la ecuación propuesta por Mayne y Kulhaway, 1982:

$$K_0^{OCR} = (1 - \text{sen } \phi') OCR^{\text{sen } \phi'} \quad (4.2)$$

A partir de pruebas de laboratorio para las arcillas de la Ciudad de México, existe una relación entre la pendiente de compresión y la pendiente de compresión secundaria para calcular el valor de C_α , la cual se calcula como (Terzaghi, Peck, & Mesri, 1996):

$$C_\alpha = 0.046C_c \quad (4.3)$$

Pero debido a que la estratigrafía utilizada es de la zona del ex-lago de Texcoco, se ha encontrado que existe una relación la cual se ajusta mejor al cálculo de deformaciones (Ossa et al., 2016), por lo tanto se calculó como:

$$C_\alpha = 0.015C_c \quad (4.4)$$

Además para el cálculo de capacidad de carga se requería de parámetros no drenados del material, Tabla 4.3.

Tabla 4.3. Propiedades no drenadas de los estratos para cálculo de capacidad de carga

Estrato	γ (kN/m ³)	$k_x=k_y$ (cm/s)	E_u (kPa)	ν_u	C_u (kPa)	ϕ_u (°)	K_o
CS	12.8	1.00E-05	7240	0.49	60	10.5	0.82
FAS ₁	12	1.00E-07	1800	0.49	15	0	1.00
FAS ₂	11.8	1.00E-07	4400	0.49	37	0	1.00
FAS ₃	12.1	1.00E-07	4850	0.49	38	0	1.00

donde:

- E_u módulo de elasticidad no drenado
- ν_u relación de Poisson no drenado
- c_u cohesión no drenada del suelo
- ϕ_u ángulo de fricción no drenado del suelo

Estos parámetros se obtuvieron de pruebas de compresión triaxial no consolidadas-no drenadas (tipo UU)

4.2.3.Presiones de poro

Para considerar condiciones reales de abatimiento de las presiones que pueden presentarse en la Zona Lacustre de la Cuenca del Valle de México, para la modelación se consideró un estudio realizado dentro de esta Zona (Auvinet & Rodríguez, 2014) donde se obtuvieron mediciones de piezómetros abiertos instalados en lentes permeables a distintas profundidades de la FAS y de la CD, Figura 4.2.

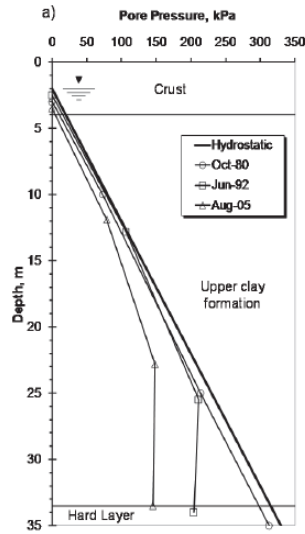


Figura 4.2. Presiones de poro obtenidas de mediciones de campo (Auvinet & Rodríguez, 2014)

A partir de estas mediciones se utilizó la piezometría de Junio de 1992 como condición inicial, donde además se consideraron 3 abatimientos con incrementos del 10% para poder simular el hundimiento regional y obtener la interacción que se genera entre el pilote y el suelo circundante, Figura 4.3. El Nivel de Agua Freática (NAF) se consideró a 2.5 m de profundidad.

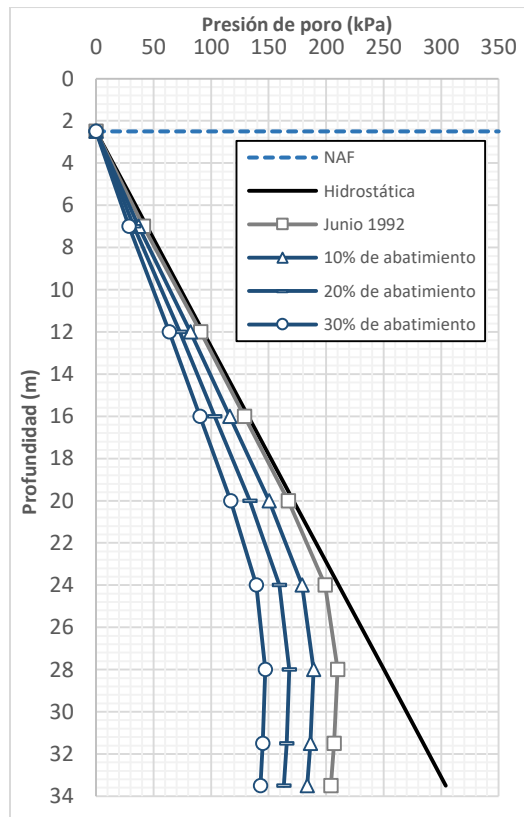


Figura 4.3. Presiones de poro consideradas para el modelo

4.2.4.Estados de esfuerzo

En la Figura 4.4 se presentan los esfuerzos verticales efectivos iniciales considerados en el modelado numérico. Se calcularon los esfuerzos totales a partir del producto del espesor de cada estrato por su peso volumétrico considerando que el NAF se encontraba a una profundidad de 2.5 m. El esfuerzo efectivo geostático se calculó al restar la presión de poro hidrostática, mientras que los esfuerzos efectivos se calcularon restando las presiones de poro abatidas correspondientes.

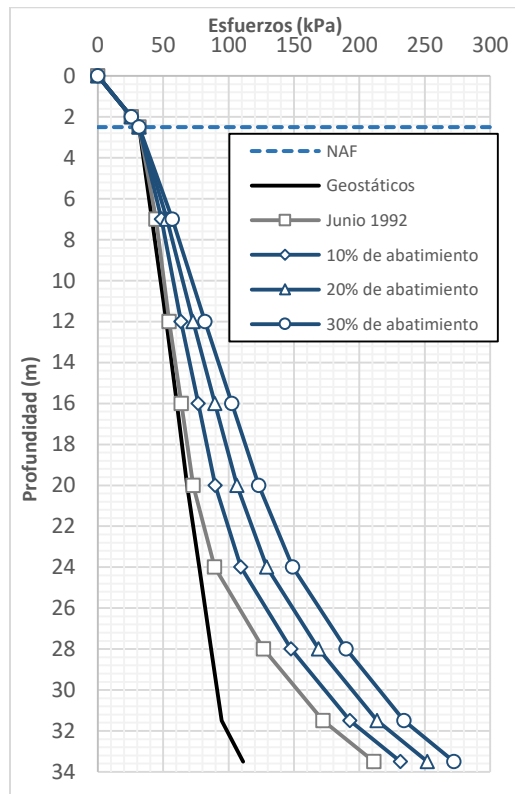


Figura 4.4. Estados de esfuerzo considerados para el modelo

4.2.5.Propiedades del pilote

Se modelará un pilote típico de concreto circular de 0.5 m de diámetro y con una longitud de 25 m. Para simular su comportamiento se utilizó el modelo constitutivo elástico lineal por ser un elemento estructural (ver en la página 39). En la Tabla 4.4 se muestran las propiedades consideradas para el pilote

Tabla 4.4. Propiedades del pilote

γ	24.0	kN/m ³
$f'c$	35	MPa
E	2.60E+07	kPa
ν	0.3	

Además dentro del pilote se instalará una viga ficticia, la cual tendrá propiedades mecánicas con valores de 1,000,000 veces menores que las del pilote. Esta viga no afectará el comportamiento del pilote pero funcionará para obtener con mayor facilidad los diagramas de carga axial que se desarrollen.

4.3. Capacidad de carga (estado límite de falla)

4.3.1. Revisión mediante NTCDDC, 2004

De acuerdo con las NTCDDC se debe revisar la capacidad de carga de cada pilote individual, subgrupo de pilotes o la cimentación en conjunto, despreciando la capacidad del sistema suelo-losa. Debido a que en esta investigación se analizará sólo un pilote aislado, por lo tanto, la revisión del pilote individual es igual a la capacidad de carga de la punta más la capacidad por fricción.

El pilote tiene una longitud de 25 m, por lo tanto sólo se encuentra en interacción con la CS y FAS, los cuales son los únicos estratos que se considerarán para este cálculo.

4.3.1.1. Capacidad de carga por fricción

La capacidad de carga por fricción C_f bajo esfuerzos de compresión se calcula como:

$$C_f = A_L c_u F_R \quad (4.5)$$

donde:

A_L área lateral del pilote

Debido a que se tiene una estratigrafía típica de la Zona Lacustre, la adherencia máxima es igual a c_u parámetro que se obtiene de pruebas de compresión triaxial no consolidadas no drenadas (tipo UU).

En la Tabla 4.5, se muestra el cálculo de la capacidad de carga por fricción obtenida para este análisis

Tabla 4.5. Obtención de capacidad de carga por fricción

N°	ID	Estrato		Profundidad (m)		Espesor (m)	A_L (m ²)	C_u (kPa)	C_f (kN)
		Tipo de suelo	Inicial	Final					
1	CS	Costra	0	2	2	3.14	60	188.50	
2	FAS ₁	Arcilla	2	12	10	15.71	15	235.62	
3	FAS ₂	Arcilla	12	20	8	12.57	37	464.96	
4	FAS ₃	Arcilla	20	25	5	7.85	38	298.45	
Total								1187.52	

4.3.1.2. Capacidad de carga por punta

La punta del pilote se encuentra sobre una capa homogénea de suelo cohesivo (FAS), por lo tanto la capacidad de carga por punta se puede calcular como:

$$C_p = (c_u N_c * F_R + p_v) A_p \quad (4.6)$$

donde:

- N_c coeficiente de capacidad de carga
- p_v presión vertical total a la profundidad del desplante del pilote
- A_p área transversal del pilote al nivel de la punta

En la Tabla 4.6, se muestra el cálculo de la capacidad de carga por punta obtenida para este análisis

Tabla 4.6. Obtención de capacidad de carga por punta

Estrato			Profundidad (m)	Nc	C _u (kPa)	p _v (kPa)	C _p (kN)
N°	ID	Tipo de suelo					
1	FAS ₃	Arcilla	25	7	38	300.50	111.23

4.3.1.3. Capacidad de carga última

Tanto la capacidad de carga por punta como de fricción deben restringirse debido a un factor de resistencia (F_R) igual a 0.7, pero para este análisis se despreciará con la intención de que los valores sean comparables a los que se obtengan por medio del MEF.

De esta manera la capacidad de carga (R) del pilote es igual a la suma a la capacidad de carga de la punta más la capacidad por fricción, por lo tanto:

$$R = C_p + C_f = 1298.75 \text{ kN} \quad (4.7)$$

4.3.2. Revisión mediante MEF

4.3.2.1. Modelo empleado

Se modeló el pilote de manera bidimensional considerando la axisimetría del problema, Figura 4.5. Para el estudio, se utilizaron elementos finitos triangulares de 15 nodos. Se consideró la frontera lateral a una distancia de 10 m a partir del eje de axisimetría. Las condiciones de fronteras inferiores se restringieron en sentido horizontal y vertical, mientras que la lateral solo en sentido vertical.

Para este análisis se utilizaron los parámetros no drenados de los estratos del suelo (Tabla 4.3) además de que se simuló su comportamiento mediante el modelo constitutivo de MC.

La sección del pilote se consideró circular de 0.5 m de diámetro, del cual solo se modelo 0.25 m por ser un análisis axisimétrico, además de utilizar una viga ficticia dentro del pilote. Se utilizó una interfaz entre pilote y suelo con cinco pares de nodos realizando un refinado de la malla a lo largo de todo el pilote para la obtención de resultados confiables.

Se impuso una carga distribuida sobre la cabeza del pilote la cual realizaría el incremento de carga para el desarrollo de la capacidad de carga última del pilote.

Asimismo no se consideró el NAF, debido a que se pretendía realizar un análisis en esfuerzos totales.

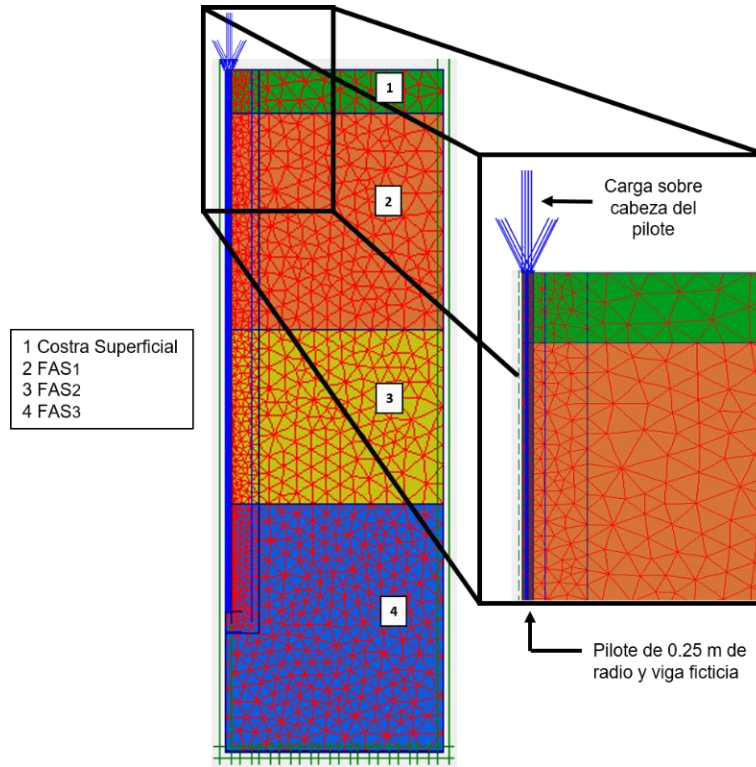


Figura 4.5. Modelo empleado para análisis de capacidad de carga con su respectiva malla de elementos finitos

4.3.2.2. Etapas de análisis

El objetivo de este análisis es encontrar la capacidad de carga que tiene el pilote dentro de la estratigrafía considerada, por lo tanto, para obtenerla se simuló una prueba de carga realizando incrementos sobre la cabeza del pilote y revisando que el asentamiento ocasionado sea igual al 5% del diámetro del pilote (Reese y O'Neil, 1988). De esta manera las etapas de análisis son:

- Etapa 1. Aplicación de carga unitaria sobre cabeza del pilote
- Etapa 2. Aplicación de carga incremental sobre cabeza del pilote.

Ambas etapas se realizaron considerando parámetros no drenados y condiciones iniciales drenadas, estas condiciones se propusieron debido a que Plaxis solo trabaja en esfuerzos efectivos, por lo tanto al no tener NAF y una condición inicial drenada, los esfuerzos efectivos son iguales a los totales.

Para la simulación de la etapa 2, el programa Plaxis tiene un modo de cálculo en el cual es necesario iniciar de una carga unitaria (etapa 1), realizando incrementos de carga de

manera automática hasta una carga final que el usuario propone, en este caso, se conocía aproximadamente la carga total que podría soportar el pilote debido a la revisión que se había realizado mediante las NTCDDC, 2004.

Se omitió la simulación de la instalación del pilote ya que en un proceso paramétrico previo, se determinó que la instalación no afectaba los resultados.

4.3.2.3. Capacidad de carga

Si el pilote analizado tiene un diámetro de 0.5 m, por lo tanto la capacidad de carga última se encuentra cuando el desplazamiento (δ) generado es igual al 5% del diámetro del pilote, es decir:

$$\delta = (0.05)(0.5) = 0.025 \text{ m} \quad (4.8)$$

A partir de la prueba de carga que se simuló se encontró la gráfica de carga-desplazamiento mostrada en la Figura 4.6, de la cual obtenemos que la capacidad de carga última es igual a 1142 kN.

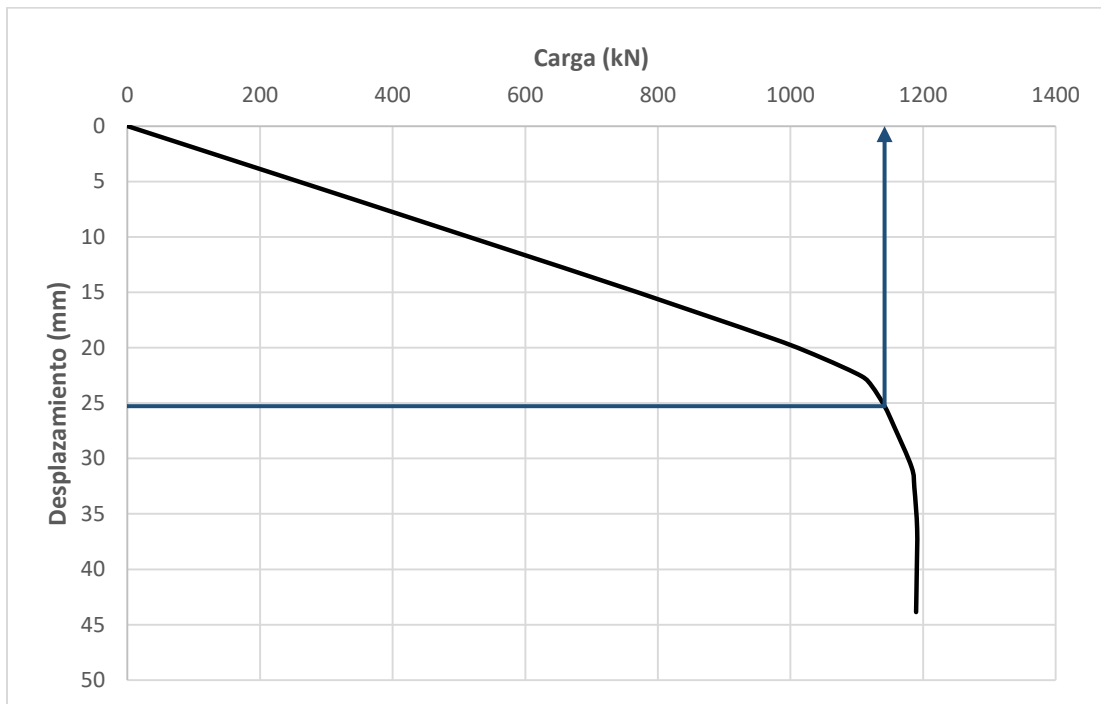


Figura 4.6. Curva carga-desplazamiento del pilote

Mediante la viga ficticia (ver sección 4.2.5) se encontró el diagrama de carga axial que se desarrolló sobre el pilote, Figura 4.7, con el cual podemos dividir la capacidad de carga de punta y de fricción. De esta manera se identificó que el pilote tiene una capacidad de carga por punta de 91 kN, mientras que los 1051 kN restantes se desarrollan por fricción.

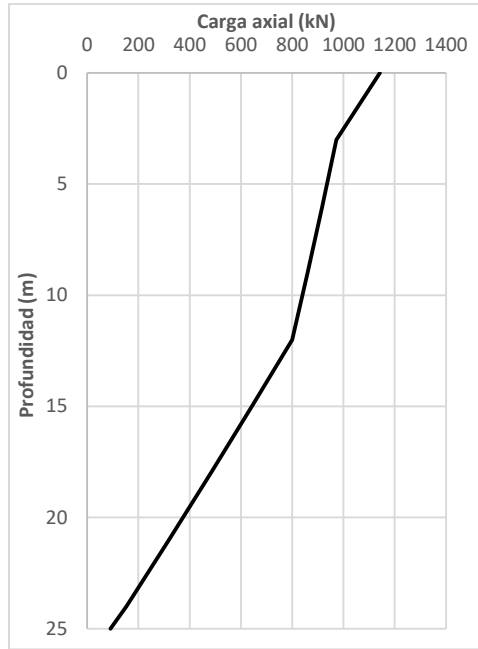


Figura 4.7. Carga axial desarrollada en pilote de fricción

4.3.3. Comparación de metodologías de análisis

A partir de los valores de capacidad de carga por fricción encontrados para cada estrato en la revisión mediante NTCDDC, 2004 (Tabla 4.5) se obtuvo el diagrama de carga axial desarrollado para la capacidad de carga última. De esta manera, en la Figura 4.8 se muestra una gráfica comparativa de las cargas axiales obtenidas por medio de las dos metodologías de análisis aplicadas.

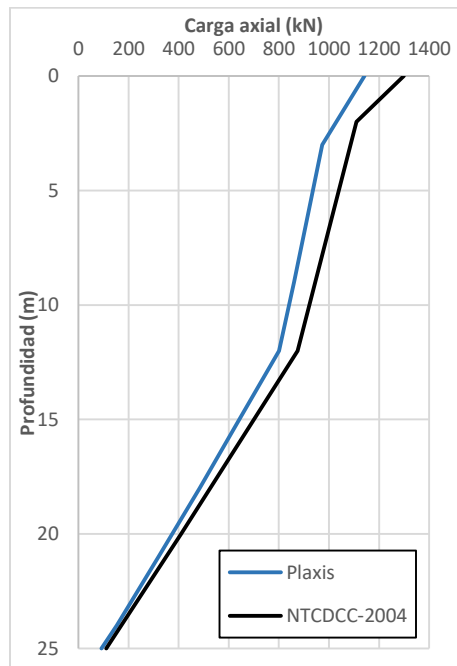


Figura 4.8. Comparativa de carga axial desarrollada

Asimismo en la Tabla 4.7, se muestra los valores de capacidad de carga por fricción y por punta que se obtuvieron en ambas metodologías

Tabla 4.7. Comparativa de capacidad de carga

	Fricción (kN)	Punta (kN)	Última (kN)
Reglamento	1188	111	1299
Plaxis	1051	91	1142
Diferencia	137	20	157

Por medio del elemento interfaz que se asignó entre pilote y suelo se encontró el esfuerzo cortante desarrollado, donde los valores obtenidos en la modelación son los que se esperaban debido a que el máximo esfuerzo cortante que se puede desarrollar en la interacción es igual al valor de c_u de cada estrato, Figura 4.9

De modo que se puede concluir que los valores de capacidad de carga estimados por ambos métodos son bastante similares, por lo cual la modelación numérica puede representar de manera adecuada la capacidad de carga de pilotes siempre y cuando se utilicen los parámetros y geometría adecuada para su correcta simulación.

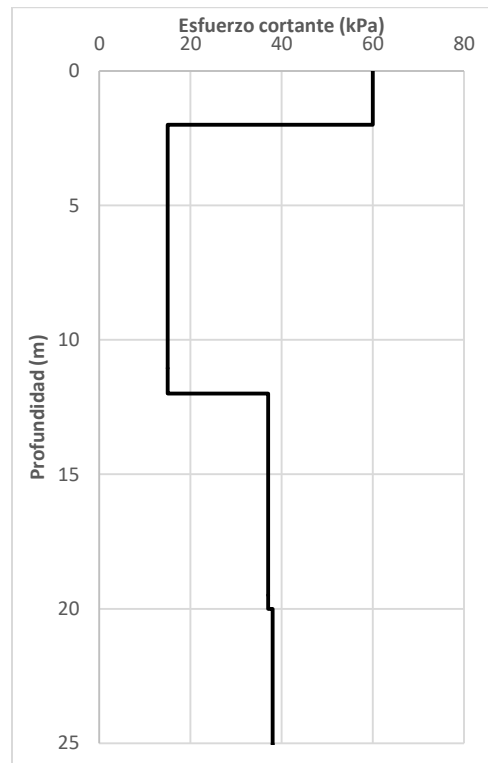


Figura 4.9. Esfuerzo cortante desarrollado entre pilote-suelo

4.4. Deformaciones (estado límite de servicio)

4.4.1. Revisión mediante método analítico

A partir de los abatimientos de presión de poro propuestos (Figura 4.3) se genera un incremento del esfuerzo efectivo en la masa del suelo, el cual producirá la deformación de los estratos compresibles, esta deformación se debe al proceso de consolidación de suelos.

Se utilizó la ecuación de Mesri (2.51) para calcular la deformación del suelo debido sólo a consolidación primaria, donde principalmente se involucra los índices de compresión (C_c) y recompresión (C_s) obtenidos de pruebas de odómetro para los estratos blandos considerados en el modelo geotécnico.

Para la correcta aplicación de la ecuación se consideró de manera adecuada el estado de preconsolidación (OCR) de cada estrato ante el incremento de los esfuerzos efectivos debido a los abatimientos propuestos, Tabla 4.8

Tabla 4.8. Cálculo de relación de preconsolidación (OCR)

Profundidad (m)		Junio 1992		10% abatimiento		20% abatimiento		30% abatimiento	
Inicial	Final	σ'_{i1} (kPa)	OCR ₁	σ'_{i2} (kPa)	OCR ₂	σ'_{i3} (kPa)	OCR ₃	σ'_{i4} (kPa)	OCR ₄
0	2	26	-	26	-	26	-	26	-
2	2.5	32	1.96	32	1.96	32	1.96	32	1.96
2.5	7	45	1.39	49	1.27	53	1.17	57	1.09
7	12	55	1.14	64	1.00	73	1.00	82	1.00
12	16	64	1.35	77	1.12	90	1.00	103	1.00
16	20	73	1.18	90	1.00	106	1.00	123	1.00
20	24	89	1.16	109	1.00	129	1.00	149	1.00
24	28	127	1.00	148	1.00	169	1.00	190	1.00
28	31.5	172	1.00	193	1.00	214	1.00	234	1.00
31.5	33.5	211	-	232	-	252	-	272	-

Al obtener el OCR dependiente del incremento de esfuerzo efectivo se calcularon las deformaciones considerando los C_c y C_s correspondientes. De esta manera las deformaciones para cada abatimiento se muestran en la Tabla 4.9

Tabla 4.9. Deformación debido a abatimientos de las presiones de poro

	δ_p (m)
10% abatimiento	1.03
20% abatimiento	1.05
30% abatimiento	0.91
Total	2.98

De este modo, por los abatimientos de la presión de poro se espera una deformación total de la masa de suelo de 2.98 m.

4.4.2. Interacción pilote-suelo ante variación de carga axial

4.4.2.1. Modelo empleado

Se modeló el pilote de manera bidimensional considerando la axisimetría del problema, Figura 4.10. Para el estudio, se utilizaron elementos finitos triangulares de 15 nodos. Se consideró la frontera lateral a una distancia de 10 m a partir del eje de axisimetría. Las condiciones de fronteras inferiores se restringieron en sentido horizontal y vertical, mientras que la lateral solo en sentido vertical.

Debido a que principalmente es un análisis de deformaciones se utilizaron parámetros drenados de los estratos del suelo, donde para los estratos rígidos se modeló su comportamiento mediante MC (Tabla 4.1) mientras que para la FAS se utilizó SS y SSC (Tabla 4.2)

La sección del pilote se consideró circular de 0.5 m de diámetro, modelado solo 0.25 m por ser un análisis axisimétrico, además de utilizar una viga ficticia dentro del pilote. Se utilizó una interfaz entre pilote y suelo con cinco pares de nodos realizando un refinado de la malla a lo largo de todo el pilote para la obtención de resultados confiables.

Se impuso una carga distribuida sobre la cabeza del pilote con la cual se realizaría la variación de carga axial propia para este análisis.

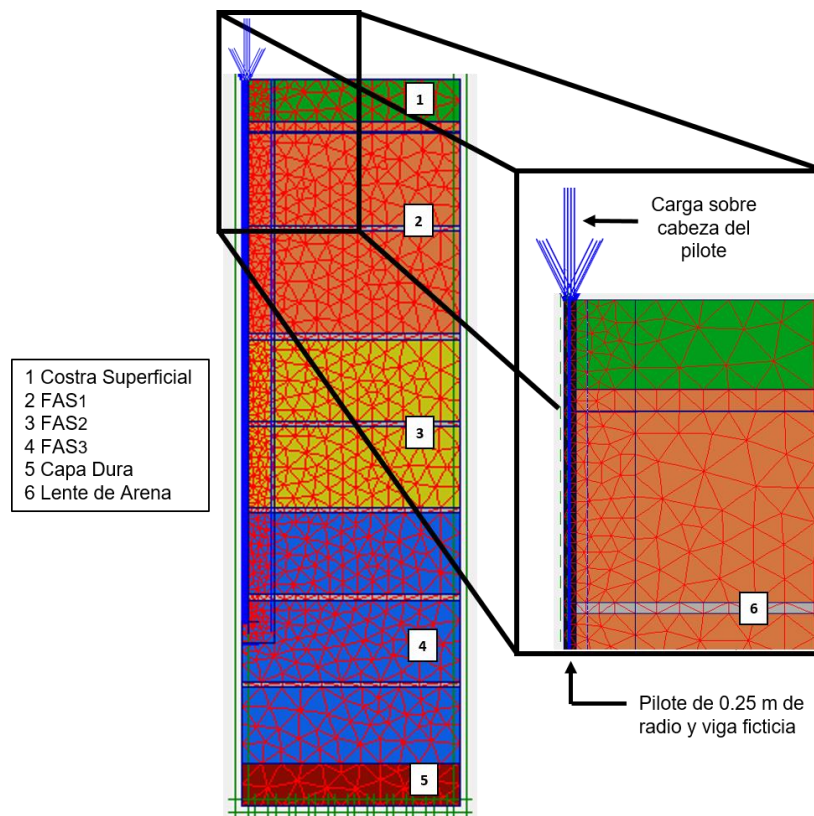


Figura 4.10. Modelo empleado para análisis de deformaciones con su respectiva malla de elementos finitos

4.4.2.2. Etapas de análisis

El objetivo es analizar la interacción que existe entre un pilote de fricción con diferentes cargas axiales sobre su cabeza, y el suelo que lo circunda el cual presenta el fenómeno de hundimiento regional común en la Zona Lacustre de la Cuenca del Valle de México.

Se conoce que la capacidad de carga ultima del pilote modelado por medio del MEF es de 1142 kN, por lo tanto no se podía superar esta carga para evitar la falla del elemento, de esta manera se decidió realizar 3 incrementos de carga menores a la capacidad de carga última (285 kN, 570 kN y 785 kN) y simular el hundimiento regional sólo considerando el 10% de abatimiento de la condición piezométrica inicial propuesta (Figura 4.3). De esta manera las etapas de análisis son:

- Etapa 1. Aplicación de carga sobre cabeza del pilote
- Etapa 2. Abatimiento del 10% de las presiones de poro
- Etapa 3. Simulación del hundimiento regional (consolidación del suelo debido al abatimiento del 10%)

Las etapas 1 y 2 se realizaron en términos de los esfuerzos efectivos considerando parámetros drenados y condiciones iniciales no drenadas, estas condiciones se propusieron para generar exceso de presión de poro en la masa de suelo. Una vez generado, en la etapa 3 se consideró parámetros drenados y una condición inicial drenada para así obtener las deformaciones ocasionadas por el proceso de consolidación que disipa el exceso de presión de poro.

Se omitió la simulación de la instalación del pilote ya que en un proceso paramétrico previo, se determinó que la instalación no afectaba en la obtención de resultados.

4.4.2.3. Resultados obtenidos

En este análisis se realizaron dos modelos, con la única diferencia entre cada uno de utilizar los modelos de SS y SSC para la simulación del comportamiento de la FAS, con la intención de obtener las diferencias que se presentan al considerar las deformaciones por creep.

De esta manera, en la Figura 4.11 se representan los resultados considerando el modelo de SS, de lo cual se obtiene que independientemente de las diferentes distribuciones de cargas axiales que se desarrollan en el pilote ninguna supera la capacidad de carga última debido a fricción negativa ya que ésta se vuelve menor conforme se aumenta la carga sobre la cabeza; además, el esfuerzo cortante que se desarrolla en el fuste por la interacción del pilote con el hundimiento regional se mantiene menor que el esfuerzo cortante ultimo (c_u).

En la Tabla 4.10 se muestra un resumen de los resultados donde es evidente que el eje neutro tiende a subir debido a que, al aumentar la carga en la cabeza, la reacción del suelo es desarrollar mayor fricción positiva en el fuste del pilote.

Tabla 4.10. Principales resultados obtenidos considerando modelo de SS

Carga axial (kN)	Eje neutro, Z_0 (m)	δ_{suelo} (m)	δ_{pilote} (m)	Asentamiento o emersión del pilote (m)
285	12	0.52	0.5	-0.02
570	2	0.57	0.56	-0.01
785	1.28	0.59	0.78	0.19

donde:

δ_{suelo} deformación de la masa del suelo

δ_{pilote} desplazamiento del pilote

Las deformaciones del suelo (Figura 4.12) tienen valores similares con tendencia a tener un pequeño aumento debido al aumento de la carga en la cabeza. Estas deformaciones del suelo son mucho menores al 1.03 m que se calculó de manera analítica debido al abatimiento del 10% de las presiones de poro (Tabla 4.9). De manera usual se presenta que dependiendo de la carga axial en la cabeza del pilote se desarrollará una emersión o un asentamiento del pilote, así para las primeras dos cargas se presentan unas pequeñas emersiones, mientras que para última carga se desarrolla un asentamiento considerable del elemento.

Por otro lado considerando el modelo de SSC (Figura 4.13) de la misma manera se obtiene que independientemente de la carga axial no se supera la capacidad de carga ultima debido a fricción negativa, pero si consideramos que es un análisis de deformaciones a largo plazo y que existen deformaciones por creep, se espera que los parámetros de resistencia de los estratos aumenten provocando que la capacidad de carga por punta sea mayor que la capacidad de punta ultima. De manera similar el esfuerzo cortante que se desarrolla en el fuste por la interacción del pilote con el hundimiento regional se mantiene menor que el esfuerzo cortante ultimo (c_u).

Tabla 4.11. Principales resultados obtenidos considerando modelo de SSC

Carga axial (kN)	Eje neutro, Z_0 (m)	δ_{suelo} (m)	δ_{pilote} (m)	Asentamiento o emersión del pilote (m)	t (días)
285	12.8	1	0.89	-0.11	1286
570	10.2	1.05	0.99	-0.06	1320
785	1.3	1.07	1.3	0.23	1260

donde:

t Tiempo de la completa disipación del exceso de presión de poro

De la Tabla 4.11 se muestra que el eje neutro tiene un comportamiento similar comparado con el modelo de SS, donde tiende a subir debido a un mayor desarrollo de fricción positiva pero presenta diferencias numéricas importantes.

Queda en evidencia que las deformaciones del suelo utilizado el modelo de SSC (Figura 4.14) son similares al valor de 1.03 m que se calculó de manera analítica (Tabla 4.9), esa similitud tiene relevancia ya que si se acercan numéricamente a las de un método analítico, igualmente el modelo estaría representando de manera más realista el comportamiento que presenta el elemento al asentarse o emerger respecto al suelo circundante.

Debido a que SSC es un modelo que considera el tiempo, se obtiene valores similares en el tiempo de disipación del exceso de presión de poro debido al 10% de abatimiento de las presiones de poro, ya que se realiza el mismo abatimiento para cada uno de los modelos analizados.

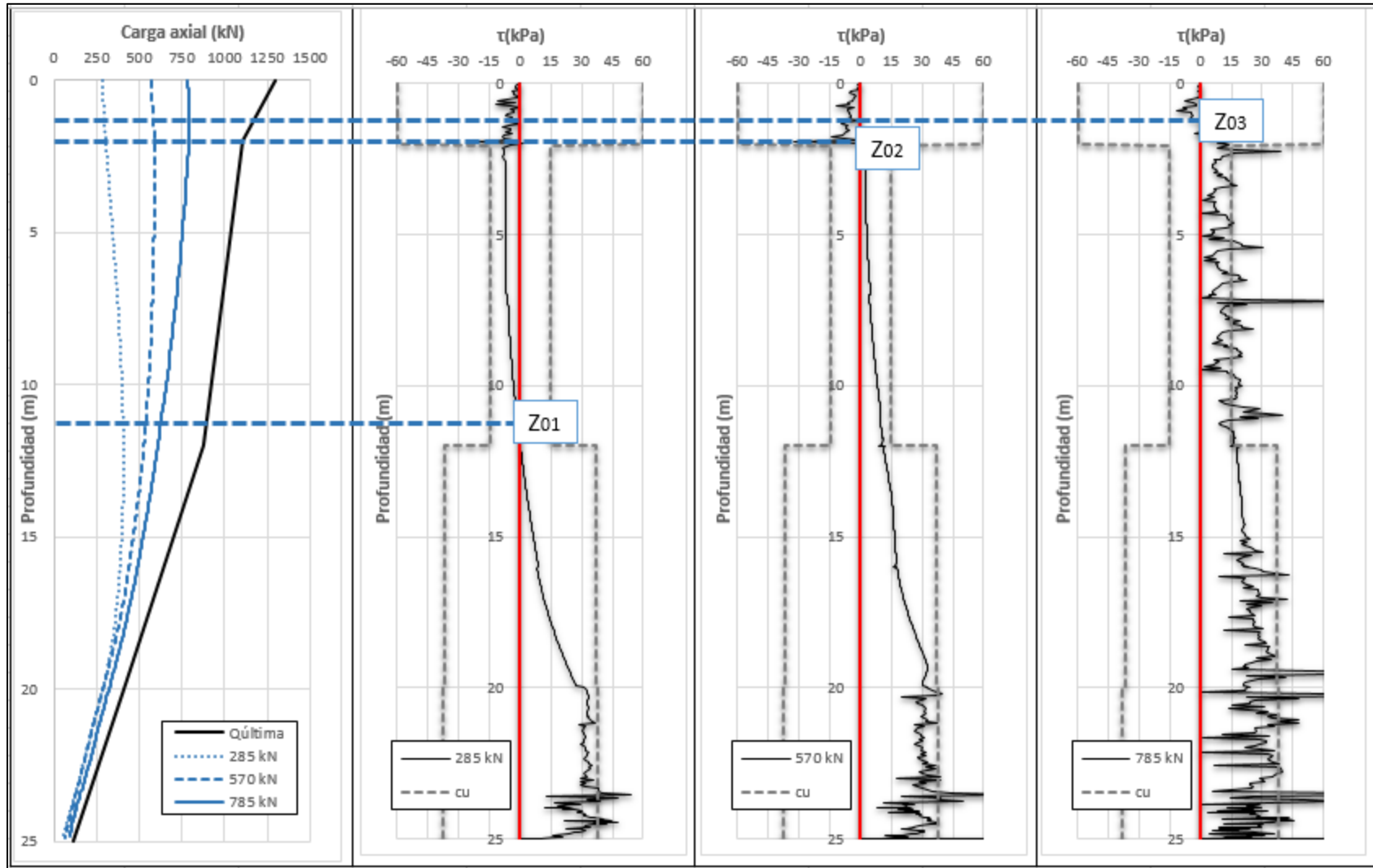


Figura 4.11. Esfuerzos cortantes en fuste de pilote para diferentes cargas axiales considerando modelo de SS

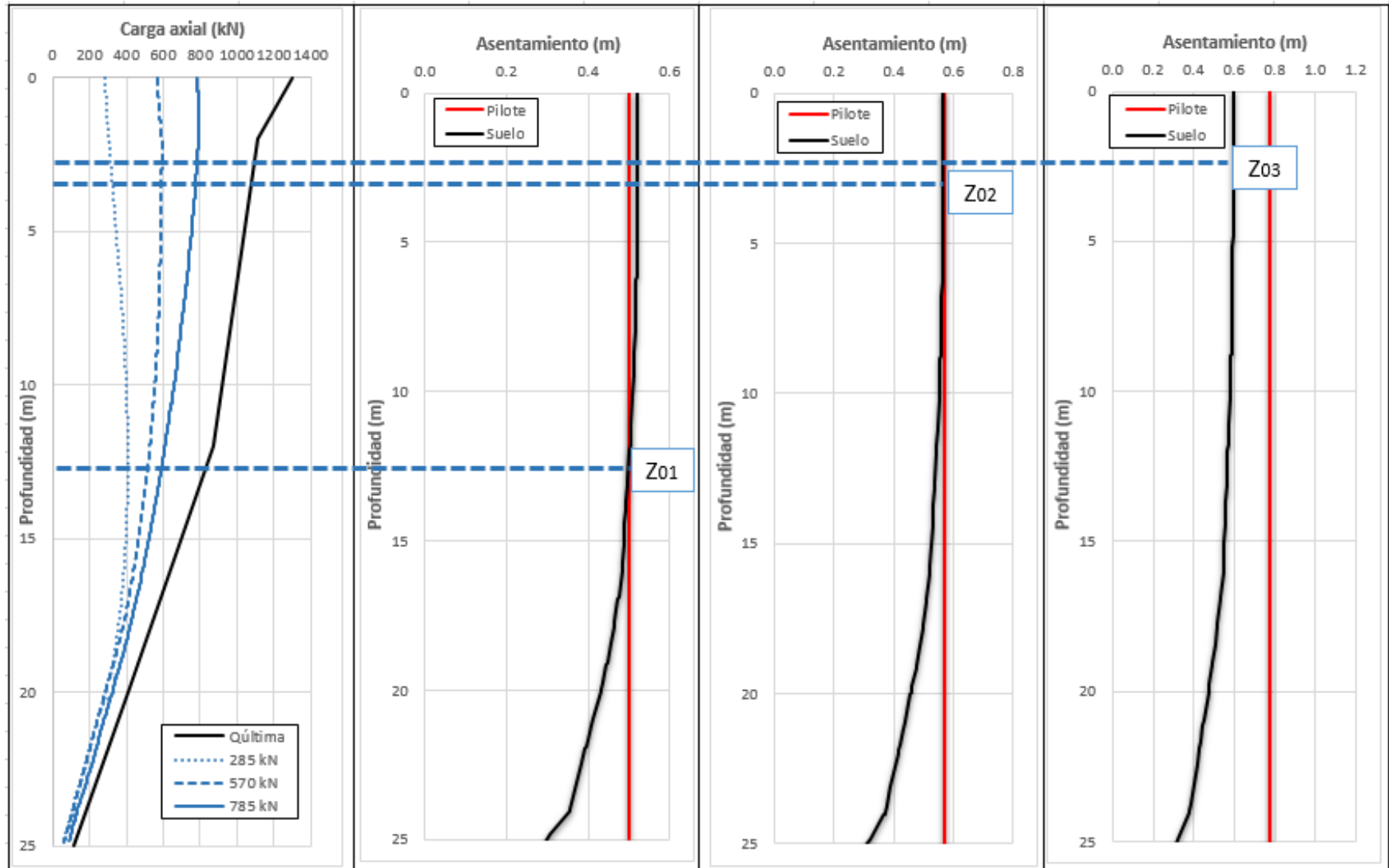


Figura 4.12. Deformaciones para 10% de abatimiento de presiones de poro y diferentes cargas axiales considerando modelo de SS

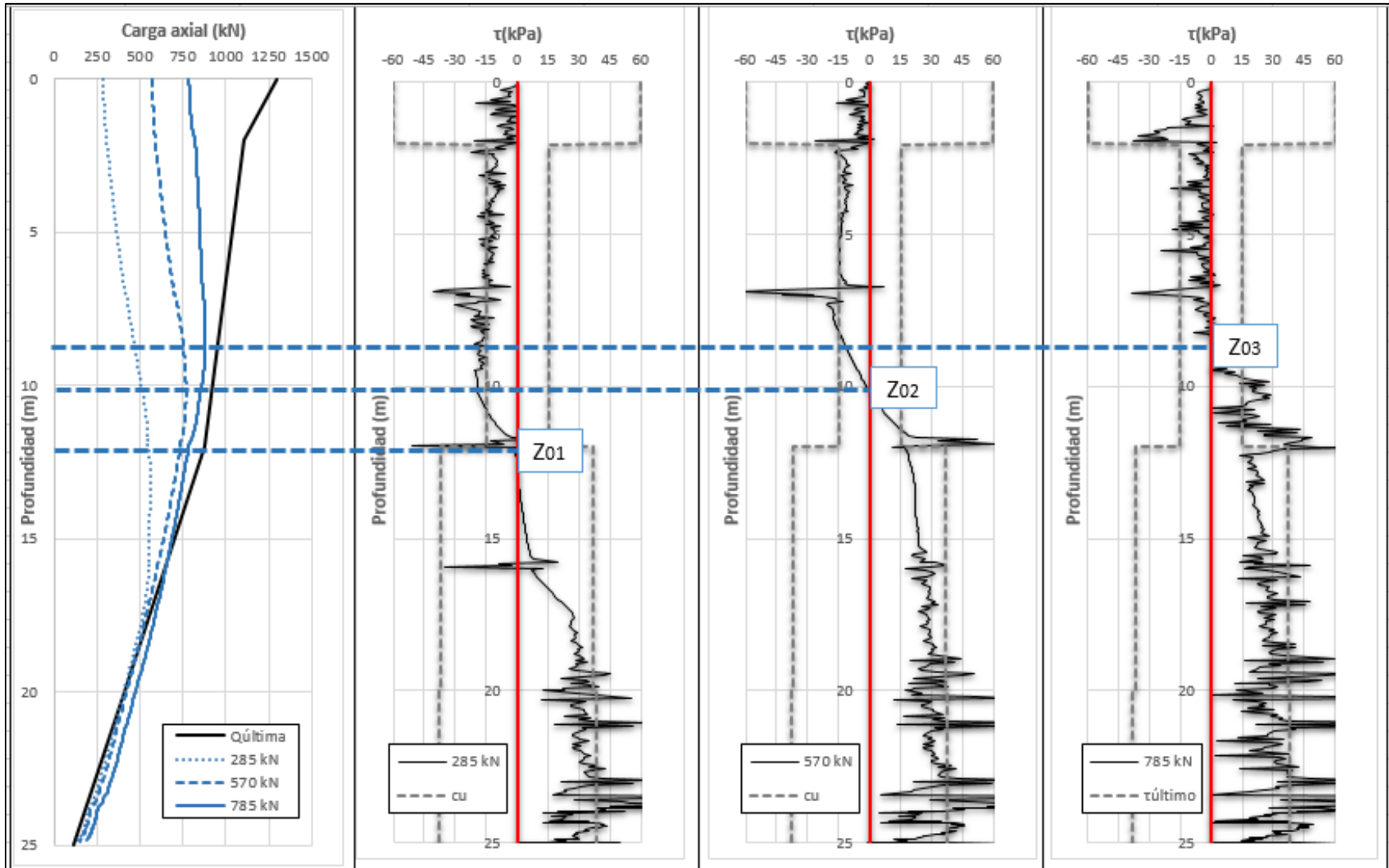


Figura 4.13. Esfuerzos cortantes en fuste de pilote para diferentes cargas axiales considerando modelo de SSC

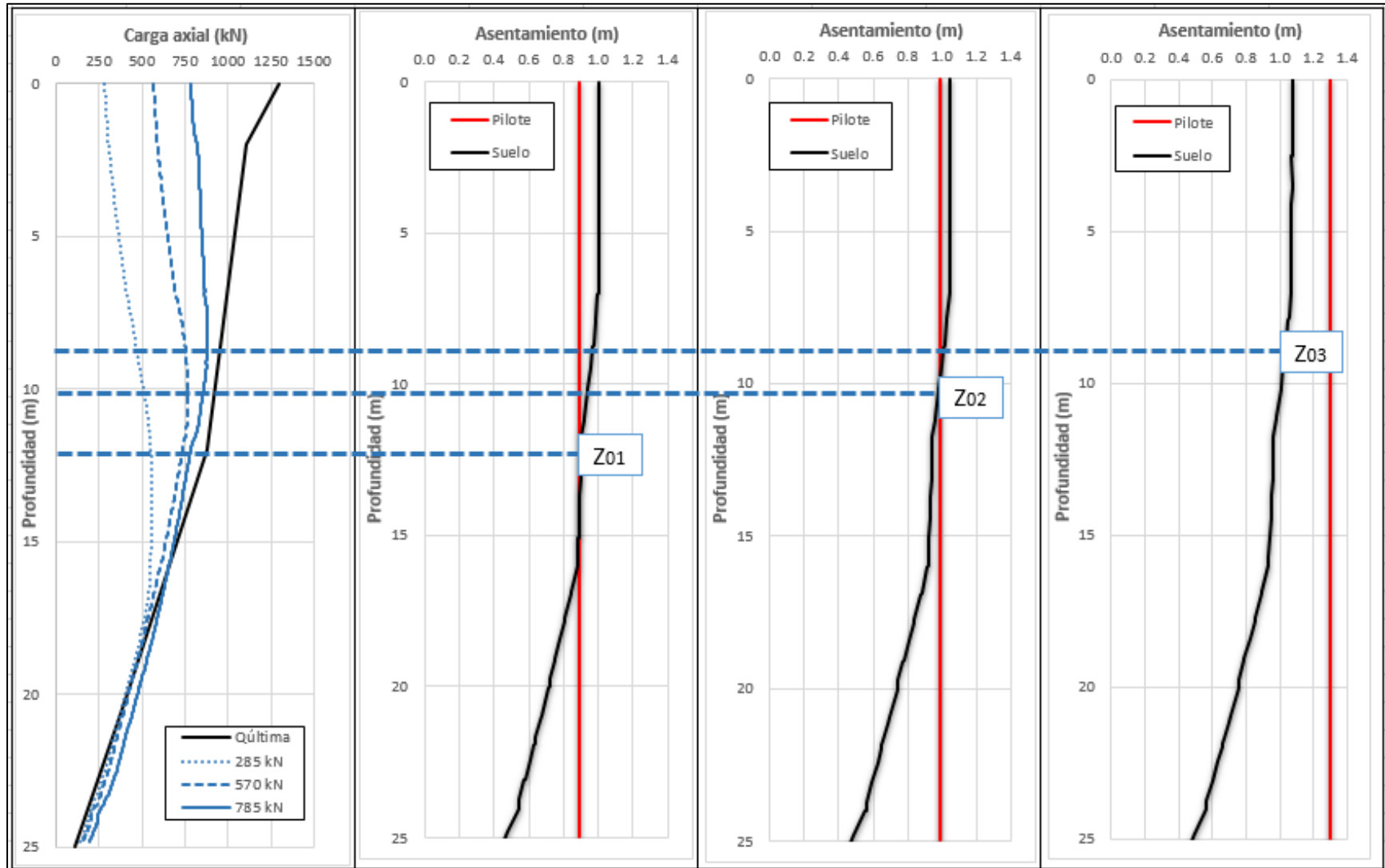


Figura 4.14. Deformaciones para 10% de abatimiento de presiones de poro y diferentes cargas axiales considerando modelo de SSC

4.4.3. Interacción pilote-suelo ante decrementos de presiones de poro

4.4.3.1. Modelo empleado

Se utilizó el mismo modelo de la sección 4.4.2.1

4.4.3.2. Etapas de análisis

El objetivo es analizar la interacción que existe entre un pilote de fricción con una carga axial sobre su cabeza, y el suelo que lo circunda el cual presenta el fenómeno de hundimiento regional común en la Zona Lacustre de la Cuenca del Valle de México

Se decidió utilizar la carga de 285 kN sobre la cabeza del pilote con la intención de que existiera menor fricción positiva en el fuste y fuera más evidente el desarrollo de la fricción negativa debido al hundimiento. El hundimiento regional se generó con los 3 abatimientos de presiones de poro propuestos (Figura 4.3). De esta manera las etapas de análisis son:

- Etapa 1. Aplicación de carga sobre cabeza del pilote
- Etapa 2. Abatimiento del 10% de la presión de poro
- Etapa 3. Simulación del hundimiento regional
- Etapa 4. Abatimiento del 20% de la presión de poro
- Etapa 5. Simulación del hundimiento regional
- Etapa 6. Abatimiento del 30% de la presión de poro
- Etapa 7. Simulación del hundimiento regional

Las etapas de aplicación de carga y de abatimientos se realizaron en términos de esfuerzos efectivos considerando parámetros drenados y condiciones iniciales no drenadas, estas condiciones se propusieron para generar exceso de presión de poro en la masa de suelo. Una vez generado, las etapas de simulación del hundimiento regional se consideraron parámetros drenados y una condición inicial drenada para así obtener las deformaciones ocasionadas por el proceso de consolidación que disipa el exceso de presión de poro.

Se omitió la simulación de la instalación del pilote ya que en un proceso paramétrico previo, se determinó que la instalación no afectaba los resultados.

4.4.3.3. Resultados obtenidos

De la misma manera que en el análisis de la sección 4.4.2 se realizaron dos modelos, los cuales cada uno consideró los modelos SS y SSC para la simulación del comportamiento de la FAS, y obtener las diferencias que se presentan al considerar las deformaciones por creep.

En la Tabla 4.12 y Tabla 4.13 se muestra un resumen de los resultados más relevantes para cada una de las modelaciones. Cabe señalar que en la Tabla 4.12, se omitieron los valores

del tiempo de disipación del exceso de presión de poro, debido a que el modelo de SS no simula el comportamiento del suelo a través del tiempo.

Tabla 4.12. Principales resultados obtenidos considerando modelo de SS

% abatimiento	Z_0 (m)	$Q_{m\acute{a}x}$ (m)	δ_{suelo} (m)	δ_{pilote} (m)	Emersión del pilote (m)
10	12	408	0.52	0.5	-0.02
20	13.7	612	1.35	1.22	-0.13
30	15.2	760	2.24	1.89	-0.35

donde:

$Q_{m\acute{a}x}$ carga axial máxima desarrollada en el pilote

Tabla 4.13. Principales resultados obtenidos considerando modelo de SSC

% abatimiento	Z_0 (m)	$Q_{m\acute{a}x}$ (m)	δ_{suelo} (m)	δ_{pilote} (m)	Emersión del pilote (m)	t (días)
10	12.7	558	1	0.89	-0.11	1286
20	16.2	746	1.92	1.55	-0.37	1514
30	16.8	877	2.75	2.06	-0.69	1448

Debido a que se realizaron 3 abatimientos para cada modelo, se muestran en la Figura 4.15 y la Figura 4.16 los resultados del cambio en el estado de esfuerzos, la carga axial desarrollada en el pilote, el esfuerzo cortante en el fuste y las deformaciones obtenidas para el 30% de abatimiento de las presiones de poro considerando SS y SSC respectivamente. Estos resultados tienen comportamientos similares a los que se obtienen para el 10 y 20% de abatimiento de las presiones de poro (Anexo 1).

Si consideramos que el estado inicial de esfuerzos es el correspondiente al 20% del abatimiento de las presiones de poro y el estado final es el incremento de esfuerzos debido al 30% del abatimiento de la presión de poro, cuando el pilote se encuentra en esta interacción con el suelo debido al hundimiento regional se generan dos fenómenos de manera simultánea; el primero genera un decremento de los esfuerzos efectivos debido a fricción negativa (FN) los cuales son iguales a los iniciales, y el segundo genera un incremento de los mismos esfuerzos a partir del eje neutro. Estos fenómenos ocurren para ambos modelos considerados en la FAS, comprobando lo realizando por Rodríguez (2010) el cual utilizó SS en su modelación, y además encontrando que aun considerando las deformaciones por creep no se pueden generar decrementos de esfuerzos verticales efectivos menores que los iniciales (Zeevaert, 1973)

Los resultados mostrados Tabla 4.12 y Tabla 4.13 hacen evidente que la $Q_{m\acute{a}x}$ desarrollada en el fuste del pilote se incrementa conforme se aumenta los esfuerzos efectivos a partir

del abatimiento de las presiones de poro, esto conduce a generar una mayor carga axial sobre el pilote debido a la FN, la cual se disipa a partir del eje neutro por medio de la FP y la carga por punta. Si utilizamos los resultados del 30% de abatimiento de las presiones de poro podemos comparar que para el modelo de SS se tiene una carga por FN de 475 kN mientras que para el modelo con SSC una carga de 592 kN; es mayor la carga para el modelo de SSC debido a que al generarse una mayor deformación de la masa del suelo ocasiona que un mayor volumen de suelo se cuelgue del pilote originando que la carga axial aumente debido a este fenómeno, y de la misma manera ocasiona que el eje neutro se localice a una mayor profundidad para el modelo de SSC.

Las deformaciones del suelo obtenidas a partir de la modelación con SSC se obtienen con valores cercanos a los calculados con el método analítico (Tabla 4.9), con una diferencia de 0.23 m, mientras con el modelo de SS los valores se alejan al tener una diferencia de 0.75 m. La similitud de los resultados de las deformaciones obtenidas con SSC nos pueden asegurar que se modelará de mejor manera el comportamiento del pilote ante el hundimiento regional, de esta manera se puede acertar en la predicción del asentamiento o emersión del pilote. En este caso al tener una pequeña carga sobre la cabeza del pilote y al generarse cargas axiales considerablemente altas debido a FN, ocasiona que el eje neutro se mantenga en todos los casos por debajo de la mitad de la misma longitud del elemento, razón por la cual se produce la emersión aparente.

Asimismo conociendo que SSC considera el tiempo en su proceso de cálculo, obtenemos que para el 30% de abatimiento de las presiones de poro un tiempo de consolidación igual a 4248 días (11.6 años), y a partir de la Figura 4.2 conocemos que existen 13 años de diferencia entre la medición de Junio de 1992 y la de Agosto de 2005, si consideramos que esta última tiene cierta similitud con la presión de poro calculada para el 30% de abatimiento, podemos afirmar que los tiempos de cálculo se ajustaron de manera adecuada.

Además de la Figura 4.17 y la Figura 4.18 se evidencia el comportamiento del eje neutro el cual tiende a encontrarse a una mayor profundidad conforme se incrementan los esfuerzos efectivos debido a los abatimientos. Este comportamiento es el esperado y es similar independientemente del modelo utilizado para la simulación de la FAS.

Igualmente se muestra la distribución de la carga axial la cual aumenta conforme se desarrolla el hundimiento regional que provoca la FN sobre el fuste de los pilotes. La FN es mayor para el modelo que considera SSC debido a que existen mayores deformaciones generadas por el creep en la masa de suelo. El abatimiento de las presiones de poro genera un proceso de consolidación el cual a través del tiempo ocasiona que las propiedades mecánicas del suelo incrementen, esto es evidente en el aumento de la capacidad de carga por punta en ambas modelaciones.

Aun siendo un análisis de deformaciones el esfuerzo cortante que se desarrolla en el fuste de los pilotes debido a la interacción con el suelo circundante, se mantiene con valores menores al esfuerzo cortante más desfavorable (c_u).

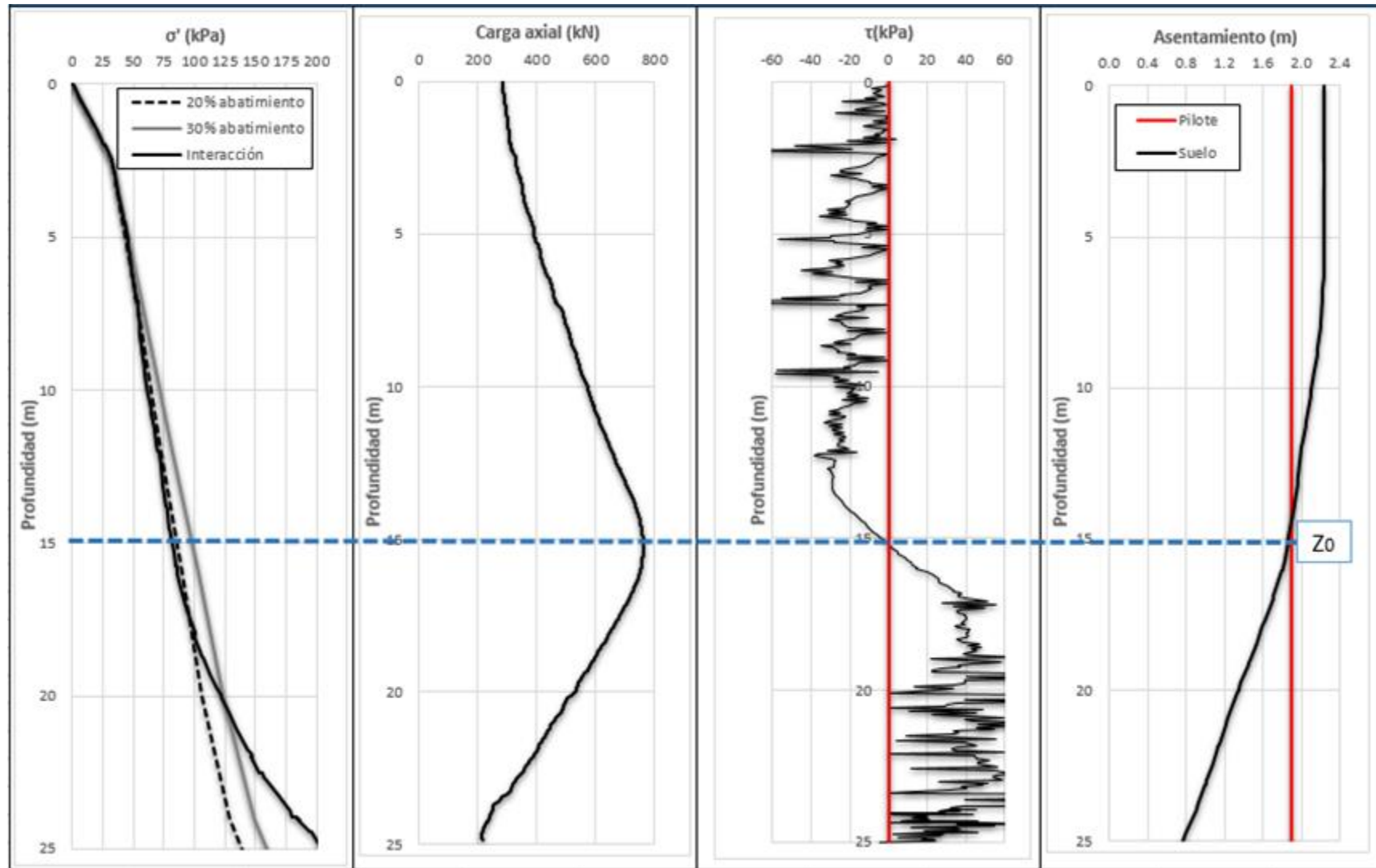


Figura 4.15. Estado de esfuerzos, carga axial, esfuerzo cortante y asentamiento generado considerando modelo de SS con 30% de abatimiento de las presiones de poro

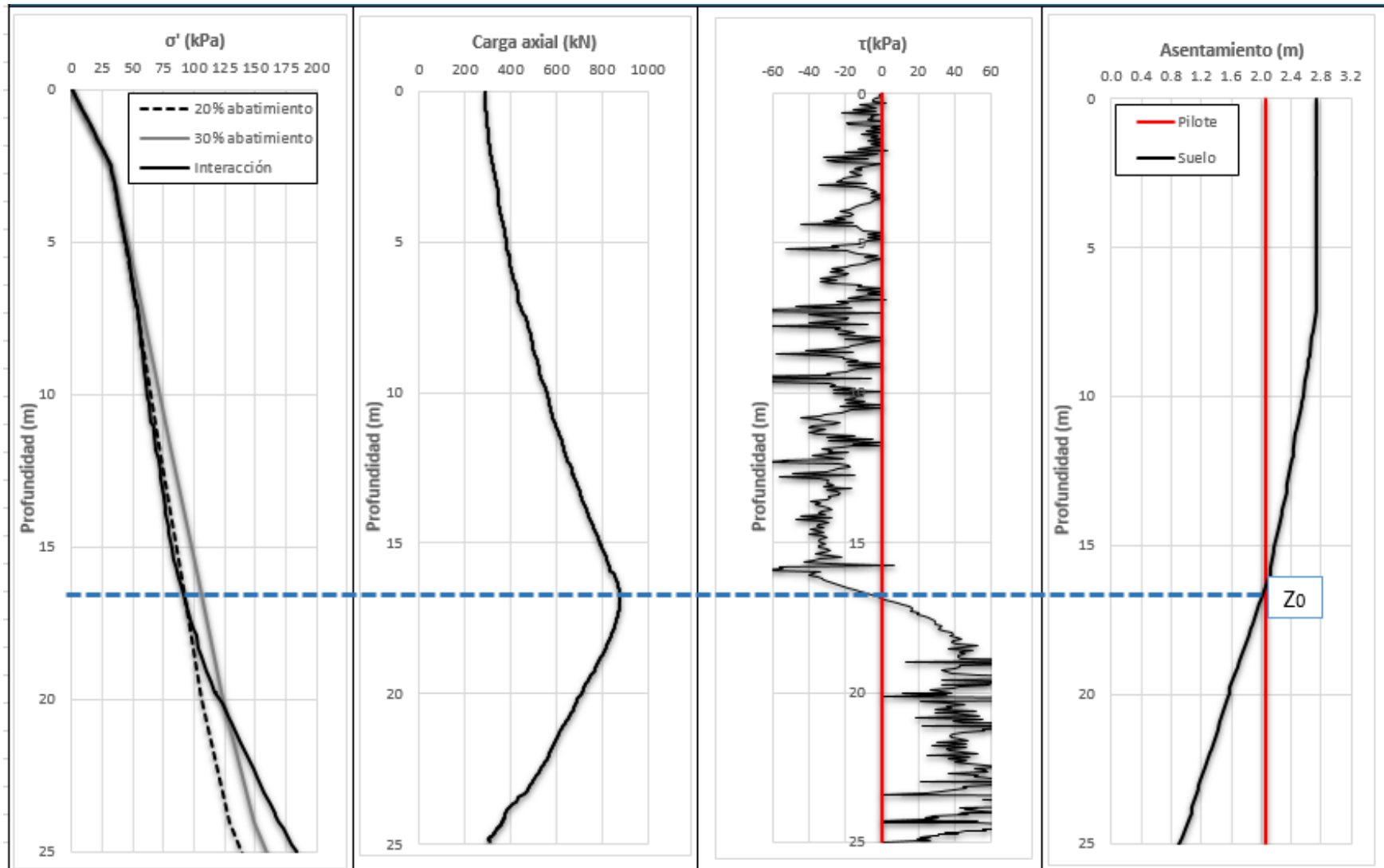


Figura 4.16. Estado de esfuerzos, carga axial, esfuerzo cortante y asentamiento generado considerando modelo de SSC con 30% de abatimiento de las presiones de poro

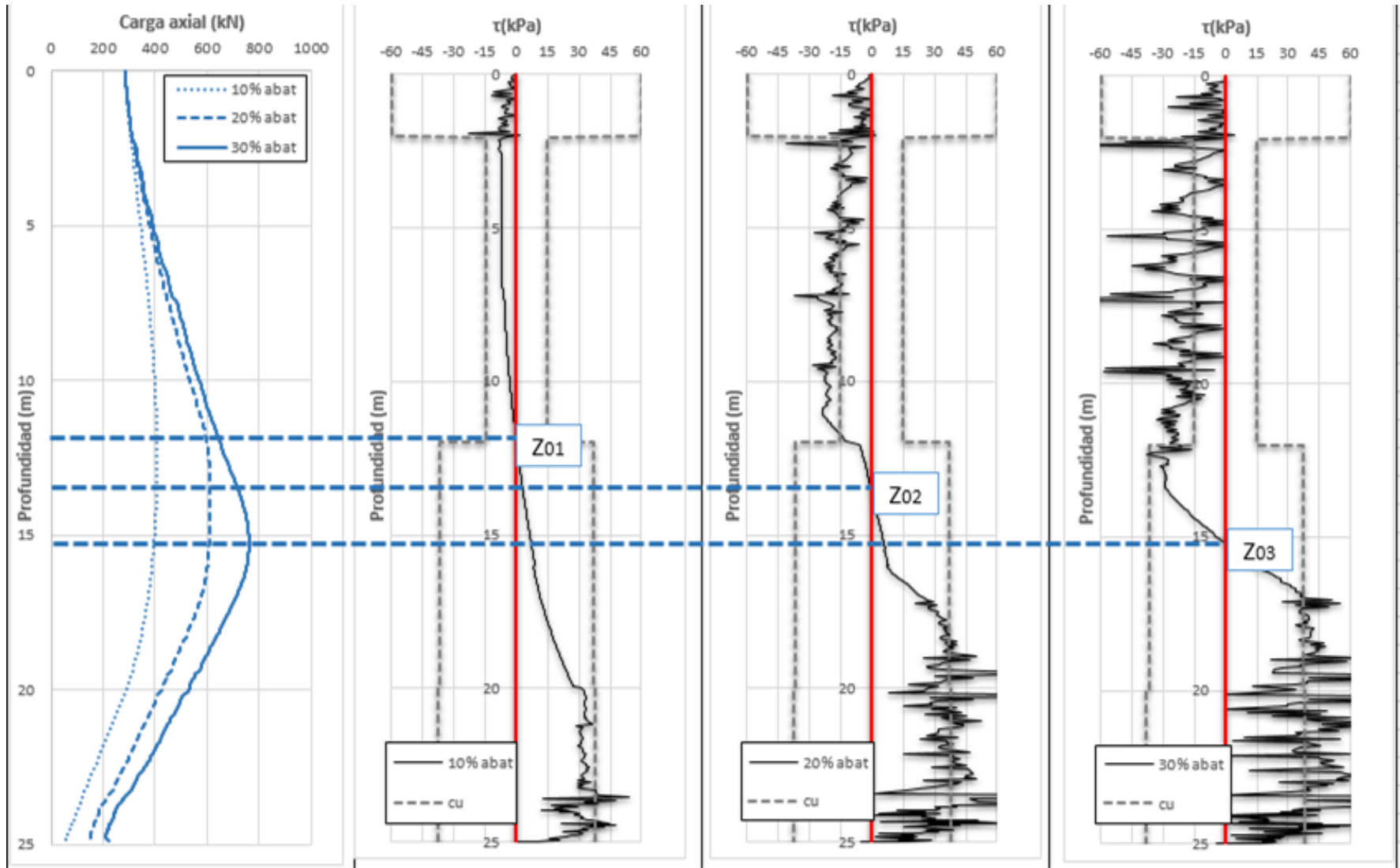


Figura 4.17. Cargas axiales y esfuerzos cortantes para los 3 abatimientos de las presiones de poro considerando modelo de SS

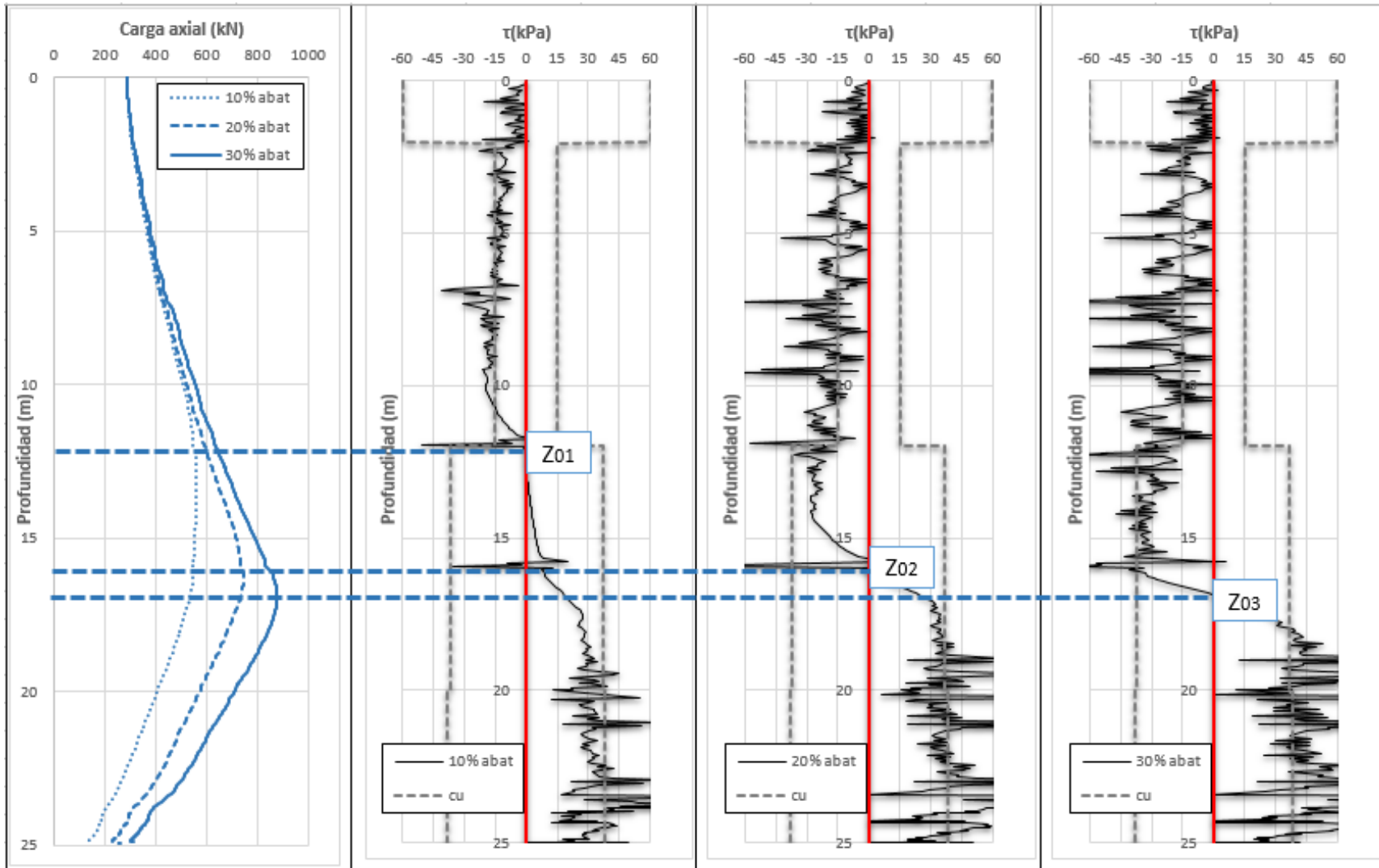


Figura 4.18. Cargas axiales y esfuerzos cortantes para los 3 abatimientos de las presiones de poro considerando modelo de SS

5. CONCLUSIONES

El objetivo de este proyecto de investigación fue estudiar la interacción que se presenta entre un pilote de fricción y el suelo que lo circunda, considerando los procesos de consolidación con cierta relevancia de analizar las deformaciones por creep que se puedan generar en suelos con características típicas de la Zona Lacustre de la Cuenca del Valle de México. Se estudió el estado límite de falla (capacidad de carga) y de servicio (deformaciones) mediante un enfoque analítico y numérico.

Del análisis del estado límite de falla se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- Si se utilizan los parámetros representativos del suelo (no drenados) se puede modelar de manera sencilla el cálculo de la capacidad de carga de un pilote en un modelo axisimétrico de 2 dimensiones.
- La modelación numérica permite simular una prueba de carga estática, a partir de la cual se encuentra la capacidad de carga en función del asentamiento generado durante la aplicación de incrementos de carga sobre la cabeza del pilote.
- La modelación numérica permite obtener resultados similares, en términos de capacidad de carga y de carga axial desarrollada en el fuste y en la punta del pilote, a los derivados por medio de métodos analíticos como los empleados en este trabajo.
- Empleando métodos analíticos y numéricos se puede obtener de manera separada la capacidad de carga desarrollada por fricción y por punta.
- La diferencia de resultados entre ambos métodos es aceptable desde el punto de vista de ingeniería práctica, por lo cual se puede concluir que la modelación numérica reproduce razonablemente bien el fenómeno estudiado.

Del análisis del estado límite de servicio, independientemente del modelo utilizado para el comportamiento de la FAS, se obtuvo que:

- Por medio de la modelación numérica y empleando los parámetros representativos del sistema pilote-suelo se puede encontrar la carga axial, la distribución del esfuerzo cortante a lo largo del fuste del pilote y el cambio en el estado de esfuerzos.
- Aun considerando las deformaciones por creep se constata que el desarrollo de FN no es un problema de capacidad de carga en pilotes (Rodríguez, 2010), además de que decrece la FN conforme se incrementa la carga en la cabeza del pilote, alcanzándose una condición límite para la cual todo el pilote está sometido a fricción positiva.
- El cambio en el de estado de esfuerzos debido a la interacción del pilote con el hundimiento regional se comporta de manera similar al caso donde no se consideran deformaciones por creep. De esta manera, existe un decremento de

- esfuerzos efectivos verticales por FN los cuales resultaron iguales al estado de esfuerzos iniciales, y a partir del eje neutro existe un incremento de esfuerzos debido a la FP que se desarrolla en el fuste del pilote.
- Aun considerando las deformaciones por creep, se constata que la FN desarrollada en el fuste del pilote, no puede generar un decremento de esfuerzos verticales efectivos menores que los iniciales en la masa de suelo (Rodríguez, 2010).
 - La modelación numérica puede predecir el incremento de la capacidad de carga por punta del pilote, producida por la mejora de los parámetros mecánicos del suelo, ocasionados por un proceso de consolidación debido al hundimiento regional.
 - El esfuerzo cortante debido a la interacción del pilote con el hundimiento regional, resultó siempre menor a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo en condiciones no drenadas (c_u).
 - Se recomienda realizar la modelación numérica de un grupo de pilotes en suelos blandos utilizando el modelo de SSC.

Del análisis del estado límite de servicio utilizando el modelo de SSC para el comportamiento de la FAS se obtuvo que:

- El modelo es bastante sensible a los parámetros de conductividad hidráulica (k), índice de compresión secundaria (C_α) y al grado de preconsolidación (OCR).
- Si se utiliza los parámetros representativos del sistema suelo-pilote, los resultados obtenidos en términos de deformaciones son más congruentes si se les compara con los que se obtienen por métodos analíticos.
- En el análisis de la interacción pilote-suelo ante decrementos de presiones de poro (sección 4.4.3), el modelo numérico logra obtener resultados con una diferencia de 497 días respecto a las mediciones de campo mostradas en Figura 4.2, por lo cual el modelo de SSC reproduce razonablemente bien los tiempos de consolidación.
- A diferencia del modelo de SS, el modelo de SSC puede modelar las deformaciones generadas sólo por creep, es decir, deformaciones que pueden generar una vez que haya finalizado el proceso de disipación del exceso de presión de poro.
- Las deformaciones obtenidas por el modelo de SSC son similares a las del método analítico (Mesri, 1974), aun conociendo que estas últimas solo consideran la deformación por consolidación primaria.
- Las deformaciones difieren en gran medida a las obtenidas por el modelo de SS donde éstas últimas no se ajustan a las que se obtienen por medio de métodos analíticos (Mesri, 1974).
- Para el cálculo de deformaciones en suelos blandos normalmente consolidados, donde el fenómeno de consolidación secundaria cobra relevancia, es

recomendable utilizar el modelo SSC para lograr resultados aceptables por medio de la modelación numérica.

Como conclusión general, esta investigación contribuye principalmente al estudio y comprensión de la interacción pilote-suelo cuando existe el fenómeno de hundimiento regional, considerando las deformaciones viscoplásticas que normalmente se presentan en suelos blandos como los de la Cuenca del Valle de México.

6. BIBLIOGRAFÍA

Auvinet, G., & Hanell, J. (1981). Negative skin friction on piles in Mexico City Clay. *Proceedings of the Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*.

Auvinet, G., & Rodríguez, J. (2004). Análisis del comportamiento de pilotes de punta en suelos en proceso de consolidación regional. *Memorias de la XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*.

Auvinet, G., & Rodríguez, J. (2014). Settlement analysis of friction piles in consolidating soft soils. *DYNA*.

Bjerrum. (1967). Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *Geotechnique*.

Buisman. (1936). Results of long duration settlement tests. *Proceedings 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*.

Butterfield. (1979). A natural compression law for soils (an advance on e -log p'). *Géotechnique*.

Gobierno del Distrito Federal. (2004). *Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones*. Distrito Federal.

Janbu. (1969). The resistance concept applied to deformations of soils. *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City*.

Juárez Badillo, & Rico Rodríguez. (2003). *Mecánica de suelos, tomo 1. Fundamentos de la mecánica de suelos*. Limusa.

Laboratorio de Geoinformática, Instituto de Ingeniería, UNAM. (2009). Obtenido de <http://pumas.iingen.unam.mx/geoinformatica/index.html>

Marsal, R., & Mazari, M. (1959). *El subsuelo de la Ciudad de México*. México: Facultad de Ingeniería, UNAM.

Mayne, & Kulhawy. (1982). Ko- OCR Relationships in Soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*.

Mendoza, M. (2004). *Comportamiento de una cimentación con pilotes de fricción en la Ciudad de México, bajo carga estática y sísmica*. México.

Mesri, G. (1974). Theory of consolidation of clays. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*.

Mesri, G., & Godlewski. (1977). Time-and stress-compressibility interrelationship. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.

- Meyerhof, G. G. (1976). Bearing capacity and settlement of pile foundations.
- Ossa, A., Botero, E., Madrigal, M. C., & Ovando Shelley, O. (2016). Evaluación del comportamiento de un tramo de prueba construido a partir de la técnica de compensación parcial de masas de suelos altamente compresibles. *XXVIII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*.
- Peck, R., Hanson, W., & Thornburn, T. (1976). *Ingeniería de Cimentaciones*. Limusa.
- Plaxis. (2012). Material models manual.
- Reese, & O'Neil. (1988). *Drilled shafts: Construction and Design*. Federal Highway Administration.
- Reséndiz, D. (1970). Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la ingeniería de cimentaciones en la Ciudad de México. *Memorias de V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*.
- Reséndiz, D., & Auvinet, G. (1973). Analysis of pile foundations in consolidating soils. *Proc. VIII ICSMFE*.
- Rodríguez, J. (2010). *Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la Ciudad de México*. Ciudad de México, México.
- Santoyo Villa, E., Ovando Shelley, E., & Mooser, F. (2005). *Síntesis geotécnica de la cuenca del valle de México*. Ciudad de México: TGC.
- Tan, A., & Fellenius. (2016). Negative skin friction pile concepts with soil-structure interaction. *Geotechnical Research*.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc.
- Terzaghi, K., Peck, R., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons INC.
- Vesic. (1970). Load transfer in pile-soil systems. *School of Engineering, Duke University, Soil Mechanics series, N° 23*.
- Vesic. (1977). Design of pile foundations. *NCHRP synthesis of highway practice*.
- Wehnert, & Neher. (2000). An evaluation of soft soil models based on trial embankments. *Computer Methods and Advances in Geomechanics: Proceedings of the 10th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*.
- Yin, & Zhu. (1999). Elastic viscoplastic consolidation modelling and interpretation of pore-water pressure responses in clay underneath Tarsiut Island. *Canadian Geotechnical Journal*.

Zeevaert, L. (1973). *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*. Van Nostrand Reinhold.

Zeevaert, L. (1986). Consolidation in the intergranular viscosity of highly compressible soils. *ASTM International*.

Zeevaert, L. (1990). Conceptos básicos en el diseño de cimentaciones compensadas sin y con pilotes de fricción. SMMS.

ANEXOS

Anexo 1

A partir de la modelación de la sección 4.4.3, se presenta los resultados del cambio en el estados de esfuerzos, la carga axial desarrollada en el pilote, el esfuerzo cortante en el fuste y las deformaciones obtenidas para el 10 y 20% de abatimiento de las presiones de poro considerando SS y SSC respectivamente.

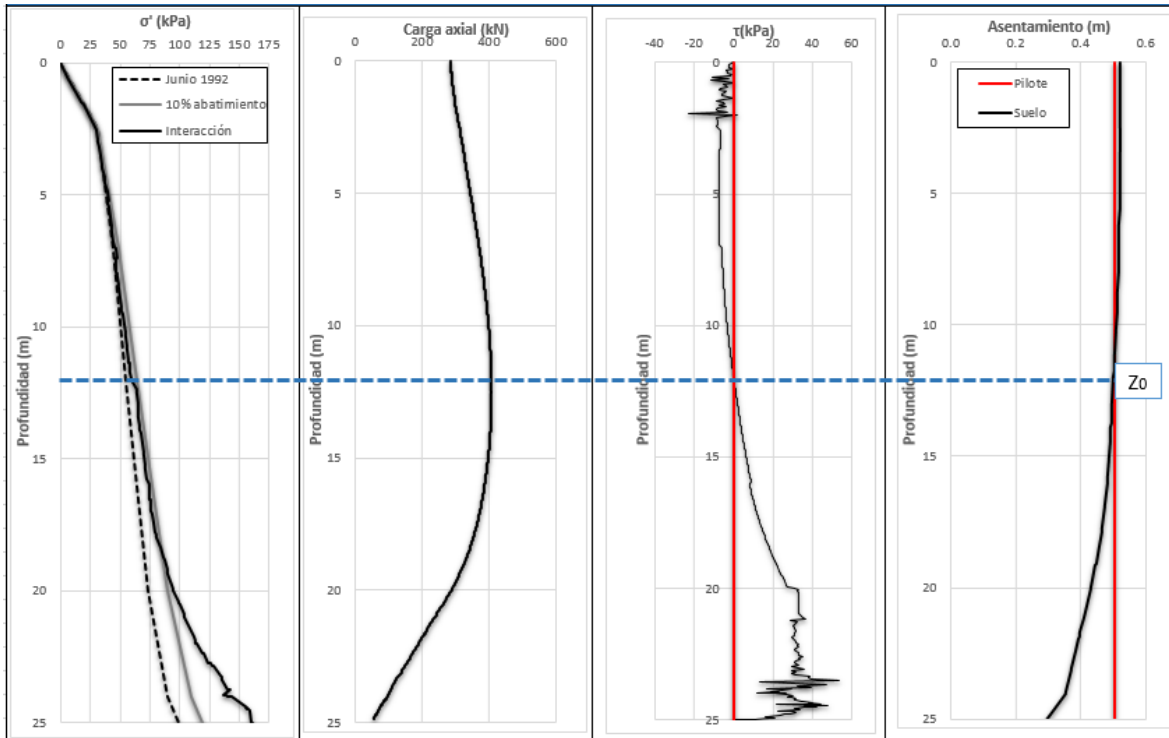


Figura A.1. Estado de esfuerzos, carga axial, esfuerzo cortante y asentamiento generado considerando modelo de SS con 10% de abatimiento de las presiones de poro

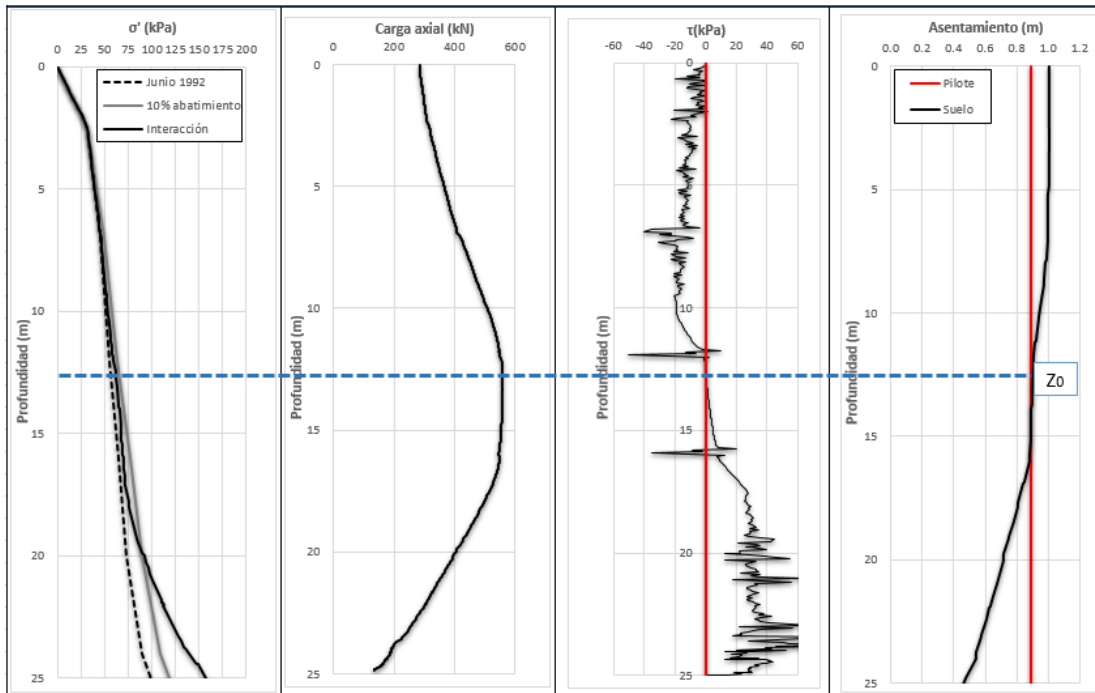


Figura A.2. Estado de esfuerzos, carga axial, esfuerzo cortante y asentamiento generado considerando modelo de SSC con 10% de abatimiento de las presiones de poro

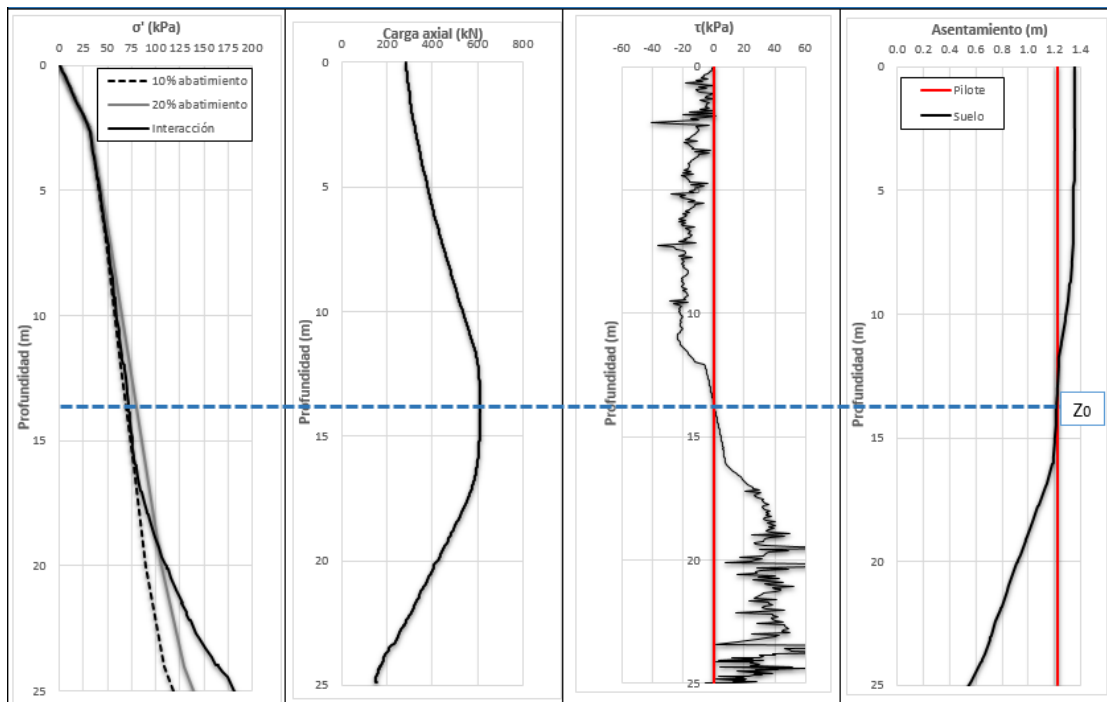


Figura A.3. Estado de esfuerzos, carga axial, esfuerzo cortante y asentamiento generado considerando modelo de SS con 20% de abatimiento de las presiones de poro

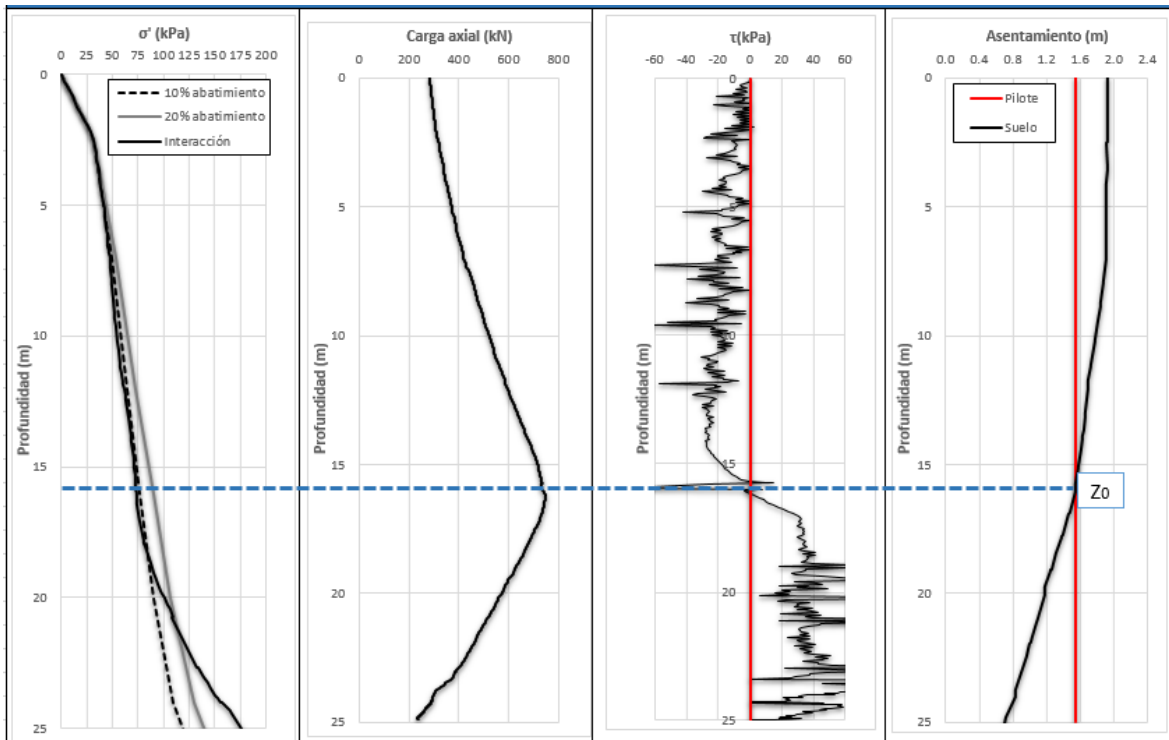


Figura A.4. Estado de esfuerzos, carga axial, esfuerzo cortante y asentamiento generado considerando modelo de SSC con 20% de abatimiento de las presiones de poro