



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

DISEÑO GEOTÉCNICO-ESTRUCTURAL DE PILOTES DE FRICCIÓN Y DE
PUNTA SOMETIDOS A HUNDIMIENTO REGIONAL EN LA ZONA LACUSTRE
DE LA CIUDAD DE MÉXICO

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

PRESENTA:
CARLOS EDUARDO RODRÍGUEZ ROMERO

TUTOR PRINCIPAL
DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD, INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO, ENERO DE 2018

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. ESCOBAR SÁNCHEZ JOSÉ ALBERTO

Secretario: DR. RIVERA CONSTANTINO RIGOBERTO

Vocal: DR. AUVINET GUICHARD GABRIEL

1^{er.} Suplente: DR. BOTERO JARAMILLO EDUARDO

2^{do.} Suplente: M.I. DEMÉNEGHI COLINA AGUSTÍN

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD

FIRMA

DEDICATORIA

*A mis padres María del Pilar Romero Ramírez y
Gilberto Rodríguez Sánchez, a quienes les debo todo.*

AGRADECIMIENTOS

A Dios por brindarme las herramientas necesarias para cumplir mis objetivos.

A Diana Inés Sandoval Rodríguez quien desde siempre me ha apoyado y motivado por ser una mejor persona y a nunca darme por vencido.

A mis padres y mis hermanos, que sin su apoyo esto no hubiera sido posible.

Agradezco sinceramente al Dr. Gabriel Auvinet Guichard por los comentarios hechos para que este trabajo sea más enriquecedor.

A cada uno de los sinodales M.I Agustín Deméneghi Colina, Dr. Rigoberto Rivera Constantino, Dr. Eduardo Botero Jaramillo y Dr. José Alberto Escobar Sánchez por la revisión al texto y los atinados consejos para corregir el mismo.

Al Dr. Alberto Gaxiola Hernández por su amistad y el apoyo para que este trabajo sea más entendible.

Al M.I Yizath Chaar Casarrubia por su apoyo en la realización del capítulo de diseño estructural del presente trabajo.

Al M.I Víctor Pineda Núñez por sus comentarios y apoyo en los modelos numéricos.

Al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por el espacio de trabajo así como por la beca otorgada para la culminación de esta tesis.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por la beca otorgada para realizar mis estudios de maestría.

Agradezco la amistad de mis compañeros Miguel Díaz, Fernando García, Tomás Romero, David Barba, Diego Forero, Diego González, César Lerma, Alberto Gaxiola, Édgar Fernández, Yizath Chaar, y Marcela Feria, un placer convivir con ustedes como lo que son, mi otra Familia.

A mis compañeros de generación y de la Torre de Ingeniería por hacer mi estancia más amena.

RESUMEN

El hundimiento regional que se presenta en la Ciudad de México se deriva de la sobreexplotación de agua para el abastecimiento de la ciudad. Dicho fenómeno tiene consecuencia sobre los elementos de cimentación como lo son los pilotes de fricción y de punta. El efecto que se genera se conoce como fricción negativa. La estimación de la fricción negativa es una tarea compleja por lo cual se tiene que recurrir a la modelación explícita del problema.

El objetivo de esta tesis fue cuantificar la carga axial por fricción negativa que se genera en un grupo de pilotes sometidos a un doble proceso de consolidación. Se desarrollaron modelos basados en el Método del Elemento Finito en tres dimensiones (MEF3D) a base de pilotes de fricción y pilotes de punta. Para ello se empleó el programa PLAXIS 3D el cual permite simular el hundimiento regional y que contiene modelos constitutivos avanzados y validados para los suelos de la zona lacustre de la Ciudad de México.

Se realizó un cálculo analítico para cuantificar la fricción negativa de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del 2017 (NTCDCC 2017). Y a partir de los resultados obtenidos se realizó el diseño estructural de los pilotes para conocer la influencia de la fricción negativa en estos elementos de cimentación.

ABSTRACT

The regional subsidence that presents in Mexico City is derived from the overexploitation of water for the supply of the city. This phenomenon has consequences on the foundation elements such as floating piles and end bearing piles. The effect that is generated is known as negative skin friction. The estimation of negative skin friction is a complex task, which is why we have to resort to the explicit modeling of the problem.

The objective of this thesis was to quantify the axial load by negative skin friction that is generated in a group of piles subjected to a double consolidation process. Models were developed based on the Finite Element Method in three dimensions (MEF3D) based on floating piles and end bearing piles. For this purpose, the PLAXIS 3D program was used, which allows us to simulate regional subsidence and contains advanced and validated constitutive models for the soils of the lake area of Mexico City.

An analytical calculation was made to quantify the negative skin friction according to the Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del 2017 (NTCDCC 2017). From the results obtained, the structural design of the piles was made to know the influence of the negative skin friction in these foundation elements.

CONTENIDO

RESUMEN.....	6
ABSTRACT	7
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Objetivos y alcances	2
1.2 Metodología	2
2 ANTECEDENTES	3
2.1 La cuenca de México	3
2.2 El subsuelo de la Ciudad de México	8
2.2.1 Propiedades físicas y mecánicas del subsuelo de la zona lacustre de la Ciudad de México	8
2.2.2 Estratigrafía del subsuelo de la ciudad de México.....	9
2.3 Hundimiento regional de la ciudad de México.....	13
2.3.1 Causas del hundimiento regional.....	14
2.3.2 Efectos del hundimiento regional en las construcciones	15
2.4 Tipos de cimentaciones empleadas en la ciudad de México.....	17
2.4.1 Cimentaciones superficiales	18
2.4.2 Cimentaciones profundas	19
2.4.3 Cimentaciones especiales	23
2.5 Fricción negativa y causas que la generan	24
2.6 Disposiciones de los reglamentos con respecto a la fricción negativa.....	26
3 MODELOS ANALÍTICOS RESPECTO A FRICCIÓN NEGATIVA EN GRUPOS DE PILOTES	29
3.1 Zeevaert (1973).....	29
3.2 Rodríguez (2010)	33
3.3 Normas Técnicas Complementarias (NTCDCC).....	35

4 ESTUDIO MEDIANTE EL MEF3D DE GRUPO DE PILOTES SOMETIDOS A FRICCIÓN NEGATIVA	39
4.1 Modelo geotécnico	39
4.1.1 Perfil estratigráfico	39
4.1.2 Propiedades de los suelos.....	41
4.1.3 Estado inicial de esfuerzos y condiciones piezométricas	42
4.2 Cimentaciones analizadas	43
4.2.1 Dimensiones en planta de la cimentación	43
4.2.2 Cargas aplicadas	43
4.2.3 Pilotes	43
4.2.4 Separación entre los pilotes	44
4.3 Modelado basado en el MEF3D.....	46
4.3.1 Malla de elementos finitos	47
4.3.3 Etapas de análisis.....	48
5 RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS MODELOS GEOTÉCNICOS DE PILOTES DE FRICCIÓN Y DE PUNTA MEDIANTE EL MEF3D	49
5.1 Resultados en pilotes de fricción.....	49
5.1.1 Desplazamientos verticales en losa de cimentación con pilotes de fricción	49
5.1.2 Carga axial desarrollada en los pilotes interiores, de borde y de esquina	52
5.1.3 Puntos plásticos en el suelo	55
5.2 Resultados en pilotes de punta	58
5.2.1 Desplazamientos verticales en losa de cimentación con pilotes de punta.....	58
5.2.2 Carga axial desarrollada en los pilotes interiores, de borde y de esquina	61
5.2.3 Puntos plásticos en el suelo	63
6 RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS PARA LA OBTENCIÓN DE LA FRICCIÓN NEGATIVA MEDIANTE LAS NTCDCC 2017	66

6.1 Resultados en pilotes de fricción.....	66
6.1.1 Comparación de resultados en pilotes de fricción entre el modelado numérico (MEF3D) y la solución analítica (NTCDCC 2017).....	68
6.2 Resultados en pilotes de punta	71
6.2.1 Comparación de resultados en pilotes de punta entre el modelado numérico (MEF3D) y la solución analítica (NTCDCC 2017).....	72
7 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCIÓN Y DE PUNTA	74
7.1 Generalidades del diseño estructural en cimentaciones	74
7.1.1 Diseño de pilotes como columnas cortas	75
7.1.2 Diseño de pilotes por instalación	78
7.2 Resultados del diseño de pilotes de fricción y de punta como columnas cortas	79
7.2.1 Resultados en pilotes de fricción	79
7.2.2 Resultados en pilotes de punta.....	81
7.3 Resultados del diseño de pilotes de fricción y de punta por izaje	83
7.3.1 Resultados en pilotes de fricción	83
7.3.2 Resultados en pilotes de punta.....	86
8 CONCLUSIONES GENERALES.....	87
BIBLIOGRAFÍA.....	94
ANEXO 1. MODELOS CONSTITUTIVOS EMPLEADOS	A

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Localización de la cuenca de México en el contexto nacional y en el eje Neovolcánico. Laboratorio de Geoinformática II-UNAM	3
Figura 2.2. Fisiografía la cuenca del valle de México. Juárez (2015),	5
Figura 2.3. Esquema de los lagos dentro de la Cuenca de México y los ríos principales (CONAGUA, 2012)	5
Figura 2.4. Panorama del lago de México y la isla de Tenochtitlan-Tlatelolco en 1519, pintura de Luis Covarrubias (Arqueología Mexicana, 2004), citado por Juárez (2015)	7
Figura 2.5. Geología y morfología de la cuenca de México (Santoyo et al., 2005)	7
Figura 2.6. Zonificación geotécnica para el Distrito Federal (GDFb, 2004).....	10
Figura 2.7. Corte estratigráfico en el suelo subyacente a la Catedral Metropolitana de la ciudad de México. Pág. 22, “Catedral Metropolitana, Hundimiento y Rescate, Instituto de Ingeniería”, 2013.....	12
Figura 2.8. Evolución del hundimiento regional durante el periodo de 1898 a 2005 (Laboratorio de geoinformática, 2009), citado en (Rodríguez, 2010).....	14
Figura 2.9. Perfil típico del abatimiento de las presiones de poro en la zona del Lago. (Rodríguez, 2010).....	15
Figura 2.10. Consecuencias del hundimiento regional sobre el gran canal. (Ortega, 2013)..	16
Figura 2.11. Emersión aparente de un grupo de pilotes de punta por efecto del hundimiento regional. (Rodríguez, 2010)	17
Figura 2.12. Cimentaciones comúnmente empleadas en la ciudad de México (Mendoza, 2004).	19
Figura 2.13. Pilotes de fricción.....	22
Figura 2.14. a) Cargas resistentes (fricción positiva y resistencia por punta) y cargas actuantes (fricción negativa y carga en la cabeza); b) Carga axial desarrollada y c) Esfuerzos cortantes desarrollados por fricción negativa y positiva en pilotes de fricción.....	24
Figura 2.15. a) Cargas resistentes (fricción positiva y resistencia por punta) y cargas actuantes (fricción negativa y carga en la cabeza); b) Carga axial desarrollada y c) Esfuerzos cortantes desarrollados por fricción negativa y positiva en pilotes de punta	25
Figura 3.1. Esfuerzos efectivos sobre el fuste del pilote (Zeevaert, 1973).....	30
Figura 3.2. Áreas tributarias para grupos de pilotes (Zeevaert, 1973)	32

Figura 3.3. Consideraciones para la fricción negativa (Auvinet y Rodríguez, 2016) citado en Pineda (2016)	37
Figura 4.1. Perfil estratigráfico (Rodríguez, 2010)	40
Figura 4.2. a) Estado inicial de esfuerzos y b) Condiciones piezométricas actuales y previstas (Rodríguez, 2010).....	42
Figura 4.3. Modelo de una losa de cimentación con pilotes en un programa de MEF3D	46
Figura 4.4. Malla de elementos finitos para una losa de 15 m de lado	47
Figura 4.5. Condiciones de frontera del modelo	48
Figura 5.1. Desplazamientos verticales de la etapa 1 (Aplicación de carga) en pilotes de fricción	50
Figura 5.2. Desplazamientos verticales de la etapa 3. (Aplicación de carga + abatimiento extremo) en pilotes de fricción	51
Figura 5.3. Desplazamientos verticales de la etapa 2. (Aplicación de carga + abatimiento moderado) en pilotes de fricción.....	51
Figura 5.4. Carga axial (Q_p) para las diferentes etapas consideradas en pilotes de fricción .	53
Figura 5.5. Puntos de falla en el suelo para la etapa 1 en pilotes de fricción.....	56
Figura 5.6. Puntos de falla en el suelo para la etapa 2	57
Figura 5.7. Puntos de falla en el suelo para la etapa 3	57
Figura 5.8. Área tributaria de pilotes interiores	58
Figura 5.9. Desplazamientos verticales de la etapa 2. (Aplicación de carga + abatimiento moderado) en pilotes de punta	59
Figura 5.10. Desplazamientos verticales de la etapa 1 (Aplicación de carga) en pilotes de punta	59
Figura 5. 11. Desplazamientos verticales de la etapa 3. (Aplicación de carga + abatimiento extremo) en pilotes de punta	60
Figura 5.12. Carga axial (Q_p) para las diferentes etapas consideradas en pilotes de punta .	61
Figura 5.13. Puntos de falla en el suelo para la etapa 1 en pilotes de punta.....	64
Figura 5.14. Puntos de falla en el suelo para la etapa 2 en pilotes de punta.....	65
Figura 5.15. Puntos de falla en el suelo para la etapa 2 en pilotes de punta.....	65
Figura 6.1. Carga axial (Q_p) para las diferentes etapas consideradas en pilotes de fricción contemplando las NTCDCC 2017.....	67
Figura 6.2. Obtención de la magnitud de la fricción negativa.....	71

Figura 7.1. Diagrama de interacción y deformaciones en los diferentes puntos de la curva para la sección.....	76
Figura 7.2. Puntos de izaje en pilotes	78
Figura 7.3. Diagramas de interacción para la etapa 1 en pilotes de fricción	79
Figura 7.4. Diagramas de interacción para la etapa 2 en pilotes de fricción	80
Figura 7.5. Diagramas de interacción para la etapa 3 en pilotes de fricción	80
Figura 7.6. Diagramas de interacción para la etapa 1 en pilotes de punta	81
Figura 7.7. Diagramas de interacción para la etapa 2 en pilotes de punta	82
Figura 7.8. Diagramas de interacción para la etapa 3 en pilotes de punta	82
Figura 7.9. Diagramas de cortante (a) y de momento (b) para una configuración de 2 puntos de apoyo para izaje en pilotes de fricción	83
Figura 7.10. Diagramas de cortante (a) y de momento (b) para una configuración de 2 puntos de apoyo para izaje en pilotes de punta	86

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1. Valores típicos de las arcillas del valle de México (Auvinet, 2012).....	9
Tabla 3.1. Coeficiente $N_c *$ para distintos valores de ϕ_u	38
Tabla 4.1. Propiedades del modelo Mohr-Coulomb	41
Tabla 4.2. Propiedades del modelo Soft-Soil	41
Tabla 4.3. Número de pilotes de acuerdo con SELF	45
Tabla 5.1. Desplazamientos máximos y netos en las diferentes etapas consideradas para pilotes de fricción	52
Tabla 5.2. Carga axial por fricción negativa en pilotes de fricción.....	54
Tabla 5.3. Profundidad del eje neutro para pilotes de fricción.....	54
Tabla 5.4. Descargas en la cabeza en los pilotes de fricción	54
Tabla 5.5. Desplazamientos máximos y netos en las diferentes etapas consideradas para pilotes de punta	60
Tabla 5.6. Carga axial por fricción negativa en pilotes de punta	62
Tabla 5.7. Profundidad del eje neutro para pilotes de punta	62
Tabla 5.8. Descargas en la cabeza en los pilotes de punta	62
Tabla 6.1. Carga axial por fricción negativa en pilotes de fricción según las NTCDCC 2017.....	68
Tabla 6.2. Profundidades del eje neutro en pilotes de fricción según las NTCDCC 2017	68
Tabla 6.3. Comparativa de carga axial por fricción negativa entre el MEF3D y las NTCDCC 2017 en pilotes de fricción	69
Tabla 6.4. Comparativa de la profundidad del eje neutro entre el MEF3D y las NTCDCC 2017 en pilotes de fricción	69
Tabla 6.5. Coeficientes de reducción para el cálculo de la fricción negativa sobre pilas o pilotes apoyados sobre un estrato duro (NTDCC 2017)	72
Tabla 6.6. Carga axial por fricción negativa en pilotes de punta según las NTCDCC 2017 ...	72
Tabla 6.7. Comparativa de carga axial por fricción negativa entre el MEF3D y las NTCDCC 2017 en pilotes de punta.....	73
Tabla 7.1. Comparativa de momentos resistentes de la sección en las diferentes etapas y distintos pilotes vs el momento último de su instalación en pilotes de fricción	85
Tabla 7.2. Comparativa de momentos resistentes de la sección en las diferentes etapas y distintos pilotes vs el momento último de su instalación en pilotes de punta.....	86

SIMBOLOGÍA

a	=	<i>longitud de influencia</i>
\bar{a}_i, A_T	=	<i>área tributaria efectiva del pilote</i>
A	=	<i>superficie del grupo de pilotes</i>
A_g	=	<i>área bruta de la sección transversal</i>
A_L	=	<i>área lateral del pilote</i>
A_p, a_p	=	<i>área transversal del pilote</i>
A_s	=	<i>área total de refuerzo longitudinal en columnas</i>
A_v	=	<i>área de ramas de refuerzo por tensión diagonal</i>
B	=	<i>ancho de la losa de cimentación</i>
C_f	=	<i>capacidad de carga por adherencia lateral</i>
C_f^-	=	<i>capacidad de carga por fricción negativa</i>
C_f^+	=	<i>capacidad de carga por fricción positiva</i>
C_R	=	<i>coeficiente de reducción</i>
C_p	=	<i>capacidad por punta</i>
c_u	=	<i>cohesión aparente del suelo de la resistencia no drenada</i>
D	=	<i>diámetro del pilote</i>
D_f	=	<i>profundidad de desplante del pilote</i>
E_u	=	<i>módulo de elasticidad no drenado</i>
E'	=	<i>módulo de elasticidad drenado</i>
f	=	<i>adherencia lateral media pilote-suelo</i>
f'_c	=	<i>resistencia especificada del concreto a compresión</i>
f_c^*	=	<i>resistencia nominal del concreto a compresión</i>
f_y	=	<i>esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo</i>

$FN =$	<i>fricción negativa</i>
$FP =$	<i>fricción positiva</i>
$F_c =$	<i>factor de carga</i>
$F_R =$	<i>factor de reducción</i>
$f_L _{z_0}^{z_p}$	<i>resistencia media al corte desde z_0 hasta z_p</i>
$ F^+ _{z_0}^{z_p}$	<i>fricción positiva desarrollada desde z_0 hasta z_p</i>
$ F^- _{D_f}^{z_0}$	<i>fricción negativa desarrollada desde D_f hasta z_0</i>
K	<i>módulo volumétrico</i>
$K_0 =$	<i>coeficiente lateral de presión de tierras en reposo</i>
$K_0^{NC} =$	<i>coeficiente lateral de presión de tierras en reposo normalmente consolidado</i>
$L =$	<i>longitud de la losa de cimentación</i>
$L_p =$	<i>longitud del pilote</i>
$M =$	<i>relación de esfuerzos en el plano $\ln p' - v$</i>
$M^* =$	<i>relación de esfuerzos en el plano $\ln p' - v$ respecto al ángulo de dilatación</i>
$N_c^* =$	<i>coeficiente de capacidad de carga</i>
$(NF)_i =$	<i>fricción negativa del intervalo i</i>
$N_p =$	<i>número de pilotes en el grupo</i>
$POP =$	<i>esfuerzo de sobre-consolidación</i>
$P_p =$	<i>perímetro del pilote</i>
$P_u =$	<i>carga última</i>
$p_v =$	<i>presión vertical total</i>
$\bar{p}_v =$	<i>presión vertical efectiva</i>
$p' =$	<i>esfuerzo efectivo isotrópico</i>
$q =$	<i>esfuerzo desviador</i>

Q	=	<i>carga total en la cimentación</i>
Q_L	=	<i>presión efectiva de contacto losa-suelo</i>
$Q_{m\acute{a}x}$	=	<i>carga máxima en la cabeza de los pilotes</i>
Q_p	=	<i>carga axial desarrollada en el pilote</i>
\bar{r}_0	=	<i>radio efectivo</i>
R	=	<i>capacidad de carga del pilote, grupo de pilotes o cimentación</i>
R_{pilote}	=	<i>resistencia última del grupo de pilotes</i>
S	=	<i>separación entre pilotes, separación del acero de refuerzo transversal</i>
U, Q_{sub}	=	<i>fuerza por subpresión del agua sobre el cajón</i>
u	=	<i>presión de poro</i>
V	=	<i>fuerza cortante que actúa en una sección</i>
V_{cR}	=	<i>fuerza cortante de diseño que toma el concreto</i>
V_{sR}	=	<i>fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo transversal</i>
V_u	=	<i>fuerza cortante de diseño</i>
W	=	<i>peso total aplicado</i>
z_0	=	<i>profundidad del eje neutro</i>
z_p	=	<i>profundidad de la punta del pilote</i>
α_i	=	<i>coeficiente de adherencia lateral</i>
$\beta_{zeevaert}$	=	<i>separación entre pilotes en sentido horizontal de acuerdo con Zeevaert</i>
γ	=	<i>peso volumétrico del material</i>
$\Delta\sigma_{z_0}$	=	<i>incremento del esfuerzo efectivo debido al abatimiento de las presiones intersticiales a la profundidad</i>
η	=	q/p'
λ	=	<i>índice de compresión</i>
$\lambda_{zeevaert}$	=	<i>separación entre pilotes en el sentido longitudinal de acuerdo con Zeevaert</i>

$\kappa =$	<i>Índice de recompresión</i>
$\nu' =$	<i>relación de Poisson drenada</i>
$\nu_u =$	<i>Relación de Poisson no drenada</i>
$\rho =$	<i>cuantía del acero de refuerzo</i>
$\sigma_0 =$	<i>esfuerzo vertical efectivo inicial de acuerdo con Zeevaert</i>
$\sigma'_v =$	<i>esfuerzo vertical efectivo</i>
$\phi' =$	<i>ángulo de fricción de una prueba triaxial CD</i>
$\phi_u =$	<i>ángulo de fricción aparente de pruebas triaxiales UU ó CU</i>
$v =$	<i>volumen específico</i>
$\psi =$	<i>ángulo de dilatancia</i>

1 INTRODUCCIÓN

A causa de las restricciones de espacio provocadas por el acelerado desarrollo de las grandes ciudades, entre ellas la Ciudad de México, la sociedad ha tenido la necesidad de encauzar el crecimiento de la infraestructura de manera vertical. Por esta razón las construcciones tienden a ser más pesadas y debido a las características precarias de la zona lacustre de la ciudad i.e. suelos arcillosos, compresibles y con baja resistencia al esfuerzo cortante, siendo necesario recurrir a cimentaciones profundas para lograr un funcionamiento adecuado.

El hundimiento regional está relacionado a la reducción de las cargas piezométricas del valle de México derivada de la sobreexplotación de agua para el abastecimiento de la ciudad. Esto ha provocado la disminución de las presiones de poro y el consecuente incremento en los esfuerzos efectivos de las partículas de suelo, por lo que se han originado hundimientos que afectan a diferentes estructuras como sistemas de drenaje, monumentos históricos y edificios departamentales. Este proceso inducido por el hombre, provoca grandes cambios en el comportamiento de cimentaciones.

Al efecto provocado por el hundimiento regional sobre los elementos de cimentación se le conoce como *fricción negativa*. Ésta afecta a elementos como los cajones de cimentación, y a las pilas y/o pilotes que se utilizan con frecuencia en la zona lacustre del valle de México.

El fenómeno del hundimiento regional se caracteriza por incrementar los elementos mecánicos sobre estos elementos de cimentación, provocando deformaciones que afectan su funcionamiento estructural, sus condiciones geométricas iniciales, generando un incremento substancial de carga axial; siendo ésta última la característica que podría preponderar para su diseño estructural. Por esta razón hay que tomar en cuenta éste fenómeno, ya que un mal diseño puede tener graves consecuencias en el comportamiento de la construcción. Y siendo la estimación de la fricción negativa un problema complejo, es recomendable recurrir a la modelación numérica explícita del problema.

1.1 Objetivos y alcances

El objetivo de esta tesis es cuantificar la carga axial por fricción negativa que se genera en un grupo de pilotes sometidos a un doble proceso de consolidación como se presenta en la zona lacustre de la Ciudad de México. Esto para una cimentación losa-pilotes de fricción y losa-pilotes de punta, estudiando la interacción losa-pilote, pilote-pilote, suelo-pilote y losa-suelo para después realizar su diseño estructural.

Alcances:

- Realizar un análisis mediante el Método del Elemento Finito en tres dimensiones (MEF 3D) que permita simular el hundimiento regional de la Ciudad de México para cuantificar el desarrollo de fricción negativa en pilotes hincados en la zona lacustre de la ciudad de México.
- Realizar un cálculo analítico para cuantificar la fricción negativa de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del 2017 (NTCDCC 2017)
- Realizar un diseño estructural de los pilotes considerando el efecto por hundimiento regional

1.2 Metodología

Se llevó a cabo una exhaustiva revisión bibliográfica con el fin de conocer las causas y consecuencias principales de la fricción negativa así como su relación con el diseño geotécnico y estructural de cimentaciones con pilotes de punta y de fricción.

Se definió el modelo geotécnico por medio de la base de datos del Laboratorio de Geoinformática y bibliografía externa. A partir de éste se obtuvo un perfil estratigráfico característico de la zona lacustre de la Ciudad de México; propiedades físicas y mecánicas de los suelos, estado inicial de esfuerzos y condiciones piezométricas.

Se desarrollaron modelos basados en el MEF3D a base de pilotes de fricción y de punta con las consideraciones del valle de México. Para ello se empleó el programa PLAXIS 3D el cual contiene modelos constitutivos avanzados y validados para los suelos de la zona lacustre de la Ciudad de México. Y a partir de los resultados obtenidos se realizó el diseño estructural de los pilotes para conocer la influencia de la fricción negativa en las cimentaciones.

2 ANTECEDENTES

2.1 La cuenca de México

La cuenca de México es una cuenca cerrada, situada en la parte central de la provincia fisiográfica denominada “Eje Neovolcánico Transmexicano”. Al sur poniente de esta cuenca se ubica el área de estudio conocida como Valle de México, ocupando un área aproximada de 8,000 km² (Figura 2.1).

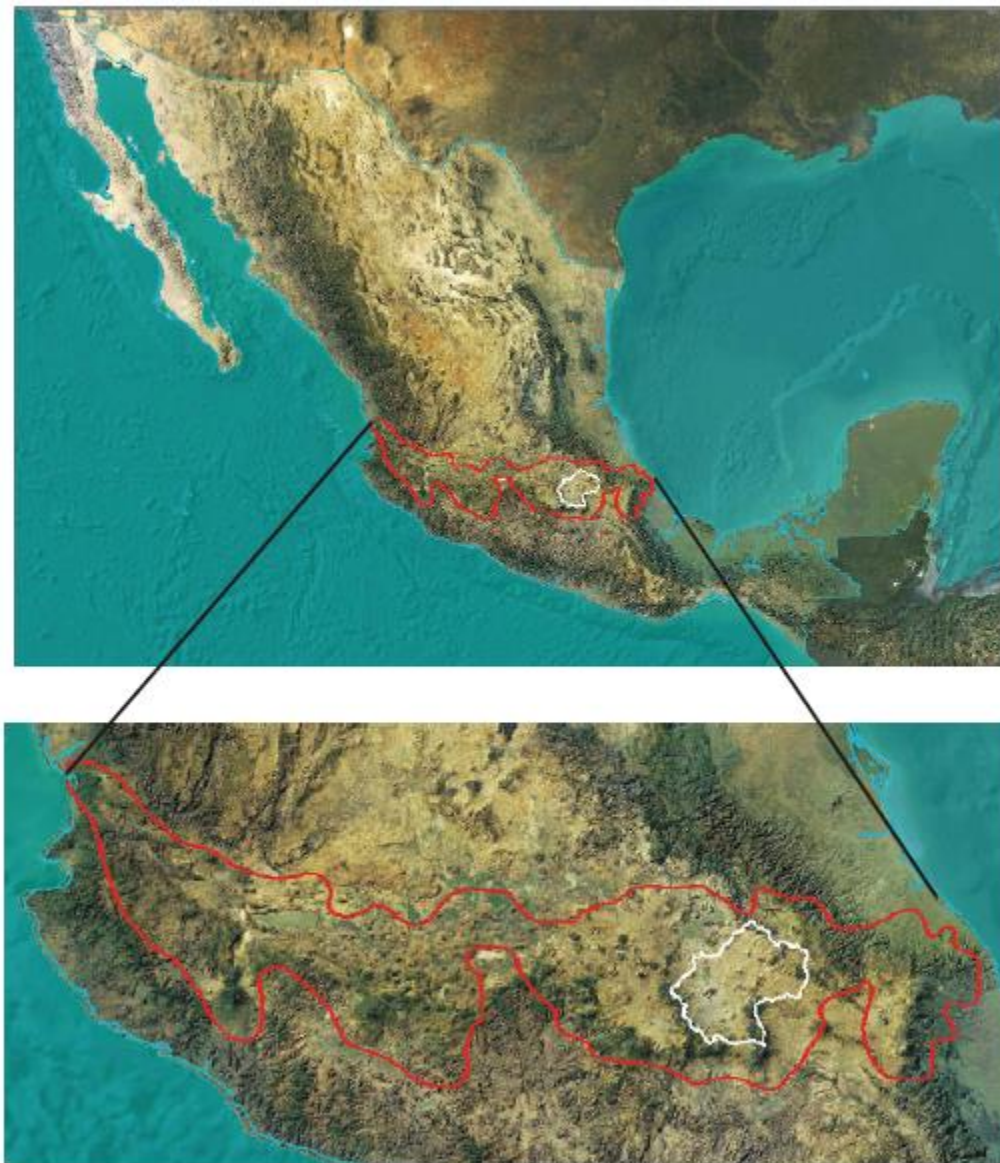


Figura 2.1. Localización de la cuenca de México en el contexto nacional y en el eje Neovolcánico. Laboratorio de Geoinformática II-UNAM

La extensión superficial de la Cuenca del Valle de México, es de 9600 km², superficie que incluye a la Ciudad de México y parcialmente áreas de las entidades federativas del Estado de México, Puebla, Tlaxcala e Hidalgo.

Los límites naturales más sobresalientes de la cuenca de México son (CONAGUA, 2002): La sierra de Pachuca al noreste las Sierras de Chichucuatlán y del Tepozán, que se derivan de la Sierra Madre Oriental; al este y al sureste, la Sierra Nevada, donde destacan en su porción septentrional los cerros Tláloc, Telapón y el Papayo y en el meridional, el Iztaccíhuatl y el Popocateptl; al sur, la Sierra de Chichinautzin; al suroeste, la Sierra de las Cruces; al oeste, las Sierras de Monte Alto y Monte Bajo; y al noroeste, la Sierra de Tezontlalpan o Tolcayuca, que al conectarse con la de Pachuca, complementa el circuito.

En el interior de la cuenca se encuentran otras formaciones orográficas: al norte, la Sierra de Guadalupe, marcando el extremo septentrional de la ciudad de México; al este, la Sierra de Santa Catarina, formada por una sucesión de volcanes extintos que se extiende desde la Sierra Nevada y termina en el Cerro de la Estrella y la Caldera, el volcán de Xico y el Cerro del Pino, en el dominio de Chalco; y dentro del perímetro urbano, el Peñón de los Baños, el Peñón del Marqués (Figura 2.2).

En el Cuaternario Superior se formó la Sierra Chichinautzin que impidió el drenaje de las aguas hacia Cuernavaca, lo que provocó la acumulación de agua. Los principales lagos que se formaron son: Lago de Zumpango, Lago Xaltocan, Lago de Texcoco, Lago de Xochimilco y Lago de Chalco (Figura 2.3).

La ciudad Tenochtitlan, capital del Imperio Azteca, se fundó en 1352 en una isla dentro de la cuenca de México, formada en ese entonces por los lagos mencionados anteriormente. En la Figura 2.4 se presenta una pintura de Luis Covarrubias, que muestra un panorama del Lago de México y la isla de Tenochtitlan-Tlatelolco hacia el año 1519 (Arqueología Mexicana, 2004), citada en Juárez (2015).

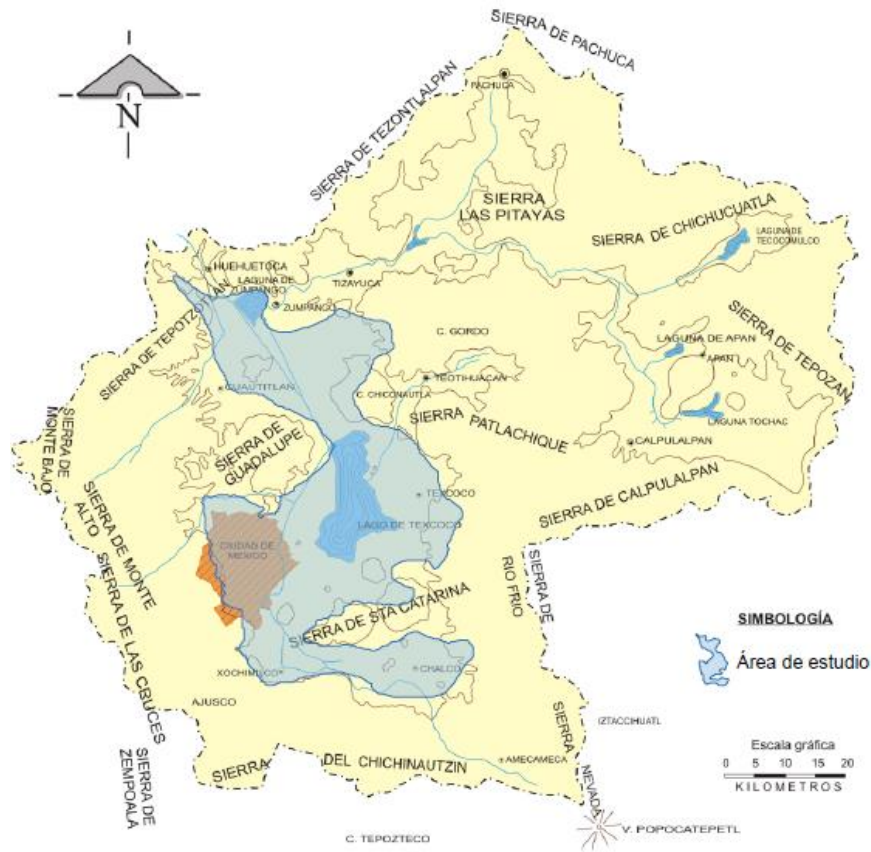


Figura 2.2. Fisiografía la cuenca del valle de México. Juárez (2015),



Figura 2.3. Esquema de los lagos dentro de la Cuenca de México y los ríos principales (CONAGUA, 2012)

En la Figura 2.4 se observa la extensión de la isla, así como las tres calzadas que conectaban a la isla con tierra firme y las obras hidráulicas que ayudaron a impedir inundaciones de la ciudad, los albarradones de Nezahualcóyotl y de Ahuízotl, mejor conocido como albarradón de San Lázaro.

A la llegada de los españoles en 1521, los lagos se encontraban en desecación, debido a que los aztecas rellenaban el lago para construir terraplenes y extender la ciudad.

Durante el siglo XVII, la ciudad comenzó a presentar grandes inundaciones, por lo que en 1628 Enrico Martínez propuso la construcción del tajo de Nochistongo para facilitar la salida del agua de la cuenca hacia las montañas del norte (dicha obra se terminó en 1789). Posteriormente, durante el siglo XX se construyeron obras de drenaje como el gran canal de desagüe y los túneles de Tequisquiac para que descargaran en el río Tula las aguas que elevaban el nivel del lago.

En 1975, se inauguró el sistema de drenaje profundo de la ciudad de México. Estas obras hidráulicas y otras complementarias además de evitar grandes inundaciones, ayudaron a la desecación casi total de los lagos de la cuenca (Jaime, 1988).

La disposición de los sedimentos en la Cuenca de México es un factor importante en la variación de los espesores de las formaciones arcillosas. Los espesores de arcilla, de acuerdo con Aguayo et al., (1989), variaban por las fluctuaciones del nivel de agua en los lagos, debido a las eras glaciares e interglaciares. El espesor de la arcilla lacustre varía desde unos cuantos centímetros en el perímetro de la cuenca, hasta 200m en el lago de Xochimilco-Chalco y en el lago de Texcoco.

La geología y morfología actual de la Cuenca de México muestra la evolución que sufrió a través de millones de años (Figura 2.5). Dicha complejidad se ha estudiado desde ya casi dos siglos y aún sigue motivando estudios para su entendimiento. Desplantando en ella una de las ciudades más grandes del mundo, la ciudad de México.



Figura 2.4. Panorama del lago de México y la isla de Tenochtitlan-Tlatelolco en 1519, pintura de Luis Covarrubias (Arqueología Mexicana, 2004), citado por Juárez (2015)

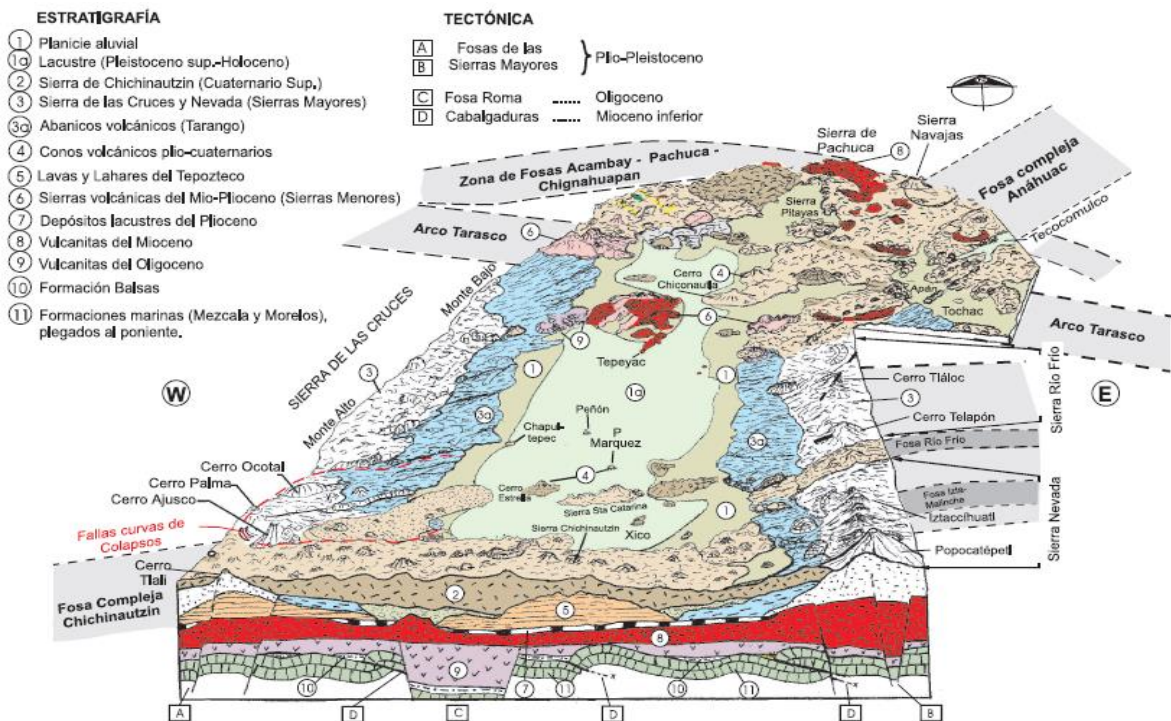


Figura 2.5. Geología y morfología de la cuenca de México (Santoyo et al., 2005)

2.2 El subsuelo de la Ciudad de México

Los suelos de la cuenca de México se formaron durante los períodos Pleistoceno y Holoceno. Estos suelos son consecuencia del proceso de depósito y alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre.

El proceso sufrió largas interrupciones durante los períodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación inducida por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas; eventualmente en los períodos de sequía también ocurrían erupciones volcánicas que formaban costras duras cubiertas por arenas volcánicas (Santoyo *et al.*2005).

2.2.1 Propiedades físicas y mecánicas del subsuelo de la zona lacustre de la Ciudad de México

En la Tabla 2.1 se muestran algunos datos sobre las propiedades mecánicas del subsuelo de la Ciudad de México. Sin embargo, sería un error precisar que estos son en sentido general específicos de la zona lacustre de la Ciudad de México, aunque son una excelente base para tener en mente un orden de estos parámetros correspondientes a las arcillas que yacen en el valle.

Marsal y Mazari (1959) realizaron numerosas pruebas a la arcilla lacustre de la ciudad de México para conocer las condiciones generales del subsuelo. Sus estudios fueron de gran apoyo para los ingenieros de la práctica en años anteriores; hoy en día sirven como punto de comparación para observar los cambios que han sufrido estos suelos, ante los fenómenos como el hundimiento regional.

Ovando (2013), realizó pruebas de consolidación en un mismo sitio en diferentes años (1952, 1986 y 2001) y observó una relación de vacíos menor en las muestras actuales comparadas con las anteriores. Esto nos muestra que las propiedades de los suelos cambian con el tiempo y que es necesario hacer un estudio del subsuelo al inicio de cada proyecto de ingeniería.

Tabla 2.1. Valores típicos de las arcillas del valle de México (Auvinet, 2012)

Parámetro	Valor
Relación de vacíos (e)	5 a 10
Porosidad (n)	0.83 a 0.9
Contenido de agua (w)	220 a 420%
Límites de Atterberg	WL= 110 a 458% WP= 37 a 116%
Índice de plasticidad	IP= 73 a 342%
Permeabilidad (k)	1×10^{-7} cm/s
Índice de compresibilidad	3 a 8
Módulo no drenado (E_u)	4000 a 7000 kPa
Resistencia al corte no drenada (C_u)	15-35 kPa
Sensibilidad	8
Ángulo de fricción interna	34 a 41 °
Velocidad de onda cortante	< 100 m/s

2.2.2 Estratigrafía del subsuelo de la ciudad de México

Como lo define el artículo 170 del Título Sexto del reglamento (GDFa, 2004) de la ciudad de México, otrora Distrito Federal, se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

- Zona I. Lomas, están formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados.
- Zona II. Transición, en esta los depósitos profundos se encuentran a 20m de profundidades, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo-arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetro y pocos metros.
- Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos

superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50m.

Esta zonificación (Figura 2.6) geotécnica vigente para la ahora ciudad de México puede observarse en las NTCDCC 2004 (GDFb, 2004)

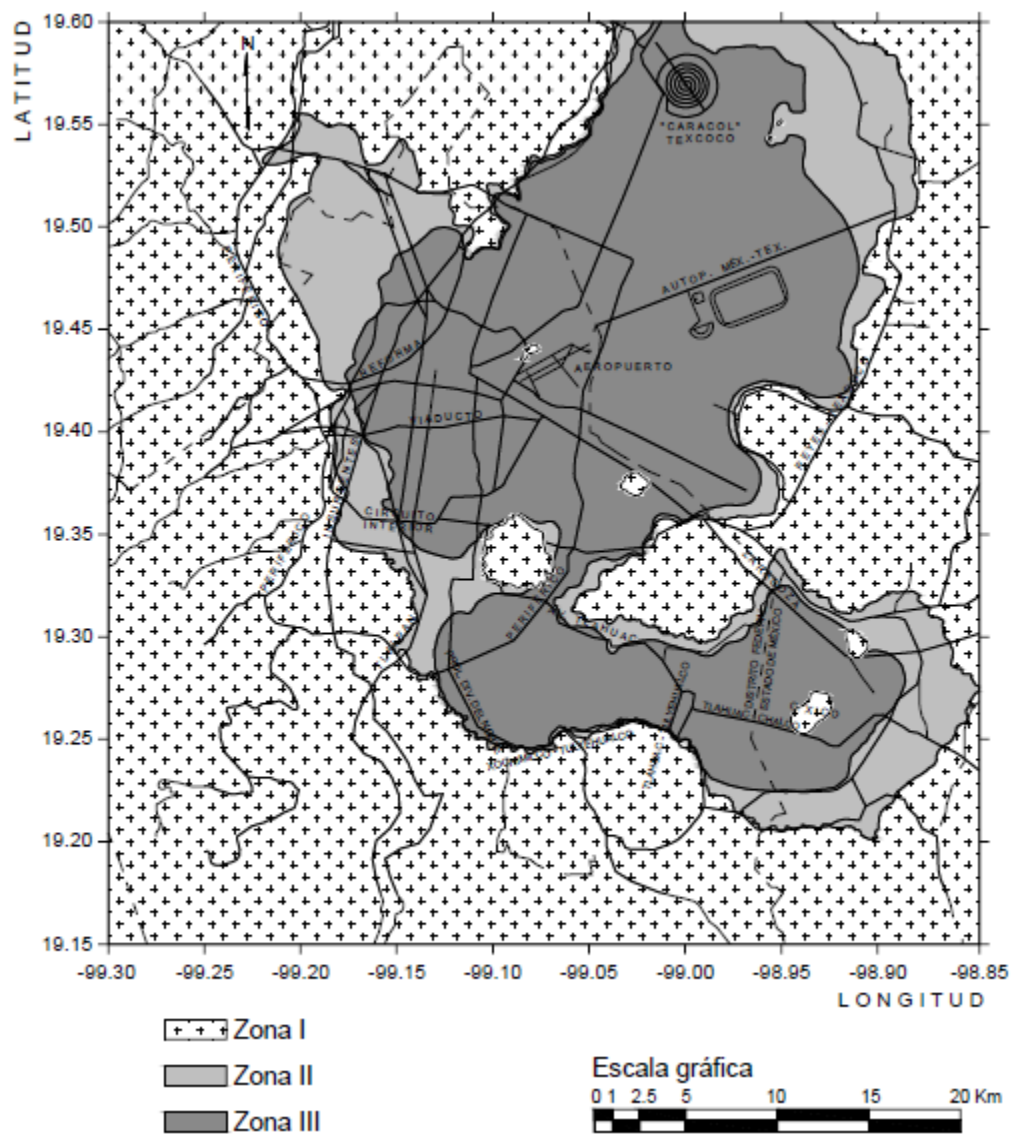


Figura 2.6. Zonificación geotécnica para el Distrito Federal (GDFb, 2004)

Es importante resaltar que el valor de las propiedades índice y mecánicas de la arcilla de la cuenca de México, se ubican con valores extremos en las cartas geotécnicas debido a sus características únicas; pero ajustándose al comportamiento de la mayoría de los suelos.

Como se sabe, la mayor parte de la ciudad de México se encuentra asentada en suelos lacustres; por esta razón se presenta la estratigrafía típica de la zona III (Zona del Lago), lugar donde se han llevado a cabo los trabajos de investigación que anteceden esta tesis.

Marsal y Mazari (1959) en su libro “El subsuelo de la ciudad de México” dividen el perfil estratigráfico en las siguientes formaciones:

- Costra Superficial (CS). Integrada por restos de construcciones, rellenos arqueológicos y depósitos aluviales, con lentes de material eólico intercalados. El espesor es variable, como ejemplo se tiene que, en el templo mayor, la costra superficial tiene espesores de 10m mientras que, en otras zonas de la ciudad, varía entre 2 y 5m, y en el centro del antiguo lago de Texcoco desaparece.
- Formación Arcillosa Superior (FAS). Constituida por arcillas de origen lacustre que de acuerdo con la profundidad y con los efectos de consolidación inducida por sobrecargas superficiales y por el bombeo profundo, se presentan como materiales preconsolidados o normalmente consolidados. Dentro de la formación arcillosa superior se encuentran intercaladas con horizontes de materiales endurecidos por secado solar y lentes de arena y vidrio volcánico.
- Capa Dura (CD). Este depósito está constituido por limos arenosos cementados con poca arcilla y en ocasiones gravas. Su composición y espesor son heterogéneos. En las orillas del lago presenta espesores de varios metros. En las zonas centrales disminuye considerablemente el espesor, siendo en algunos sitios menores de un metro y en algunos desaparece.
- Formación Arcillosa Inferior (FAI). Constituida por una secuencia de arcillas lacustres intercaladas por lentes duros; su espesor es menor que el de la primera formación arcillosa, típicamente del orden de ocho a cuatro metros; hacia el centro del lago puede ser 15m. Suele desaparecer en la cercanía de los cerros.

- Depósitos Profundos (DP). Formados por arenas y gravas limosas de origen aluvial contenidas dentro de una matriz de arcilla; se han encontrado carbonatos de calcio en estos depósitos y suelen presentar diversos grados de cementación.

El corte estratigráfico que se muestra en la Figura 2.7, debajo de la catedral metropolitana de la ciudad de México, da una idea aproximada de la disposición de los estratos principales anteriormente descritos.

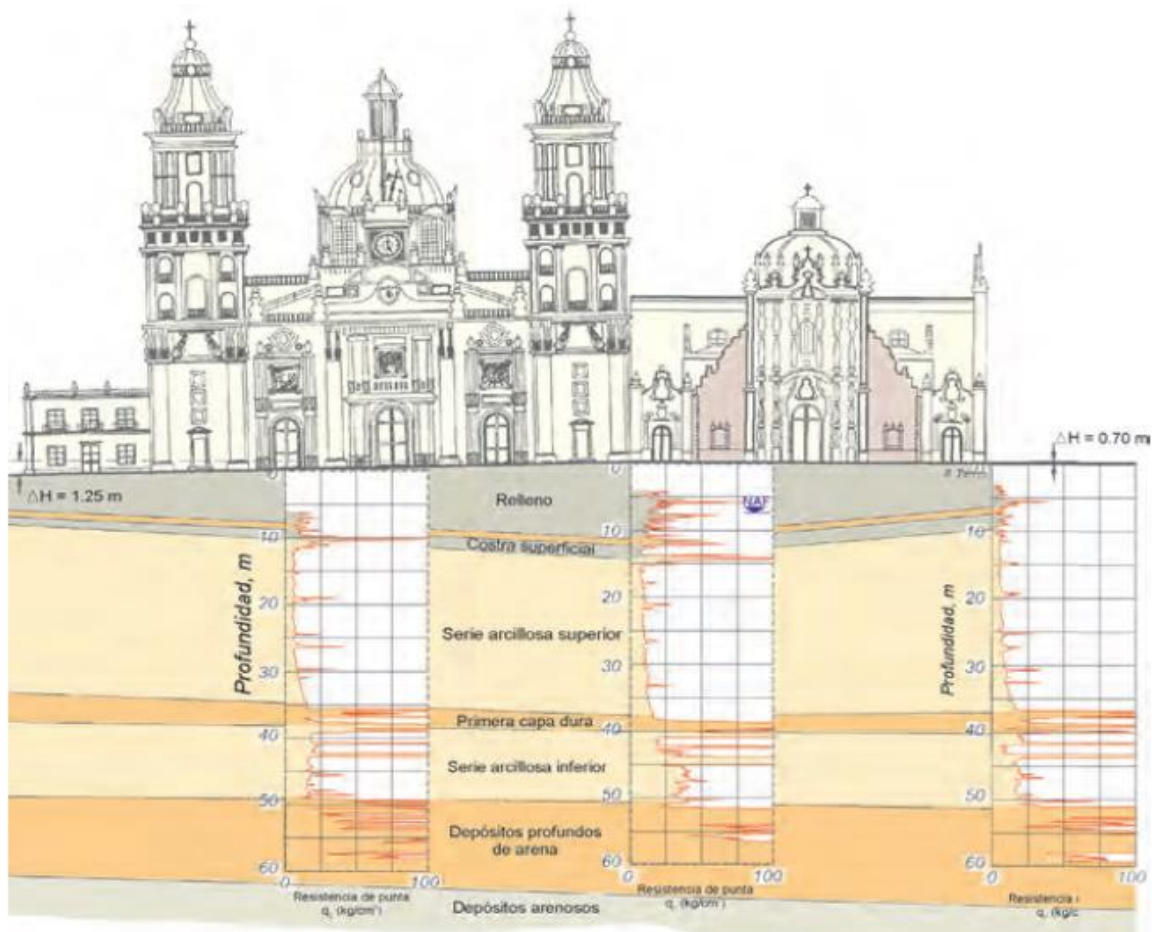


Figura 2.7. Corte estratigráfico en el suelo subyacente a la Catedral Metropolitana de la ciudad de México. Pág. 22, "Catedral Metropolitana, Hundimiento y Rescate, Instituto de Ingeniería", 2013.

2.3 Hundimiento regional de la ciudad de México

En la primera conferencia “Nabor Carrillo”, los profesores Fernando Hiriart y Raúl J. Marsal, dieron una introducción a la problemática del hundimiento que se presentaba en la Ciudad de México. En esta conferencia los presentadores comentaron quienes fueron los pioneros en dar información acerca de este problema.

El primero en hacerlo fue Roberto Gayol, en 1925, mismo que informó a la Sociedad de Ingenieros y Arquitectos de México que la Ciudad se estaba hundiendo y que la causa probable del mismo era la perturbación “*que en el fondo del Valle de México ha producido el drenaje de las aguas del subsuelo*”. Fundando su afirmación en nivelaciones realizadas desde la zona céntrica de la Ciudad al entonces Lago de Texcoco.

En esa época se debatía sobre el azolvamiento del lago, idea que era sostenida por la mayoría de los ingenieros en esa fecha. José A. Cuevas propone a Nabor Carrillo estudiar la influencia de la explotación de agua en pozos sobre el hundimiento.

(Carrillo, 1946) establece que la pérdida de presión en los acuíferos ocasionado por el bombeo, provoca cambios en el estado de esfuerzos efectivos, apoyándose así en uno de los conceptos fundamentales enunciado por K. Terzaghi en 1925: La relación que existe entre esfuerzos totales y efectivos. Con base en la teoría de consolidación, Carrillo expone la solución matemática del fenómeno, aplica los datos experimentales y justifica los hundimientos parciales observados por la Dirección de Geografía en varios puntos de la Ciudad.

El estudio sistemático del subsuelo, la correlación de bancos y las primeras mediciones piezométricas realizadas por R. Sandoval, F. Hiriart y R. J. Marsal, permiten corroborar los hallazgos de Nabor Carrillo. A esta información se agregan las investigaciones de L. Zeevaert y la labor muy destacada de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México (SRH), que desde 1953 realiza nivelaciones periódicas y ha instalado un sinnúmero de bancos y más de 100 estaciones piezométricas, además de otras mediciones complementarias contenidas en sus publicaciones. En la Figura 2.8 se puede observar la evolución del hundimiento regional a través de los años.

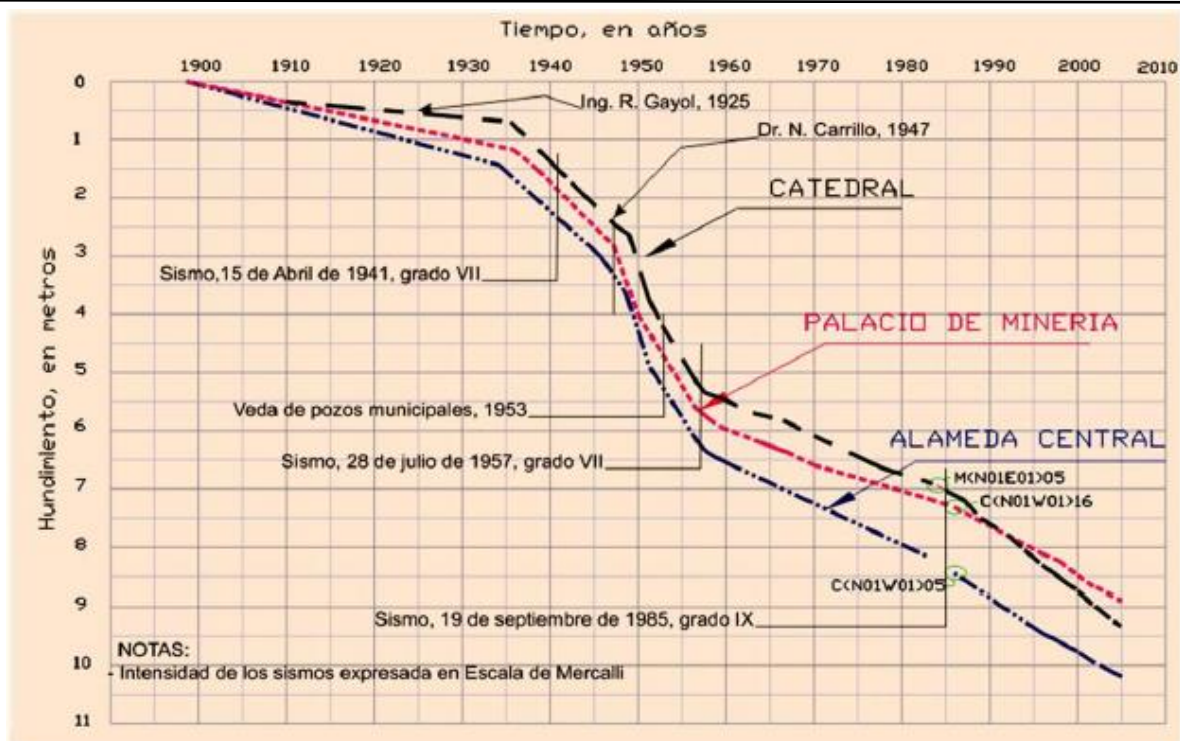


Figura 2.8. Evolución del hundimiento regional durante el periodo de 1898 a 2005 (Laboratorio de geoinformática, 2009), citado en (Rodríguez, 2010)

2.3.1 Causas del hundimiento regional

Ya expuestas las observaciones principales sobre el fenómeno que afecta a la Ciudad de México, se analizaron las causas discutidas anteriormente. En efecto, de acuerdo con información de algunos perforistas que operaban en ese entonces, el nivel de aguas freáticas se encontraba a 1.5 m de profundidad; en la actualidad se localiza a 2.5 m bajo la superficie, y al parecer el descenso ocurrió poco tiempo después de instalado el sistema de drenaje. Implicando un incremento en los esfuerzos efectivos de 9.81 kN/m^2 (1 ton/m^2).

Con base en las ideas de Nabor Carrillo, se realizó una investigación sobre la historia del bombeo en aguas subterráneas de la ciudad. Con datos de perforistas que trabajaron a principios del siglo XX, indican que los estratos permeables a 50 m de profundidad eran artesianos, en zonas circundantes a la antigua área urbana; esta condición es probable que haya prevalecido aún en esta parte de la ciudad durante la época colonial.

La correlación entre el bombeo de agua subterránea, las nivelaciones y mediciones piezométricas, permite concluir que esta explotación es la causa principal del hundimiento (Hiriart y Marsal, 1969).

En la Figura 2.9 se presenta un perfil típico del abatimiento de la presión de poro debido al bombeo de agua de los estratos permeables profundos. La FAS contribuye poco al hundimiento regional total, sin embargo, su deformación es suficiente para afectar en forma significativa al comportamiento de cimentaciones profundas (Rodríguez, 2010).

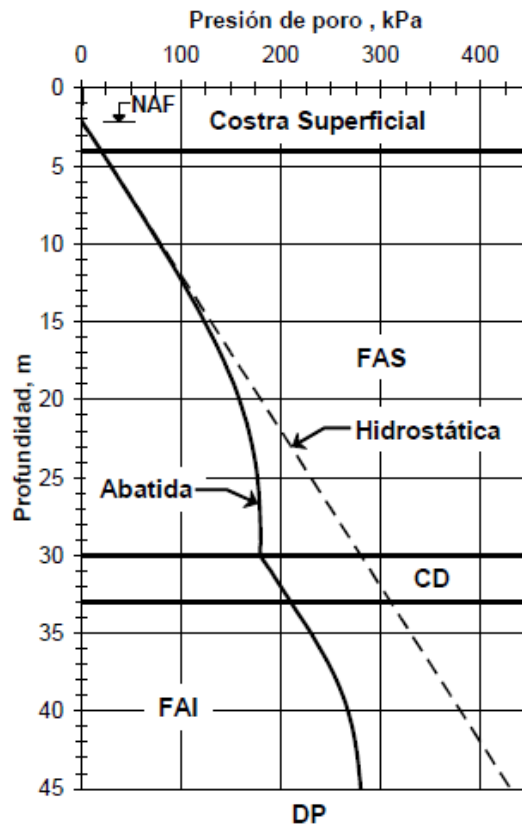


Figura 2.9. Perfil típico del abatimiento de las presiones de poro en la zona del Lago. (Rodríguez, 2010)

2.3.2 Efectos del hundimiento regional en las construcciones

Algunos de los problemas debido al hundimiento son los asentamientos diferenciales a lo largo de calles, dislocamiento de estructuras por tener diferente sistema de cimentación (zapatas y pilotes), tubos de ademe de pozos sobresaliendo del terreno, y emersiones aparentes como lo es el monumento Ángel de Independencia.

Las obras más afectadas por el hundimiento son los conductos de desagüe. El sistema que originalmente era de gravedad se ha transformado por bombeo mediante diferentes estaciones localizadas a lo largo del gran canal (Figura 2.10).

Debido al hundimiento, los edificios cimentados sobre pilotes hincados hasta la capa dura, acusan asentamientos diferenciales inducidos por la fricción negativa más intensa en los pilotes de borde y de esquina que en los interiores. Además, construcciones contiguas soportadas por zapatas o por cimentaciones compensadas, sufren daños y desplomes considerables (Hiriart y Marsal, 1969).

Cuando el suelo se consolida favorece una separación respecto a la losa, dejando expuesta la parte superior del pilote. Esto es un problema cuando en un diseño estructural no se considera esta separación, es decir, se considera que la losa le transmite carga al suelo; volviéndose un problema crítico ante solicitaciones sísmicas (Figura 2.11).

Por eso, el uso de pilotes que operan por fricción o los que tienen dispositivos diseñados para seguir el hundimiento local del subsuelo.

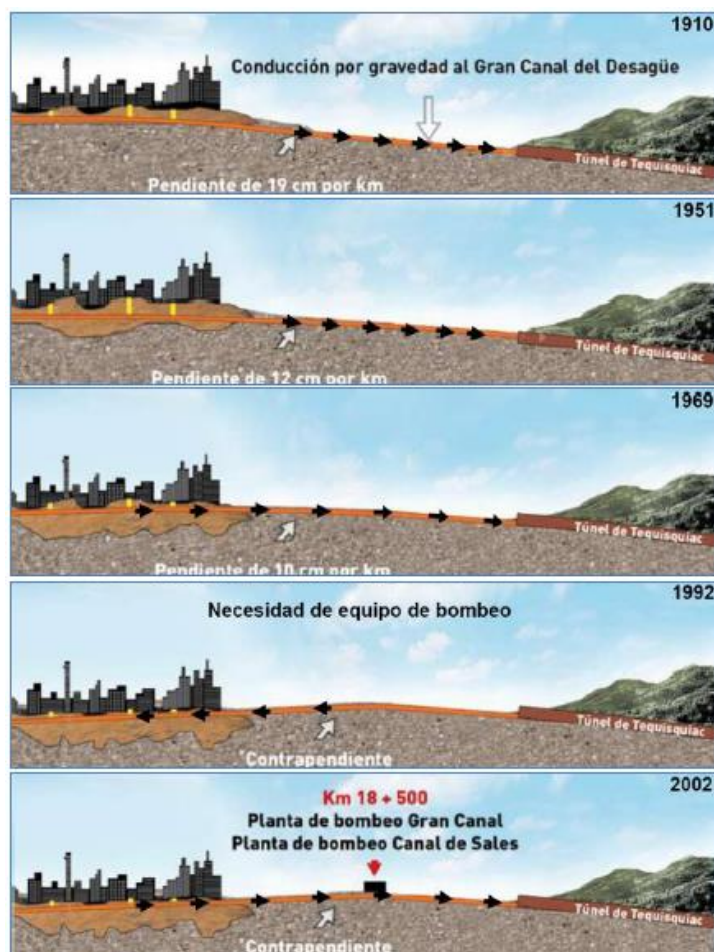


Figura 2.10. Consecuencias del hundimiento regional sobre el gran canal. (Ortega, 2013)

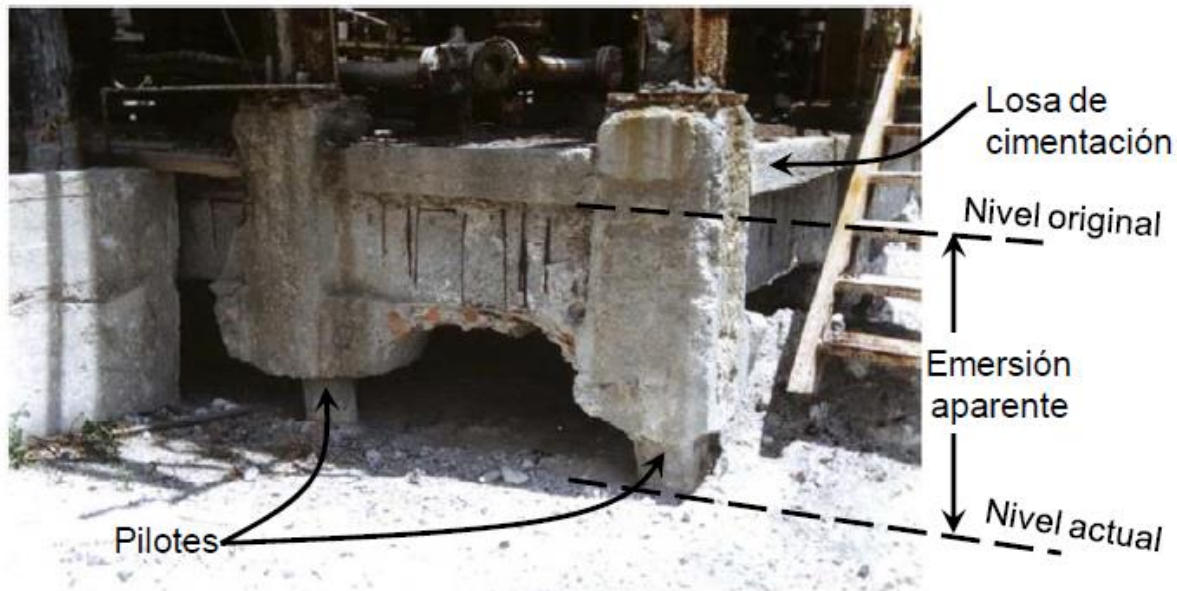


Figura 2.11. Emersión aparente de un grupo de pilotes de punta por efecto del hundimiento regional. (Rodríguez, 2010)

2.4 Tipos de cimentaciones empleadas en la ciudad de México

Como lo hace notar Auvinet (1996), en pocos campos los ingenieros mexicanos han mostrado tanta imaginación y creatividad como en el diseño de cimentaciones para construcciones desplantadas en la zona lacustre de la ciudad de México. Desde la fundación de la ciudad, se entendió que, en muchos de los casos, no resultarían aplicables directamente las técnicas utilizadas en otros países, debido a las condiciones geotécnicas excepcionalmente difíciles de la zona.

Las cimentaciones de edificaciones en la zona lacustre de la cuenca de México deben reunir una serie de condiciones asociadas principalmente a la existencia de potentes estratos de arcilla altamente compresibles, las solicitaciones sísmicas, el agrietamiento que se presentan en las arcillas y al proceso de consolidación regional inducido por bombeo.

Empleando la terminología del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004), puede decirse que las cimentaciones deben presentar una seguridad adecuada respecto a múltiples estados límite que pueden dividirse como sigue:

-
- a) Estados límite de falla
 - 1. Flotación;
 - 2. Flujo plástico local o general del suelo bajo la cimentación; y
 - 3. Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.
 - b) Estados límite de servicio
 - 1. Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante;
 - 2. Inclinación media de la construcción; y
 - 3. Deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas.

La preocupación de los diseñadores por controlar éstos movimientos los llevó a usar diferentes tipos de cimentación, desde los más tradicionales hasta diversos sistemas especiales, frecuentemente muy ingeniosos. En la Figura 2.12 se aprecian los tipos de cimentaciones más usuales para la zona lacustre de la ciudad de México (Mendoza, 2007).

2.4.1 Cimentaciones superficiales

Estas son destinadas para construcciones ligeras y de baja altura, las cimentaciones típicas son las zapatas aisladas y corridas, losas de cimentación y cimentaciones compensadas.

2.4.1.1 Zapatas

El propósito principal es asegurar que la cimentación transmita una presión adecuada hacia el suelo. En suelos blandos es necesario que éstas se unan mediante trabes de liga. En la figura 2.12a se observan las zapatas construidas de mampostería y de concreto reforzado.

2.4.1.2 Losas de cimentación

Se utilizan cuando se requiere aminorar los asentamientos diferenciales. Se puede recurrir a contratraves para aumentar la rigidez de la losa (Figura 2.12b).

2.4.1.3 Cimentaciones compensadas

Se entiende por cimentaciones compensadas a aquellas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al suelo por la cimentación, mediante excavación del terreno y construcción de una estructura denominada “cajón”, desplantada a una cierta profundidad (Figura 2.12c).

Dependiendo que el incremento neto de carga aplicado en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina “parcialmente compensada”, “compensada” o “sobrecompensada”, respectivamente. No obstante, la compensación se puede perder por infiltración del agua hacia el interior del cajón; causando aumento en los esfuerzos sobre la masa de suelo, en consecuencia, aumento de asentamientos.

2.4.2 Cimentaciones profundas

Para construcciones pesadas o de gran altura, es recomendable utilizar cimentaciones profundas, esto por las condiciones de suelo que hay en la ciudad, es decir, debido a que los estratos superiores no tienen capacidad de carga necesaria para soportar el peso de una edificación de esas características

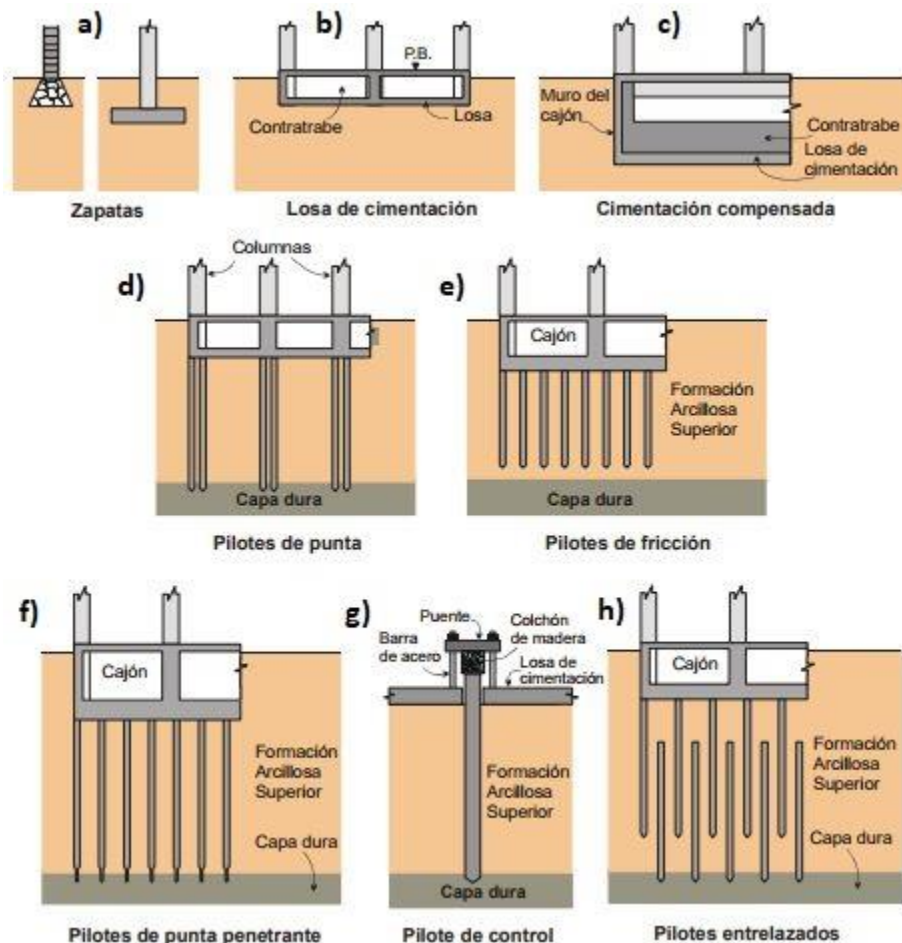


Figura 2.12. Cimentaciones comúnmente empleadas en la ciudad de México (Mendoza, 2004).

2.4.2.1 Pilotes de punta

Esta solución es considerada como una de las más confiables; no obstante, en zonas con consolidación regional, los pilotes hincados hasta la capa dura soportan grandes esfuerzos por fricción negativa (Auvinet y Hanell, 1981). Generalmente este tipo de cimentaciones exhiben emersión aparente respecto al terreno circundante, afectando a edificaciones vecinas (Figura 2.12d). Esta emersión produce que la losa de cimentación deje de estar en contacto con el suelo, perdiendo confinamiento lateral en la parte superior, resultando vulnerable a eventos sísmicos por las fuerzas de cortante y momentos de volteo; esto en caso de no haber sido diseñada tomando en cuenta esta condición.

2.4.2.2 Cimentaciones con pilotes de fricción

Los pilotes de fricción son aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral. Suelen utilizarse como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensado, esto para reducir asentamientos, transfiriendo parte del peso de la construcción a los estratos profundos.

Estos pilotes se hincan dejando la punta a una distancia de varios metros por encima de la capa dura (Figura 2.12e); para el caso que se desarrolle fricción negativa, la punta del pilote tiende a penetrar en este estrato arcilloso, evitando en cierta medida la emersión aparente.

Para el diseño de cimentaciones sobre pilotes de fricción (Figura 2.13), debe establecerse una distinción entre los sistemas de cimentación (Auvinet y Mendoza, 1987). Basados principalmente en la capacidad de carga de los pilotes de fricción y los que combinan un cajón para lograr una compensación parcial (Zeevaert, 1973).

- Tipo I: Diseño en términos de capacidad de carga

El número y las dimensiones de los pilotes se escogen de tal forma que sean por sí solos capaces de soportar la carga de la construcción en condiciones estáticas y sísmicas. La posición del nivel neutro puede determinarse a partir de la siguiente ecuación de equilibrio (Auvinet y Reséndiz, 1973):

$$W + FN = FP + C_p + U \quad (2.4.1)$$

Donde:

W = Peso de la estructura

FN = Fricción negativa sobre la parte superior de los pilotes

FP = Fricción positiva

C_p = Capacidad de carga por punta de los pilotes

U = Subpresión actuante sobre la subestructura

Con esta filosofía de diseño al haber una densificación de pilotes habrá una separación corta entre ellos, con desarrollo de fricción negativa en la parte superior arriba del nivel neutro (Rodríguez, 2010) y, tendiendo al comportamiento de los pilotes de punta. En este caso es posible que la cimentación presente una emersión aparente.

Es importante señalar que con este diseño la losa tiende a separarse del suelo de apoyo, por lo que es prudente suponer que no contribuye a la capacidad de carga global.

- Tipo II: Diseño en términos de deformaciones

En este caso, la cimentación cuenta con un número mínimo de pilotes, tal que por sí solos no pueden resistir toda la carga, trabajando al límite en condiciones estáticas, esto quiere decir que no pueden absorber cargas dinámicas, por lo que es prudente ignorar su contribución a la capacidad de carga global. Los pilotes se encuentran permanentemente en condición de fluencia, es decir de falla; en esta condición, también se le conocen como *creep piles*.

Los pilotes se utilizan como complemento de un sistema de cimentación sobre una losa corrida o un cajón, con el propósito de reducir asentamientos (Zeevaert, 1962). Estos están sometidos exclusivamente a fricción positiva, por lo que el nivel neutro se encuentra a la profundidad de la losa de cimentación. La ecuación de equilibrio es:

$$W = QL + FP + C_p + U \quad (2.4.2)$$

Donde:

QL = Fuerza debida a la presión de contacto efectiva entre losa y suelo

Al usar pilotes de fricción, es conveniente definir su función y el tipo de diseño que corresponde. No resulta racional lo hecho en el pasado, “*tomar una parte de la carga por compensación y el resto con pilotes de fricción*”. Seguir ciegamente este criterio puede llevar a diseño con factores de seguridad muy variables (Auvinet, 1990).

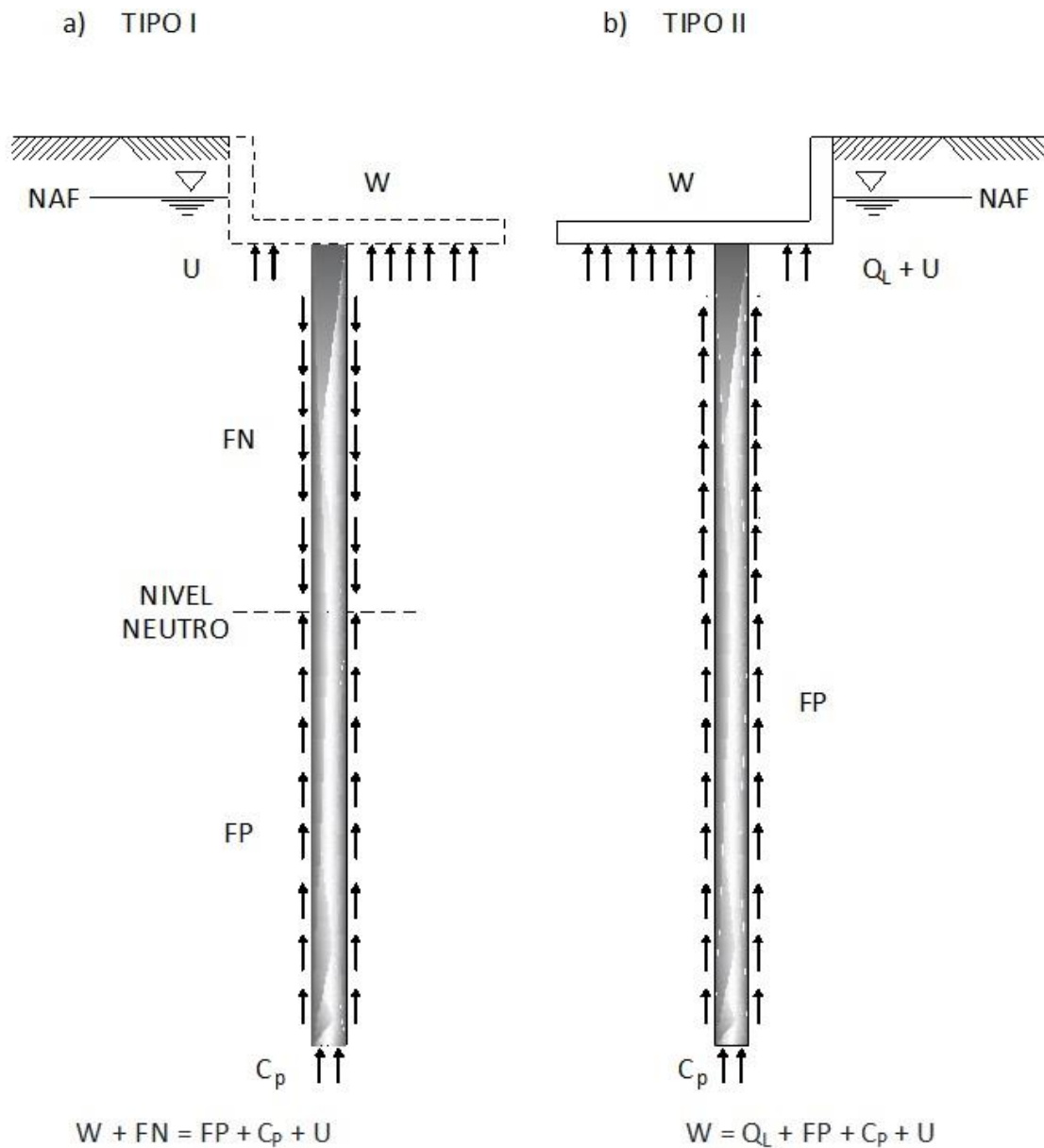


Figura 2.13. Pilotes de fricción

2.4.3 Cimentaciones especiales

2.4.3.1 Pilotes de punta penetrante

Este tipo de pilote (Reséndiz, 1964) fue concebido para aumentar la capacidad de carga de los pilotes de fricción con una contribución en la punta, pero acotando ésta última para evitar la emersión al ésta penetrar en el estrato de apoyo (Figura 2.12f).

2.4.3.2 Pilotes de control

Las ideas básicas para resolver el problema de emersión aparente surgieron con los pilotes de control (Figura 2.12g); estas son:

- Dejar que los pilotes atraviesen libremente la losa de cimentación
- Transmitir la carga a la cabeza de los pilotes, mediante una celda de deformación

Por medio de este sistema se puede, en teoría, modificar a voluntad las cargas aplicadas en las cabezas de cada uno de los pilotes, así como la velocidad de hundimiento el edificio para igualarlo con el terreno circundante.

2.4.3.3 Pilotes entrelazados

Las cimentaciones basadas en pilotes entrelazados (Girault, 1980), citado en (Alvarado, 2000), constan de:

- Un conjunto de pilotes de fricción convencionales, ligados a la subestructura (pilotes tipo A); más otro conjunto sin ligarse a la cimentación y apoyado en la capa dura (pilotes tipo B)

El comportamiento esperado de este tipo de cimentación es:

La carga neta de la estructura se transmite por medio de la losa de cimentación a los pilotes de tipo A, que transmiten su carga al suelo por fricción positiva, y al mismo tiempo transmiten su carga a través del suelo, a los del tipo B.

Los pilotes tipo B, reciben carga del suelo mediante fricción negativa y transmiten esta carga a la capa dura. Con esta configuración se disminuyen los esfuerzos verticales inducidos por el peso del edificio en el suelo que queda entre los pilotes tipo A (Figura 2.12h).

2.5 Fricción negativa y causas que la generan

Todo movimiento entre el suelo y el pilote producen esfuerzos cortantes a lo largo de la interfaz suelo-pilote. Estos esfuerzos se denominan dependiendo a su dirección; si son descendentes son llamados de fricción negativa y si son ascendentes fricción positiva. Se conoce como eje neutro a la profundidad donde no hay movimiento relativo entre el suelo y el pilote; o donde la fricción negativa cambia a positiva, asimismo, a la elevación donde la carga axial es máxima. Esto se puede observar ejemplificado para pilotes de fricción y de punta en las Figuras 2.14 y 2.15.

La fricción negativa puede desarrollarse por diferentes causas (Rodríguez, 2010):

- Una sobrecarga superficial reciente,
- El peso propio del mismo suelo circundante si se trata de un relleno reciente,
- El abatimiento del nivel de aguas freáticas ocasionado por evaporación,
- El simple remoldeo inducido por hincado de pilotes en suelos sensitivos,
- Y el hundimiento regional, siendo este una reducción de los niveles piezométricos debida al bombeo de agua en los acuíferos.

Los efectos de la fricción negativa sobre las cimentaciones piloteadas pueden ir desde el simple incremento de carga axial en el pilote, hasta el desarrollo de asentamientos excesivos o su falla estructural, como lo han mencionado algunos autores (Inoue, 1977; Kog 1987), citado en (Rodríguez, 2010).

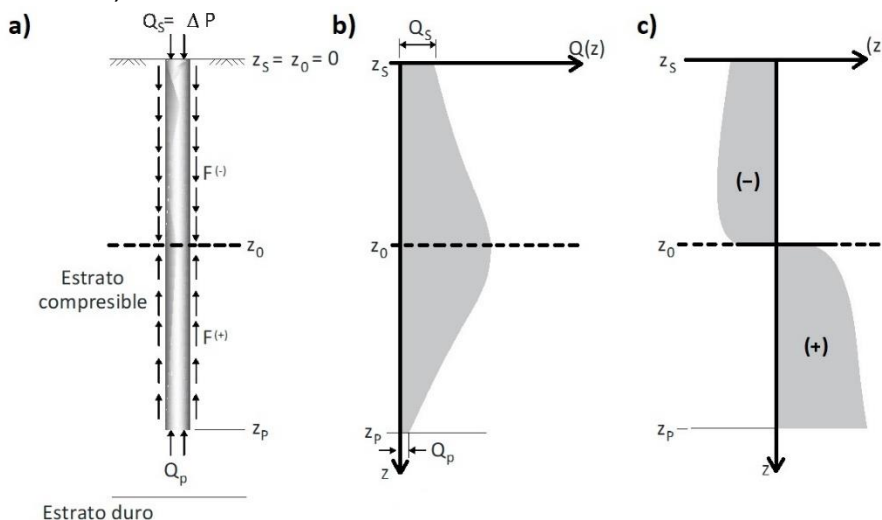


Figura 2.14. a) Cargas resistentes (fricción positiva y resistencia por punta) y cargas actuantes (fricción negativa y carga en la cabeza); b) Carga axial desarrollada y c) Esfuerzos cortantes desarrollados por fricción negativa y positiva en pilotes de fricción

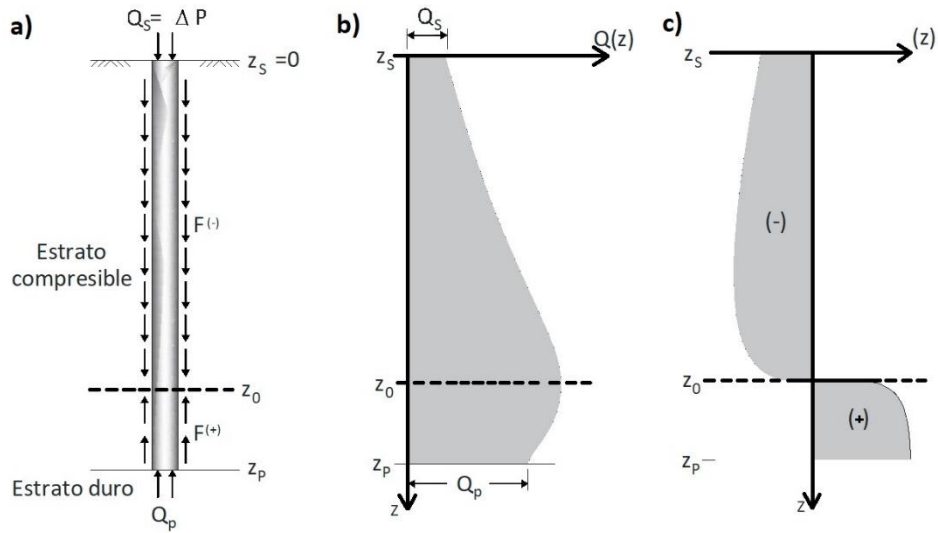


Figura 2.15. a) Cargas resistentes (fricción positiva y resistencia por punta) y cargas actuantes (fricción negativa y carga en la cabeza); b) Carga axial desarrollada y c) Esfuerzos cortantes desarrollados por fricción negativa y positiva en pilotes de punta

2.6 Disposiciones de los reglamentos con respecto a la fricción negativa

A pesar de que las investigaciones sobre el control de fricción negativa sobre estructuras embebidas en el suelo comenzaron hace ya varios decenios, las normativas respecto a esta materia no han alcanzado el mismo desarrollo.

Las cimentaciones profundas con pilotes considerando el hundimiento regional son actualmente difíciles de analizar y diseñar; esto debido a que hay diferentes metodologías para su diseño.

En respuesta al daño generado por el sismo del 85 en la ciudad de México este tipo de cimentación fue criticado por constructores y diseñadores; dado que muchos de los edificios que fallaron tenían este sistema. Es importante señalar que para este tipo de cimentación existen dos filosofías de diseño, la primera en términos de capacidad de carga y la segunda en términos de deformaciones, siendo esta última la más propensa a la falla en eventos sísmicos en edificios esbeltos. Las críticas también provinieron del extranjero hacia la ingeniería mexicana, se expresaron comentarios en el sentido de que no era posible que fuera “preferible” tener diseños propensos a la falla a tener edificaciones con emersión aparente (por hundimiento regional).

De igual manera por este evento los códigos de diseño geotécnico y sísmico para el diseño de cimentaciones, cambiaron con la intención de guiar a un mejor comportamiento. Este proceso ha sido repetitivo en respuesta a los daños causados por sismos y el hundimiento regional.

En el mundo ha habido un gran número de investigaciones sobre la fricción negativa (Plomp y Mierlo, 1948; Bjerrum et al., 1969; Endo et al., 1969; Fellenius y Broms, 1969; Fellenius, 1971 y 1998; Bjerin, 1977; Walter y Darvall, 1972; Auvinet y Hanel, 1981; Bozozuk, 1981; Clemente, 1981; Leung et al., 2004).

Para grupo de pilotes (Zeevaert, 1973; Broms, 1976, citado en Briaud et al., 1991; Combarieu, 1985, citado en Briaud et al., 1991; Briaud et al., 1991; Jeong et al., 1997; Alberro y Hernández, 2000; Rodríguez, 2010), citados en (Pineda, 2016). Estos estudios han contribuido de manera importante en el mejor entendimiento del fenómeno y han influido ampliamente en el desarrollo de las normativas.

En las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Cimentaciones del Reglamento de Construcción del Distrito Federal del 2004 (GDF, 2004), se menciona en el apartado de *Acciones de diseño*, para el primer tipo de combinación: “Acciones permanentes más acciones variables, incluyendo la carga viva. Entre las acciones permanentes se incluirán el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, *los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, incluyendo la fricción negativa*, el peso de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, incluyendo el agua en su caso, los empujes laterales sobre dichos elementos y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o su vecindad”.

Y en el segundo tipo de combinación: “Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales. En el caso de cimentaciones profundas construidas en las zonas II y III o en rellenos compresibles de la zona I *se incluirá entre las acciones permanentes la fricción negativa que puede desarrollarse en el fuste de los pilotes o pilas por consolidación del terreno circundante*. Al estimar esta acción, se tomará en cuenta que:

- El esfuerzo cortante que se desarrolla en el contacto entre el suelo y el fuste del pilote (o pila), o en la envolvente de un grupo de pilotes, por fricción negativa no puede en principio ser mayor que la resistencia al corte del suelo determinada en prueba triaxial consolidada-no drenada, realizada bajo una presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo in-situ.
- El esfuerzo cortante máximo anterior solamente puede desarrollarse si el suelo alcanza la deformación angular límite.
- La fricción negativa desarrollada en un pilote o subgrupo de ellos en el interior de un grupo de pilotes no puede ser mayor que el peso del suelo correspondiente al área tributaria del o de los elementos considerados.
- Los esfuerzos de descarga inducidos en el suelo por la fricción negativa considerada en determinado análisis no pueden ser mayores que los que resulten suficientes para detener el proceso de consolidación que la origina.

Respecto a valores de factores de carga, la fricción negativa se toma el factor unitario.

En el apartado de *estados límite de falla* de cimentación con pilotes de fricción se comenta en el inciso de *Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción* (términos de capacidad de carga) que se desprecia la capacidad del sistema suelo-losa, verificando que, para cada pilote individual, para cada uno de los diversos subgrupos de pilotes y para la cimentación en su conjunto, el cumplimiento de la desigualdad $\Sigma QFc < R$; donde el primer término es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada de su correspondiente factor de carga. Las acciones incluirán el peso propio de la subestructura y de los pilotes o pilas y *el efecto de la fricción negativa* que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente y siendo el segundo término de la desigualdad la capacidad de carga.

Como se explicó en párrafos anteriores, las NTCDCC de la normativa actual, al considerar la fricción negativa como acción permanente y diseñar más acciones accidentales como sismos, se está sobre diseñando y siendo conservador. Esto se comprueba en la investigación que realizaron Auvinet y Hanel (1981), donde observaron en mediciones de pilotes instrumentados sometidos a fricción negativa generada por la consolidación de la arcilla por el bombeo de la ciudad; que al verse sometidos a eventos sísmicos la fricción negativa disminuye drásticamente, pudiendo llegar a convertirse incluso en fricción positiva.

Estas consideraciones e hipótesis del entendimiento de este fenómeno en las NTCDCC 2004 del reglamento del Distrito Federal, llevaron a Rodríguez (2010) a realizar su tesis doctoral, donde aclara dudas sobre la fricción negativa, guiando a un cambio en la normativa en este tema especial de cimentaciones.

Las investigaciones de Rodríguez (2010) y Fellenius (2016) comprueban que el fenómeno de la fricción negativa sobre pilotes embebidos en suelos en proceso de consolidación no es un problema de capacidad de carga como sugiere Zeevaert (1973) sino un problema de deformaciones.

3 MODELOS ANALÍTICOS RESPECTO A FRICCIÓN NEGATIVA EN GRUPOS DE PILOTES

Pineda (2016) realizó una investigación bibliográfica exhaustiva sobre el cálculo de fricción negativa en grupos de pilotes de fricción. En esta tesis se tomará como referencia dicho trabajo de investigación sobre la metodología e investigaciones realizadas en México en dicho tema.

3.1 Zeevaert (1973)

Define como fricción negativa al movimiento relativo entre el pilote y el suelo en proceso de consolidación y debido a ello indica que en dicho proceso se alcanza la resistencia cortante límite del suelo que rodea al pilote. Considera que parte del peso del suelo que rodea al pilote se transfiere al fuste del pilote por el desarrollo de los esfuerzos cortante del suelo en el fuste.

Este autor toma como hipótesis que al desarrollarse la fricción negativa existe un decremento del esfuerzo vertical efectivo en proporción directa a la reducción del peso propio del suelo por la transferencia de carga del suelo al pilote. Presentando dos condiciones:

- Se aumenta la carga en la pila o pilote
- Se reduce el esfuerzo efectivo confinante en la punta, por tanto, se reduce la capacidad de punta última de carga.

Además, en las publicaciones de Zeevaert el autor propone un algoritmo para el cálculo paso a paso de la fricción negativa y positiva. En la figura 3.1 se puede observar la notación que emplea para la descripción de su algoritmo. Se establece de inicio como se ha mencionado, el desarrollo de la fricción negativa disminuye el esfuerzo efectivo ($\sigma_i < \sigma_{0i}$), mientras que la fricción positiva lo aumenta ($\sigma_{0i} > \sigma_i$). Asimismo, presenta dos casos para el cálculo de fricción negativa:

- Caso 1: La integración inicia de la cabeza del pilote donde se conocen las condiciones de frontera $(NF)_{i+1}$, σ_{0i-1} y σ_{i-1} ; desconociéndose los valores de $(NF)_i$ y σ_i cuya obtención es:

$$(NF)_i = (\sigma_{0i} - \sigma_i)\bar{a}_i \quad (3.1.1)$$

Donde:

\bar{a}_i = Área tributaria correspondiente al pilote

σ_{0i} = Esfuerzo vertical efectivo inicial

σ_i = Esfuerzo vertical efectivo final

Y σ_i se obtiene:

$$\sigma_i = A_i \sigma_{0i} - B_i \sigma_{i-1} - C_i (NF)_{i-1} \quad (3.1.2)$$

Las variables que aparecen en la ecuación son:

$$A_i = \frac{\bar{a}_i}{\bar{a}_i + m_i \Delta z_i}, \quad B_i = \frac{m_i \Delta z_i}{\bar{a}_i + m_i \Delta z_i}, \quad \text{y} \quad C_i = \frac{1}{\bar{a}_i + m_i \Delta z_i} \quad (3.1.3)$$

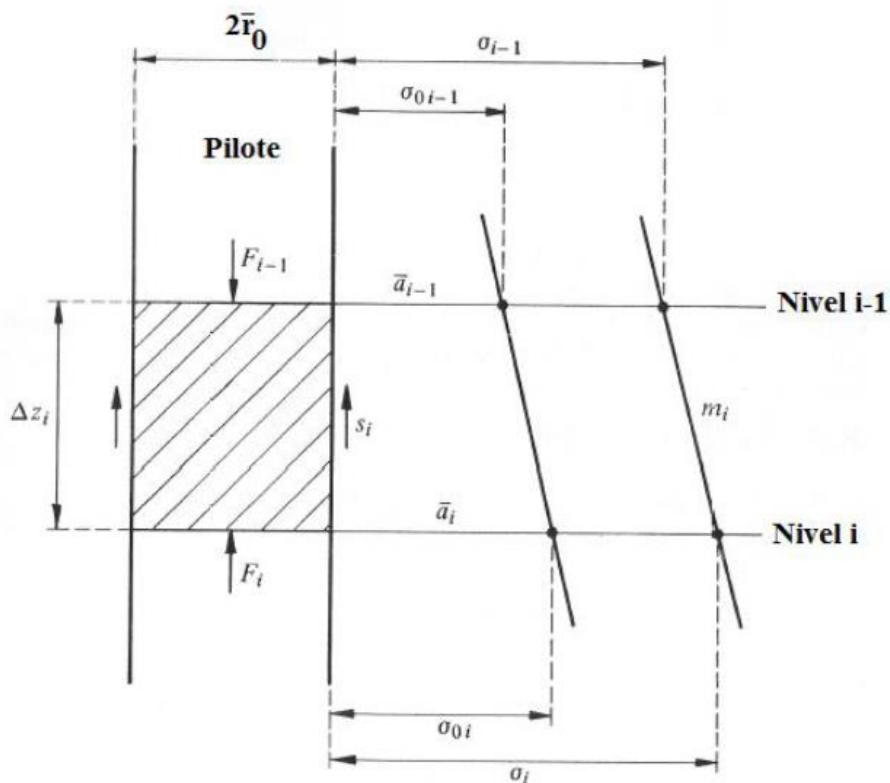


Figura 3.1. Esfuerzos efectivos sobre el fuste del pilote (Zeevaert, 1973)

- Caso II: La integración inicia de la punta de los pilotes, donde las condiciones $(NF)_i$, σ_i y σ_{0i} se conocen y se desconocen $(NF)_{i-1}$ y σ_{i-1} , cuya obtención es:

$$(NF)_{i-1} = (\sigma_{0i-1} - \sigma_{i-1})\bar{a}_{i-1} \quad (3.1.4)$$

Y σ_{i-1} se obtiene:

$$\sigma_{i-1} = A_{i-1}\sigma_{0i-1} - B_{i-1}\sigma_i - C_{i-1}(NF)_i \quad (3.1.5)$$

Donde las variables que aparecen en la ecuación son:

$$A_{i-1} = \frac{\bar{a}_{i-1}}{\bar{a}_{i-1} - m_i \Delta z_i}, \quad B_{i-1} = \frac{m_i \Delta z_i}{\bar{a}_{i-1} + m_i \Delta z_i}, \quad C_{i-1} = \frac{1}{\bar{a}_{i-1} + m_i \Delta z_i} \quad (3.1.6)$$

El valor m_i está definido por la expresión:

$$m_i = \pi \bar{r}_0 K_{\phi i} \quad (3.1.7)$$

Donde:

\bar{r}_0 = el radio efectivo, $1.05r_0$ para fricción negativa;

$K_{0i} = \tan \frac{\phi_p}{\bar{N}_\phi}$, ϕ_p es el ángulo de fricción entre el suelo y el pilote, y

$\bar{N}_\phi = \frac{1 + \sin^2(\phi_r)}{1 - \sin^2(\phi_r)}$ donde ϕ_r es el ángulo de fricción interna del suelo remoldeado.

El valor \bar{a}_i es el área tributaria efectiva al nivel $z = i$, y se determina de acuerdo con la posición del pilote dentro del grupo. Zeevaert menciona que “*el área tributaria de los pilotes depende en gran medida de la profundidad y de la separación entre pilotes*”. Define las áreas tributarias para los pilotes con base en la Figura 3.2.

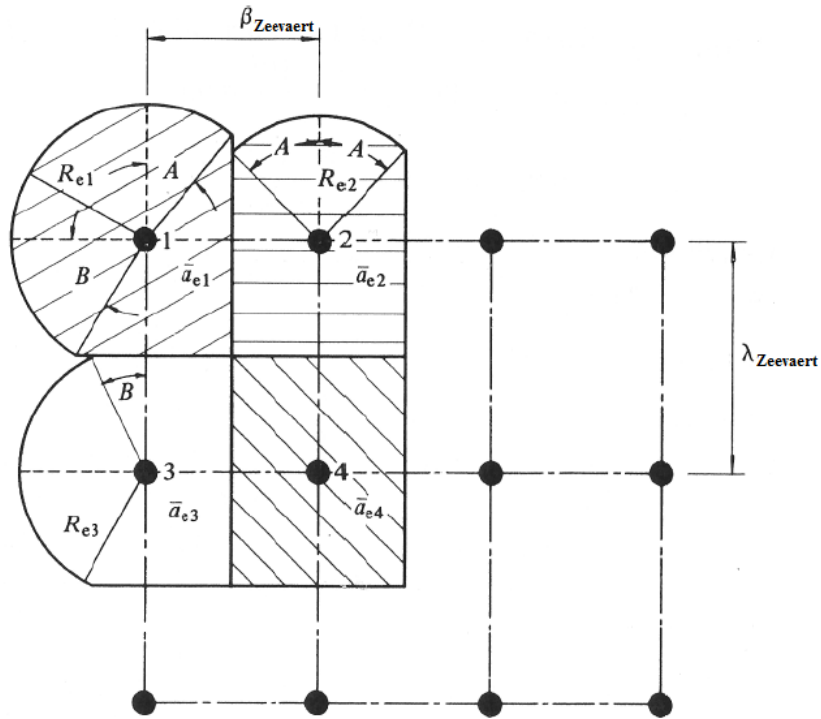


Figura 3.2. Áreas tributarias para grupos de pilotes (Zeevaert, 1973)

- Pilote de esquina

$$\bar{a}_{e1} = \frac{\pi}{4} R_{e1}^2 + \frac{R_{e1}}{2} [F_A \beta_{Zeevaert} + F_B \lambda_{Zeevaert}] + \frac{\lambda_{Zeevaert} \beta_{Zeevaert}}{4} - a_p \quad (3.1.8)$$

- Pilote de borde en el sentido de $\beta_{Zeevaert}$:

$$\bar{a}_{e2} = F_A (R_{e2} \beta_{Zeevaert}) + \frac{\lambda_{Zeevaert} \beta_{Zeevaert}}{2} - a_p \quad (3.1.9)$$

- Pilote de borde en el sentido de $\lambda_{Zeevaert}$:

$$\bar{a}_{e3} = F_B (R_{e3} \lambda_{Zeevaert}) + \frac{\lambda_{Zeevaert} \beta_{Zeevaert}}{2} - a_p \quad (3.1.10)$$

- Pilote interior:

$$\bar{a}_{e4} = \lambda_{Zeevaert} \beta_{Zeevaert} - a_p \quad (3.1.11)$$

Donde:

a_p = Área del pilote

$$F_A = \frac{\pi A}{180^\circ} \frac{R_{e2}}{\beta} + \frac{1}{2} \cos A$$

$$F_B = \frac{\pi A}{180^\circ} \frac{R_{e3}}{\lambda} + \frac{1}{2} \cos B$$

Hay que acentuar que Zeevaert, incluso con las herramientas de su época, ya definía que el área tributaria del pilote de esquina (\bar{a}_{e1}) era mucho mayor que las áreas para los pilotes de borde e interior.

No obstante, en estudios realizados por Rodríguez y Auvinet (2002 y 2004), demuestran que la reducción de esfuerzos efectivos en el medio generada por la fricción negativa no puede ser menor que el esfuerzo efectivo inicial del suelo, ya que implicaría que el proceso de consolidación su pudiera cancelar.

3.2 Rodríguez (2010)

El modelo propuesto por Rodríguez (2010), toma como base el modelo propuesto por Auvinet y Reséndiz en 1973, e implementado por Auvinet y Díaz-Mora. Rodríguez a través de los trabajos que realizó, encontró que el método sobrestimaba los efectos de la fricción negativa ya que no se alcanzan condiciones límite en la parte superior de los pilotes centrales, modificando el modelo de la siguiente manera:

- Se calcula distribución inicial de esfuerzos efectivos en el sentido vertical.
- Se evalúa la carga desarrollada en la cabeza de los pilotes (Q_{pilote}) por:

$$Q_{pilote} = \text{mín} \{R_{pilote}, \sum Q_{m\acute{a}x}\} \quad (3.2.1)$$

Donde:

$R_{pilote} = C_p + |F^+|$, es la resistencia última del grupo de pilotes

$\sum Q_{m\acute{a}x} = \sum Q + F_{caj\acute{o}n}^- - Q_{sub}$, es la carga máxima transmitida por la estructura a nivel de la cimentación.

$F_{cajón}^-$ = la fricción negativa que se genera en las paredes del cajón de cimentación.

$\sum Q$ = la sumatoria de cargas a nivel de la cimentación.

Q_{sub} = la carga por subpresión del agua sobre el cajón de cimentación.

- La carga resultante de la presión total de contacto entre la subestructura y suelo (Q_{losa}) se calcula por:

$$Q_{losa} = \sum Q + F_{cajón}^- - Q_{pilote} - Q_{sub} \quad (3.2.2)$$

- La posición del nivel neutro se estima por tanteos (Auvinet y Reséndiz, 1973) hasta que se satisfaga:

$$Q_{pilote} - C_p = |F^+|_{z_0}^{z_p} - |F^-|_{D_f}^{z_0} \quad (3.2.3)$$

Donde:

$|F^+|_{z_0}^{z_p}$ = la fricción positiva desde la profundidad del nivel neutro z_0 hasta la profundidad de la punta de los pilotes z_p , y

$|F^-|_{D_f}^{z_0}$ = la fricción negativa desde la profundidad de desplante D_f hasta la profundidad del nivel neutro z_0 . Por tanto, queda:

$$|F^+|_{z_0}^{z_p} = f_L|_{z_0}^{z_p} P_p (z_p - z_0) \quad (3.2.4)$$

Donde:

$f_L|_{z_0}^{z_p}$ = La resistencia media al corte a lo largo del fuste del pilote a la profundidad del nivel neutro z_0 hasta la profundidad de la punta de los pilotes z_p ,

P_p = El perímetro del pilote

$|F^-|_{D_f}^{z_0}$ = La fricción negativa a lo largo del fuste del pilote de D_f a z_0

De acuerdo con la modificación de Rodríguez (2010), citado en Pineda (2016) donde menciona que: “la fricción negativa no puede ser mayor que el incremento aparente del peso sumergido de la masa de suelo que rodea al pilote por encima del nivel neutro, debido a fuerzas de

filtración inducidas por el abatimiento de las presiones intersticiales”. Por tanto, la expresión se define por:

$$|F^-|_{D_f}^{z_0} = \text{mín} \left\{ f_L |_{D_f}^{z_0} P_p (z_0 - D_f), \Delta\sigma'(z_0)(A - N_p A_p) \right\} \quad (3.2.5)$$

Donde:

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

A = Superficie del grupo de pilotes

N_p = Número de pilotes en el grupo

A_p = Área transversal del pilote

- Se obtiene el campo de esfuerzos equivalente, reemplazando las fuerzas por fricción positiva, negativa y por punta por cargas uniformemente repartidas en áreas horizontales localizadas a determinadas profundidades. Tales esfuerzos se calculan empleando técnicas de integración de las ecuaciones de Mindlin (Rossa y Auvinet, 1992).

Los asentamientos inducidos por la variación de esfuerzos efectivos que se genera por las cargas equivalentes repartidas y por el abatimiento de las presiones intersticiales, se estiman por medio de las curvas de compresibilidad del suelo.

3.3 Normas Técnicas Complementarias (NTCDCC)

En las modificaciones a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), se propone el cálculo de fricción negativa para pilotes de fricción de la manera siguiente:

- Para pilotes o pilas interiores:

La magnitud de la carga por fricción negativa deberá estimarse por tanteos, variando la profundidad del nivel neutro (z_0), hasta que se cumpla:

$$\frac{\sum Q}{N_p} + FN = FP + C_p \quad (3.3.1)$$

Donde:

$\sum Q$ = Las acciones permanentes más acciones variables con intensidad media

N_p = Número de pilotes o pilas

$FP = C_f|_{z_0}^{D_f+L_p}$ es la fricción positiva igual a la capacidad de carga por adherencia lateral (C_f), desde el nivel neutro (z_0) hasta la profundidad de la punta del pilote o pila ($D_f + L_p$), considerando un factor de resistencia unitario,

C_p = La capacidad de carga por punta considerando un factor de resistencia unitario,

L_p = Longitud del pilote o pila,

N_p = Profundidad de desplante de la zapata, losa o el cajón de cimentación, y

FN = Fricción negativa, igual a:

$$FN = \text{mín.} \left\{ \begin{array}{l} C_f|_{D_f}^{z_0} \\ \Delta\sigma_{z_0}A_T \end{array} \right. \quad (3.3.2)$$

Donde:

$C_f|_{D_f}^{z_0}$ = Capacidad de carga por adherencia lateral (C_f) desde la profundidad de desplante (D_f) hasta el nivel neutro (z_0), considerando un factor de resistencia unitario,

$\Delta\sigma_{z_0}$ = Incremento del esfuerzo efectivo a la profundidad (z_0), sin considerar la presencia de los pilotes o pilas, generado por el abatimiento de la presión de poro en el futuro que se considere más probable o una sobrecarga en el terreno circundante,

A_T = Área tributaria entre pilotes o pilas.

En la figura 3.3 se explica cómo se considera el incremento del esfuerzo efectivo a la profundidad del nivel neutro. La consideración del valor mínimo de la fricción negativa fue

propuesta por Rodríguez (2010), en donde, con base en los modelos desarrollados en su trabajo doctoral, observó que los pilotes interiores no alcanzan condiciones límite.

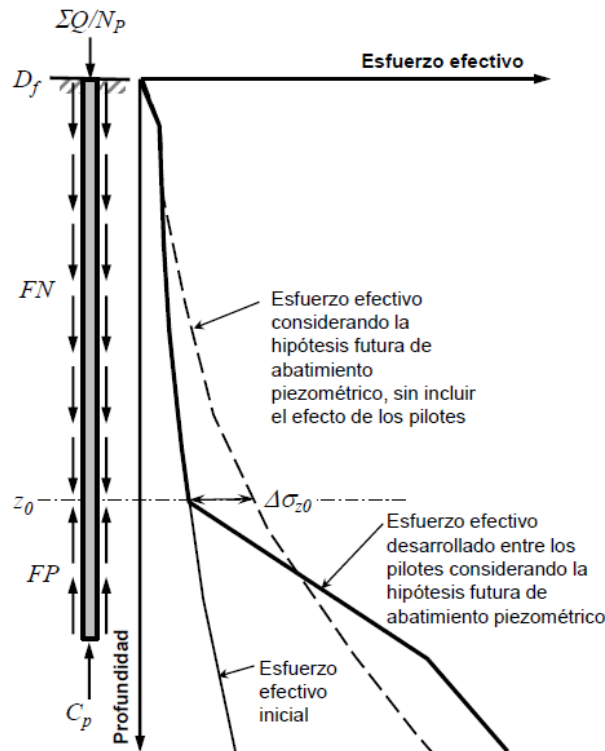


Figura 3.3. Consideraciones para la fricción negativa (Auvinet y Rodríguez, 2016) citado en Pineda (2016)

- Pilotes o pilas de borde y esquina

Para el caso de pilas o pilotes perimetrales que no alcanzan a apoyar su punta en un estrato resistente, la fricción negativa podrá estimarse con el criterio establecido anteriormente, considerando $FN = C_f |_{D_f}^{z_0}$.

La capacidad de carga por punta (C_p) de cada pilote se calculará por medio de la siguiente ecuación:

Para suelos cohesivos,

$$C_p = (c_u N_c^* F_R + p_v) \tag{3.3.3}$$

Donde:

c_u = Cohesión aparente del suelo de apoyo determinada en un ensaye triaxial UU,

p_v = La presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, y

N_c^* = Coeficiente de capacidad de carga, que se define por:

Tabla 3.1. Coeficiente N_c^* para distintos valores de ϕ_u

Coeficiente N_c^*			
ϕ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

De igual manera, el cálculo de la capacidad de carga por adherencia lateral también puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1}^m \alpha_i c_{ui} L_i \quad (3.3.4)$$

Donde:

P_p = Perímetro del pilote,

F_R = Factor de reducción con valor igual a uno,

c_{ui} = La cohesión media aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado del estrato i ,

L_i = Longitud del pilote correspondiente al estrato i , y

α_i = Coeficiente de adherencia lateral elemento-suelo del estrato i

El factor α se obtiene como:

$$\alpha_i = 0.5 \sqrt{\frac{\bar{P}_{vi}}{c_{ui}}} \quad (3.3.5)$$

Donde:

\bar{P}_{vi} = Presión vertical debida al peso del suelo a la profundidad media del estrato i .

Los valores mínimos y máximos de α_i serán de 0.3 y 1 respectivamente.

4 ESTUDIO MEDIANTE EL MEF3D DE GRUPO DE PILOTES SOMETIDOS A FRICCIÓN NEGATIVA

En este capítulo se presenta un análisis del comportamiento de una cimentación de losa con pilotes de fricción y de punta, empleando modelos tridimensionales. Se evaluará el comportamiento general de la cimentación ante el hundimiento regional; cuantificando la carga por fricción negativa en los pilotes de interior, borde y esquina para esta configuración.

Primeramente, se definió el modelo geotécnico que representa a la zona lacustre de la ciudad de México. De acuerdo con las propiedades de los estratos, se seleccionan los modelos constitutivos para el modelado numérico.

Seguido a esto, se definió la geometría de la cimentación, la carga que se aplicará, la separación y el número de pilotes. Para esto, se tomará en cuenta la experiencia local, así como la reglamentación vigente para el diseño de pilotes de fricción.

Por último, después de plantear los casos de estudio, se definen las características de la modelación numérica como el tipo de análisis, los modelos constitutivos, los parámetros, el empleo de elementos especiales, las condiciones de frontera y las etapas de análisis.

4.1 Modelo geotécnico

4.1.1 Perfil estratigráfico

Con la finalidad de que el modelado numérico sea característico de la zona lacustre de la ciudad de México, se utilizó la información de estudios de mecánica de suelos proveniente de un lugar cercano al ex-lago de Texcoco; información obtenida del laboratorio de Geoinformática del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Se considera que en esta zona el abatimiento piezométrico producido por bombeo está en su etapa inicial (Rodríguez, 2010), por tanto, el nivel de preconsolidación de los estratos arcillosos es relativamente bajo.

El perfil estratigráfico que se considera en este trabajo, es el mismo que emplearon Rodríguez (2010) y Pineda (2016). En la Figura 4.1 se presenta el perfil de contenido de agua, de resistencia por punta tipo CPT, del número de golpes de una prueba SPT y de la resistencia al corte no drenado, obtenido de pruebas de compresión triaxial no consolidadas-no drenadas.

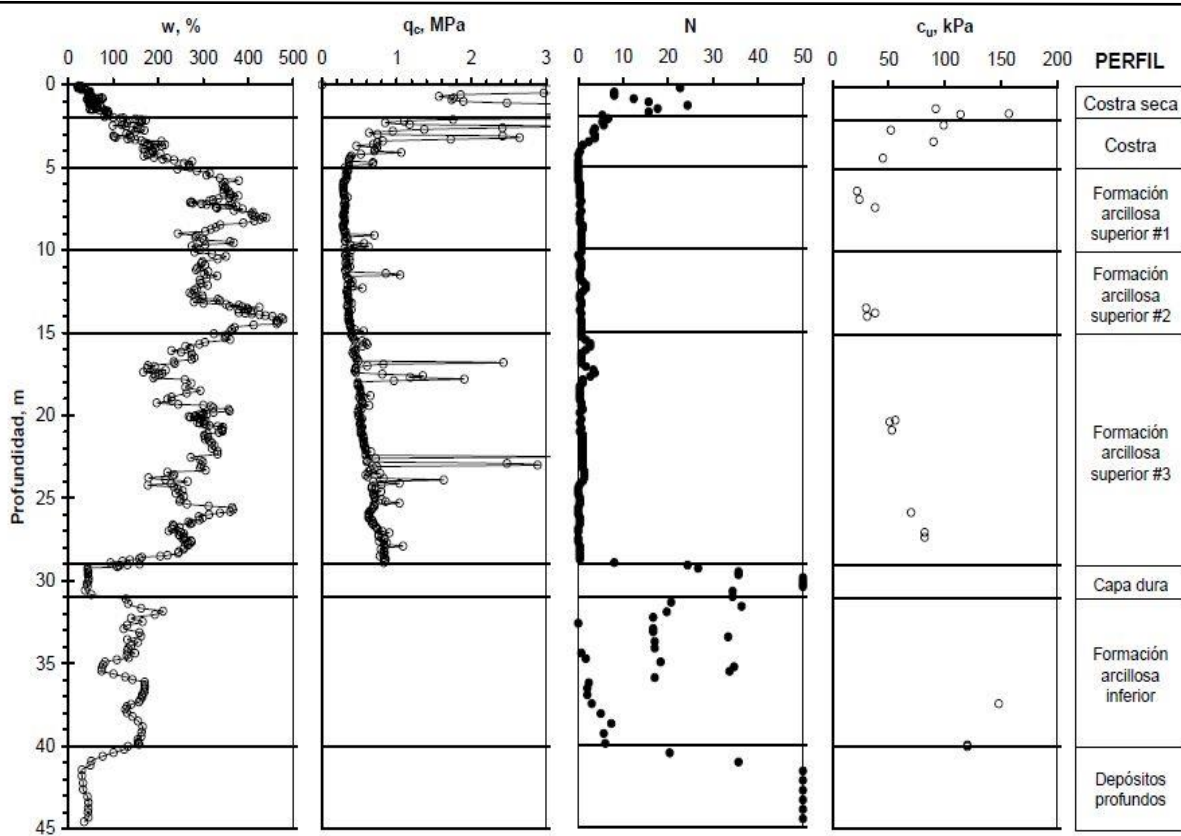


Figura 4.1. Perfil estratigráfico (Rodríguez, 2010)

En dicho perfil estratigráfico se pueden distinguir cinco estratos globales típicos de la zona del lago: la costra, la formación arcillosa superior (FAS), la denominada capa dura (CD), la formación arcillosa inferior (FAI), y los depósitos profundos (DP). La costra se encuentra subdividida en dos estratos, la seca y húmeda; esto se debe a las diferencias de resistencias y de contenido de agua. De cinco a 29m de profundidad se ubica la FAS donde se encuentran estratos intercalados de arena con una alta resistencia de punta en la prueba de cono; de acuerdo con los contenidos de agua y del nivel de pre-consolidación la FAS se subdividió en tres subestratos. De 29 a 31m de profundidad, se encuentra la CD con un contenido de agua medio del 50% y números de golpes superiores a 50. De 31 a 40m de profundidad se localiza la FAI con contenido de agua medio del 150% aproximadamente y una resistencia superior a la FAS. Por último, se encuentran los DP cuya característica principal es que los materiales presentan una compacidad muy densa y un bajo contenido de agua; no siendo de interés esta última para este trabajo.

4.1.2 Propiedades de los suelos

De acuerdo a la figura 4.2a existen estratos altamente preconsolidados, como lo son la Costra seca y la Costra húmeda; y otros ligeramente preconsolidados como las formaciones arcillosas superior e inferior. Dicho comportamiento será representado mediante modelos constitutivos validados y realistas. Baran et al., 1968 (citado por Pineda, 2016), mencionan que: “*Un modelo es y debe ser irreal en el sentido estricto de la palabra, sin embargo, en un sentido paradójico, si es un buen modelo puede proveer un buen entendimiento de la realidad*”.

Los análisis se realizan en términos de esfuerzos efectivos considerando parámetros drenados; esto debido a que interesan los asentamientos diferidos. Para simular el comportamiento de la Costra seca, de la Costra y de la Capa dura, se utilizó el modelo Mohr-Coulomb (MC) y para los estratos arcillosos el Soft-Soil (SS). Dichos parámetros se pueden ver en las tablas 4.1 y 4.2 respectivamente.

Tabla 4.1. Propiedades del modelo Mohr-Coulomb

Estrato	γ kN/m ³	E' kPa	ν' -	c_u kPa	E_u kPa	ν_u	ϕ' °	K_0
Costra seca	14.5	4,825	0.25	125	13,690	0.49	55	1.17
Costra húmeda	12	3,444	0.25	60	7,240	0.49	47	0.82
CD	18	10,000	0.33	--	--	0.49	45	0.29

Tabla 4.2. Propiedades del modelo Soft-Soil

Estrato	γ kN/m ³	λ^* -	κ^* -	POP kPa	ν'_{ur}	c_u	c kPa	ϕ' °	K_0	K_0^{NC}
FAS#1	11.4	0.35	0.021	25	0.15	28	0	43	0.44	0.32
FAS#2	11.1	0.30	0.021	5	0.15	33	0	40	0.38	0.36
FAS#3	11.5	0.33	0.018	10	0.15	70	0	40	0.38	0.36
FAI	13.3	0.22	0.015	10	0.15	130	0	40	0.37	0.36

4.1.3 Estado inicial de esfuerzos y condiciones piezométricas

Se presenta una gráfica desarrollada por Rodríguez (2010), donde se puede apreciar el estado inicial de esfuerzos en el suelo. La gráfica se realizó calculando el esfuerzo geostático, asumiendo el nivel de aguas freáticas (NAF) a una profundidad media de 2 metros.

El esfuerzo efectivo inicial se obtuvo sumándole al esfuerzo geostático el abatimiento de las presiones intersticiales inicial, que se indica en la Figura 4.2a.

Observando la Figura 4.2a, los estratos arcillosos se encuentran altamente preconsolidados si se compara el esfuerzo de preconsolidación con el esfuerzo geostático. No obstante, al comparar el mismo con el esfuerzo efectivo inicial, se puede concluir que sólo existe una ligera preconsolidación.

La profundidad del NAF y el perfil de presiones de poro inicial se obtuvieron de mediciones mediante piezómetros instalados en lentes permeables que se encuentran a distintas profundidades de la FAS, asimismo, en la capa dura.

Se considera este valor inicial como un abatimiento moderado representativo de la zona. En los análisis se consideran dos hipótesis de abatimiento a futuro (Figura 2.4b); y se representan como un abatimiento moderado (Hipótesis #1) y otro abatimiento extremo pero posible (Hipótesis #2).

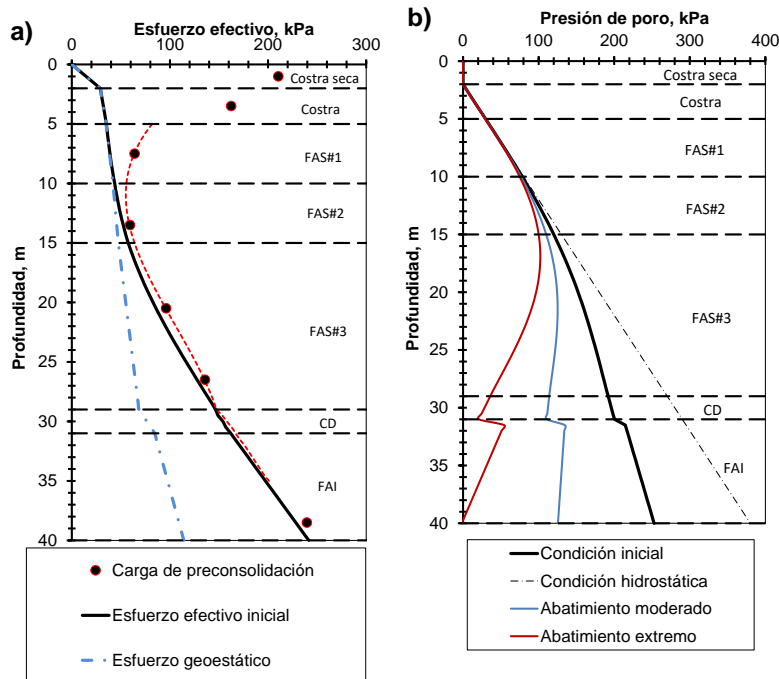


Figura 4.2. a) Estado inicial de esfuerzos y b) Condiciones piezométricas actuales y previstas (Rodríguez, 2010)

4.2 Cimentaciones analizadas

Se analiza una losa de cimentación con pilotes de fricción y de punta. El diseño se realiza dentro de la filosofía de “Diseño en términos de capacidad de carga” para los pilotes de fricción. Dicha losa con pilotes de fricción y de punta está desplantada a nivel del terreno natural $D_f = 0m$.

4.2.1 Dimensiones en planta de la cimentación

Con base en la experiencia, las estructuras que se cimientan con pilotes de fricción y de punta, generalmente se encuentran dentro de un intervalo de altura y extensión de planta.

En el análisis se considera:

- Una cimentación correspondiente a estructuras “altas y pesadas” con 10 niveles. Se consideran una planta cuadrada de 30m de lado, con cimentación sobre losa superficial.

4.2.2 Cargas aplicadas

Para definir la presión unitaria aplicada en la superficie de la cimentación, es necesario conocer la resistencia del material donde se desplantará la edificación.

Acorde a la reglamentación vigente (NTCDCC 2004), se puede definir un esfuerzo permisible:

$$\left(\frac{\sum Q}{A}\right) < \frac{c_u N_c F_R + P_v}{F_c} \quad (4.2.1)$$

Entonces, con las propiedades que se muestran a continuación:

$c_u = 30kPa$ (valor mínimo de los estratos), $N_c = 6.43$ (nivel superficial), $F_R = 0.7$, $P_v = 0kPa$ y $F_c = 1.4$;

$\left(\frac{\sum Q}{A}\right) < 96.5 kPa$; siendo este el valor máximo de presión unitaria que el estrato puede resistir.

Se considera que cada nivel de la estructura corresponde a una presión unitaria al nivel de cimentación de 10kPa. Teniendo así una presión unitaria al nivel de cimentación de 100kPa.

4.2.3 Pilotes

Se emplean pilotes de concreto reforzado con longitud (L_p) de 25m para los pilotes de fricción. Con esta longitud se tiene una separación de 4m entre el extremo del pilote y la CD. Y para

los pilotes de punta se tiene una longitud de 29m, con esta longitud estos pilotes estarán apoyados en la CD. Además se tiene una sección transversal circular de 0.5m para su empleo en el modelado numérico.

4.2.4 Separación entre los pilotes

Se define la separación de los pilotes en términos de capacidad de carga como S_{ELF} . La separación entre pilotes debe ser tal que tenga un arreglo en planta cuadrado.

La separación para esta filosofía de diseño, es aquella que, de acuerdo a las propiedades del terreno, permita satisfacer la siguiente ecuación:

$$R = (C_p + C_f)N_p \quad (4.2.2)$$

Donde:

R = Capacidad de carga combinada que brinda la punta y el fuste del pilote, multiplicado por el número de pilotes en la cimentación;

N_p = es el número de pilotes; despejando se tiene:

$$N_p = \frac{R}{C_p + C_f} = \frac{A}{S_{ELF}^2} \quad (4.2.3)$$

Donde:

$\frac{A}{S_{ELF}^2}$ = Relación de área disponible de la planta de la cimentación entre la proporcionada por el área tributaria del pilote. La relación anterior es fácil de entender, ya que el número de pilotes está dado tanto por su resistencia como por el área disponible en planta para que sean distribuidos adecuadamente.

Al sustituir la relación de áreas en la ecuación de capacidad de carga combinada, se tiene:

$$R = \frac{A(C_p + C_f)}{S_{ELF}^2} \quad (4.2.4)$$

Teniendo en cuenta que, $\sum QF_c < R$, sustituyendo R se tiene:

$$\Sigma Q_{F_c} < \frac{A(c_p+c_f)}{S_{ELF}^2} \quad (4.2.5)$$

Despejando S_{ELF} tenemos:

$$S_{ELF} < \sqrt{\frac{c_p+c_f}{\left(\frac{\Sigma Q}{A}\right)_{ELF} F_c}} \quad (4.2.6)$$

De acuerdo con las tablas 4.1 y 4.2, se tiene:

$$C_p = (c_u N_c^* F_R + P_v) A_p$$

$$C_f = A_L f F_R$$

$$c_u = 70 \text{ kPa (FAS\#3)}$$

$$A_L = 39 \text{ m}^2 (L = 25 \text{ m}, D = 0.25 \text{ m})$$

$$N_c^* = 7 (\phi_u = 0^\circ)$$

$$f = c_u = 68.6 \text{ kPa}$$

$$F_R = 0.7$$

$$F_R = 0.7$$

$$P_v = 292.5 \text{ kPa (z = 25 m)}$$

$$c_f = 1,887.19 \text{ kPa}$$

$$A_p = 0.1963 \text{ m}^2$$

$$C_p = 124.75 \text{ kPa}$$

Sustituyendo se tiene:

$$S_{ELF} < 3.8 \text{ m}$$

Se toma como separación entre pilotes el valor de 3.0m; siendo un valor de uso cotidiano en la práctica profesional. En la tabla 4.3 se muestra el número de pilotes para las dimensiones propuestas.

Tabla 4.3. Número de pilotes de acuerdo con SELF

B=L (m)	AL m ²	S m	NP --
30	900	3.0	100

4.3 Modelado basado en el MEF3D

El tiempo de análisis de un programa basado en el MEF3D es prolongado. Dicho tiempo depende de varios factores como el número de elementos finitos generados y de las capacidades del equipo de cómputo.

Se recomienda si las dimensiones y el número de pilotes lo permiten, modelar sólo una parte del problema aprovechando su simetría. En este trabajo se aprovecharon sus características para sólo modelar una cuarta parte del problema. Esta simplificación nos sirve para los tiempos de cálculo, siendo en el MEF3D mucho más tardíos que en 2D; de igual manera la simplificación no representa problema alguno, ya que se puede conocer el comportamiento de los pilotes de interés (Interiores, de borde y esquina). Como se puede observar en la Figura 4.3.

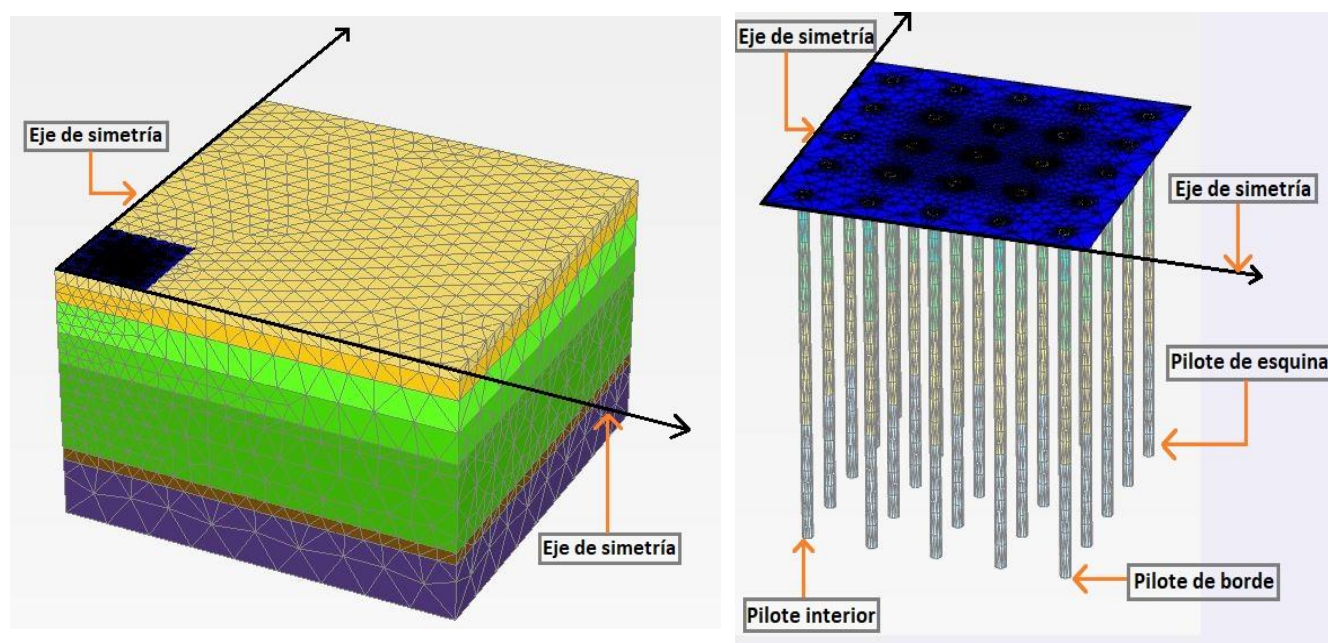


Figura 4.3. Modelo de una losa de cimentación con pilotes en un programa de MEF3D

Para conocer el comportamiento de esta cimentación, se utilizó el programa basado en elementos finitos PLAXIS 3D AE en su versión 2015.

4.3.1 Malla de elementos finitos

En este análisis no se incluyeron los elementos de interfaz entre pilote y suelo, esto por investigaciones recientes. Rodríguez (2010) encontró que: *“Para un modelado a largo plazo influye más la compresibilidad del suelo que su resistencia al corte”*.

En la figura 4.4 se puede observar la densificación de la malla en la zona donde se encuentra el grupo de pilotes y su periferia, esto para tener una mayor precisión en los resultados de esfuerzos y desplazamientos en el suelo.

4.3.2 Condiciones de frontera

En problemas de análisis numéricos es esencial definir las condiciones de frontera para su resolución. Se restringe sus fronteras en sentido horizontal (caras laterales 1-1' y 2-2') así como en sentido vertical y horizontal (cara inferior 3) como se muestra en la figura 4.5

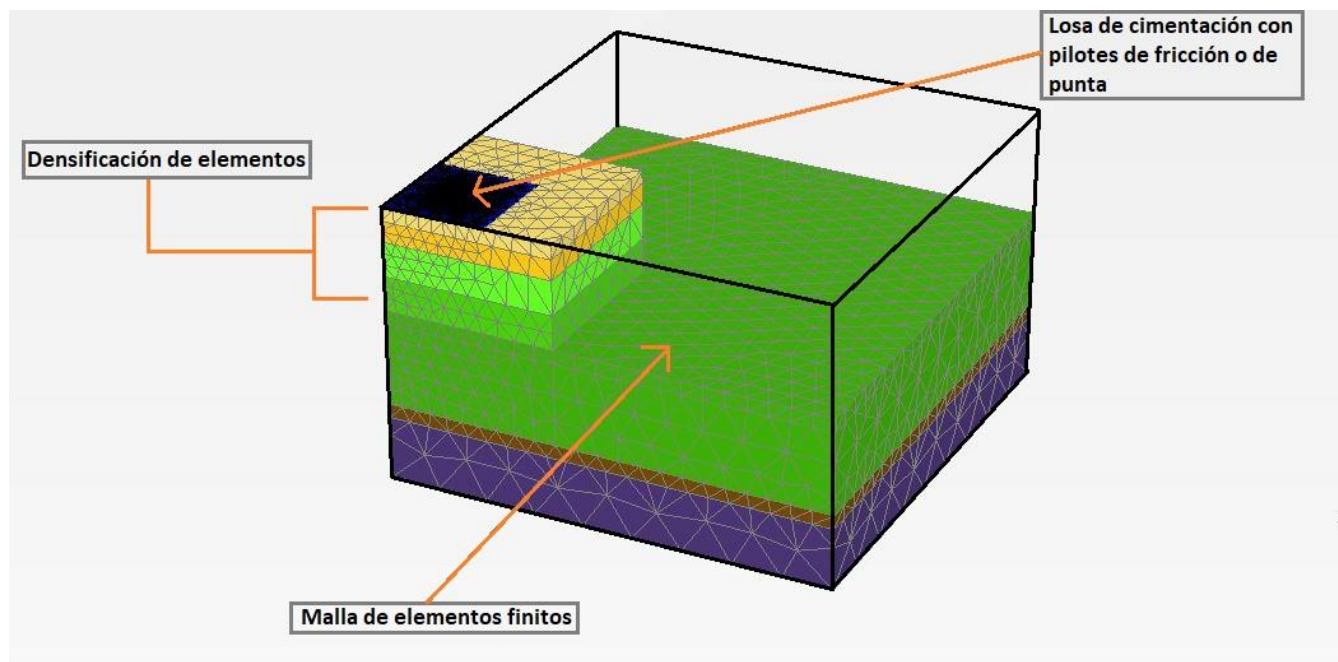


Figura 4.4. Malla de elementos finitos para una losa de 30 m de lado

4.3.3 Etapas de análisis

Las etapas de análisis para el estudio son las siguientes:

- Etapa 1, aplicación de una carga uniformemente distribuida en la losa de 100kPa.
- Etapa 2, se mantiene la carga y se somete al suelo a un abatimiento moderado de las presiones intersticiales.
- Etapa 3, se mantiene la carga impuesta en la etapa 1 y se somete al suelo a un abatimiento extremo de las presiones intersticiales.

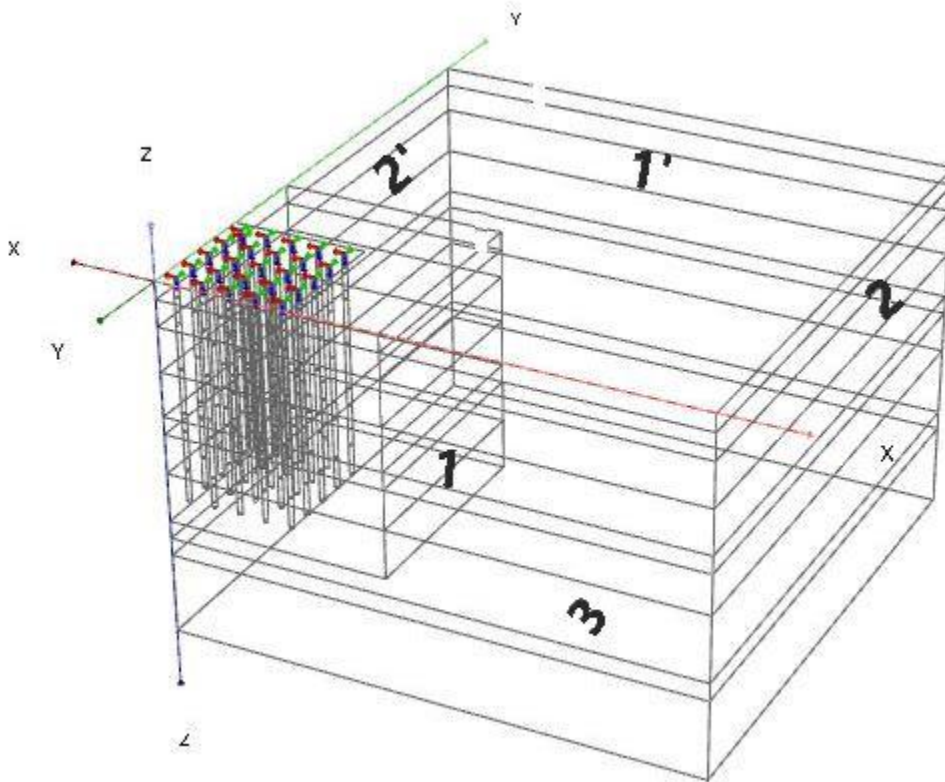


Figura 4.5. Condiciones de frontera del modelo

5 RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS MODELOS GEOTÉCNICOS DE PILOTES DE FRICCIÓN Y DE PUNTA MEDIANTE EL MEF3D

Enseguida se presentan los resultados de los análisis realizados en el MEF3D. En ellos se muestran desplazamientos verticales, puntos plásticos en el suelo y la carga axial desarrollada en los pilotes (Q_p) de fricción y de punta. Las líneas negras punteadas en las figuras de desplazamientos, representan los ejes de simetría.

El modelo permite estimar el hundimiento regional inducido por diferentes abatimientos. El hundimiento para el abatimiento de la etapa 2 (moderado), resultó de 1.8m y el hundimiento para el abatimiento de la etapa 3 (extremo), resultó de 3.6m.

5.1 Resultados en pilotes de fricción

En este apartado se presentan los desplazamientos verticales en la losa de cimentación con pilotes de fricción en las diferentes etapas consideradas.

5.1.1 Desplazamientos verticales en losa de cimentación con pilotes de fricción

5.1.1.1 Etapa 1

En esta etapa los desplazamientos máximos como se esperaba, se presentaron en el centro de la losa de cimentación y los de menor magnitud en los bordes o esquinas de la misma. La rigidez de la losa juega un papel importante, debido que afecta en la magnitud y en la distribución de los desplazamientos. Estos resultados concuerdan con los obtenidos por Pineda (2016). En la figura 5.1 se puede observar dicho comportamiento, la magnitud máxima en desplazamiento vertical que presentó la losa con pilotes de fricción es de 45 cm localizada al centro de la misma y con un desplazamiento diferencial de 5.3 cm.

De igual forma, se puede observar que en el modelado se llegan a disipar los desplazamientos hasta a una distancia de aproximadamente una vez su ancho.

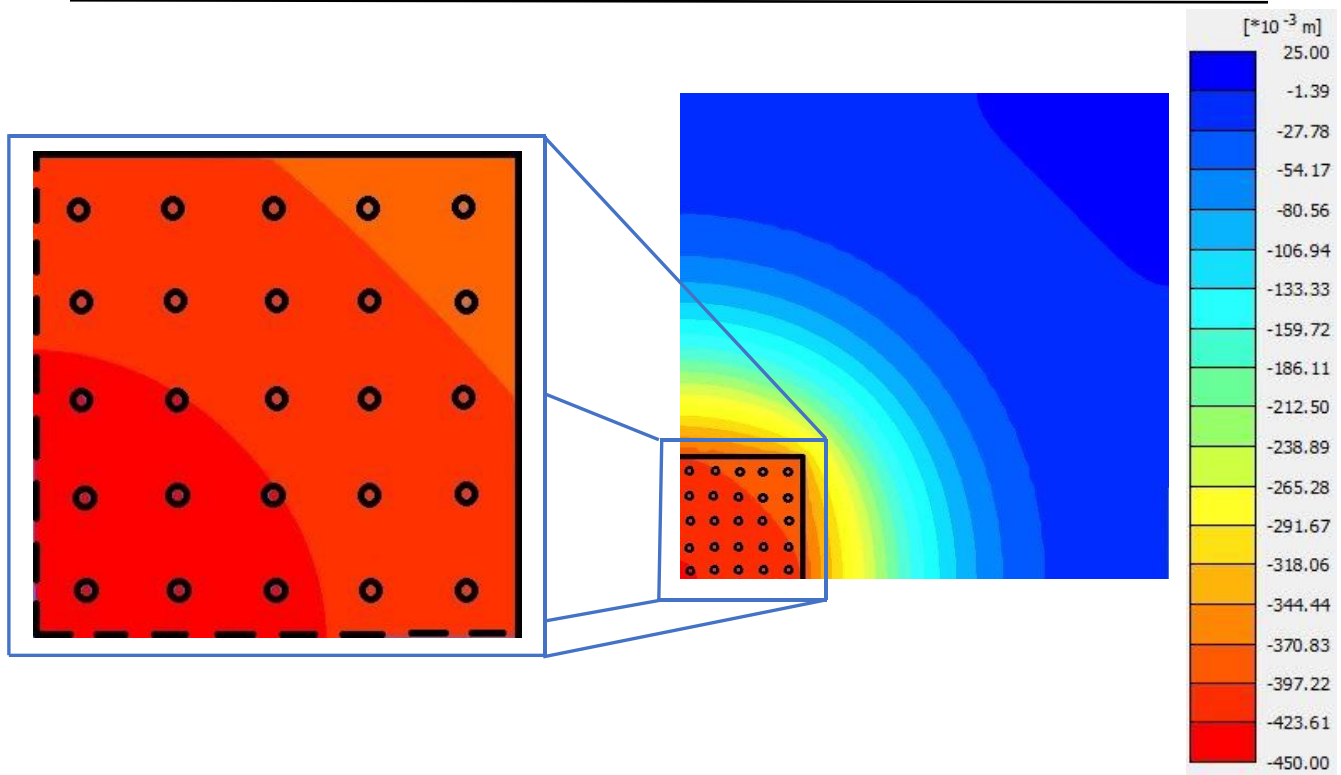


Figura 5.1. Desplazamientos verticales de la etapa 1 (Aplicación de carga) en pilotes de fricción

5.1.1.2 Etapa 2

En la etapa 2 se puede observar un cambio en la localización de los desplazamientos máximos, presentándose ahora en los bordes y esquinas de la losa de cimentación. Este cambio de ubicación se le atribuye a la aparición de fricción negativa, desarrollándose con mayor medida en pilotes de esquina y borde respecto a los pilotes interiores.

Se puede observar en la figura 5.2 que los desplazamientos se concentran prácticamente en su totalidad en el interior de la superficie que ocupa la losa de cimentación. La losa de cimentación al ser infinitamente rígida tiende a desplazarse de manera uniforme sin la generación de hundimiento diferenciales considerables.

5.1.1.3 Etapa 3

En esta etapa se observa un comportamiento semejante al anterior (Etapa 2), con diferencias en magnitud de desplazamientos por el aumento en la fricción negativa ocasionado por el abatimiento extremo. En la Figura 5.3 se pueden ver los desplazamientos en dicha etapa.

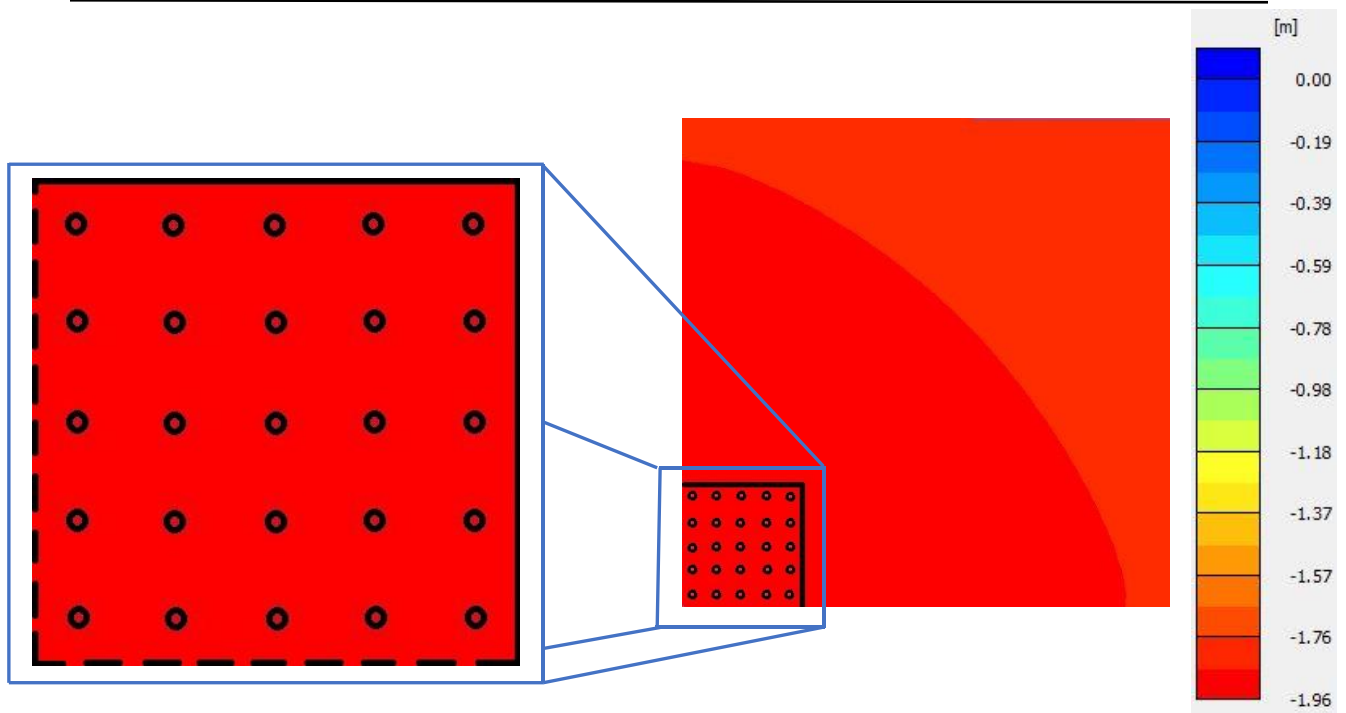


Figura 5.3. Desplazamientos verticales de la etapa 2. (Aplicación de carga + abatimiento moderado) en pilotes de fricción

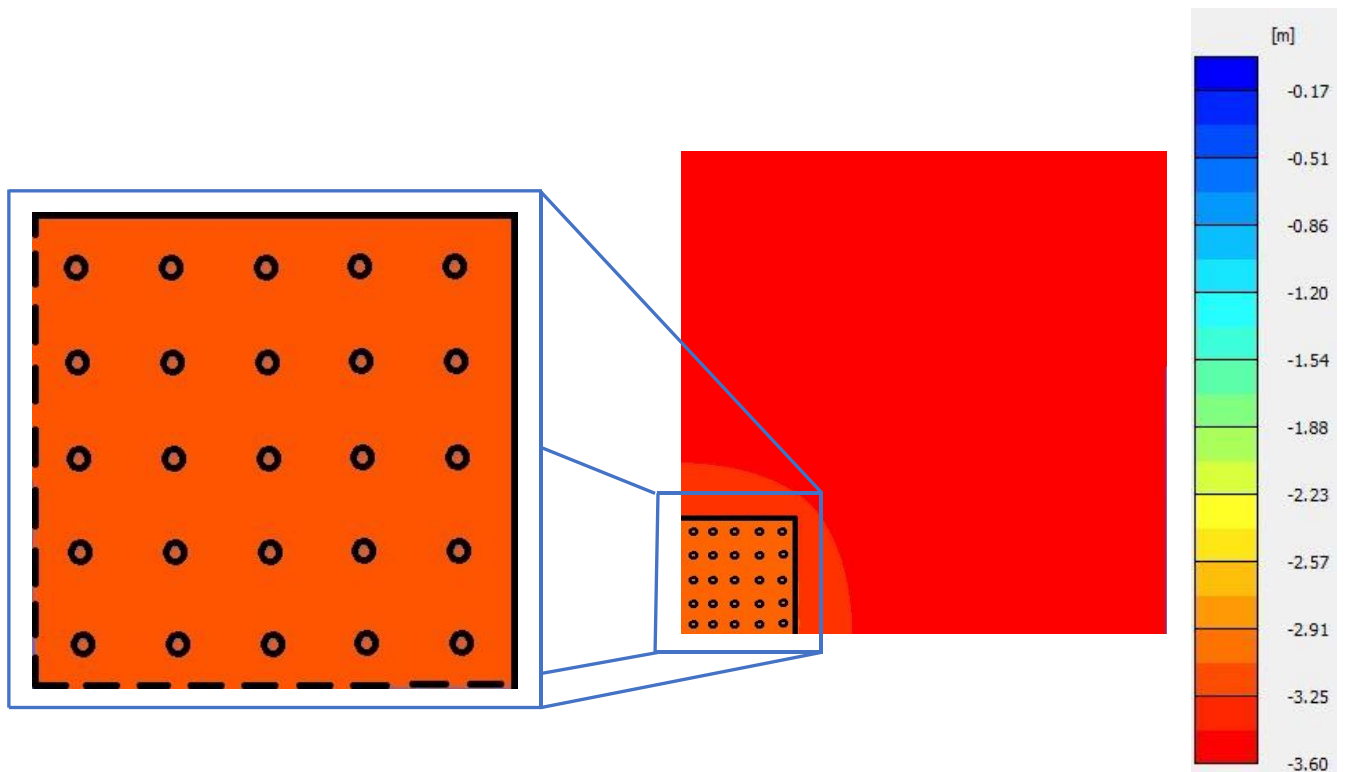


Figura 5.2. Desplazamientos verticales de la etapa 3. (Aplicación de carga + abatimiento extremo) en pilotes de fricción

En la Tabla 5.1 se pueden observar los desplazamientos máximos ($\delta_{m\acute{a}x1,2,3}$) para las diferentes etapas, así como los desplazamientos verticales netos ($\delta_{n2,3}$). Definimos el desplazamiento neto como la diferencia entre el desplazamiento por hundimiento regional sin cimentación ($\delta_{HR2,3}$) y el desplazamiento máximo con cimentación ya sea tanto para la etapa 2 o 3.

Tabla 5.1. Desplazamientos máximos y netos en las diferentes etapas consideradas para pilotes de fricción

Cimentación	δ , m				
	Etapa 1	Etapa 2		Etapa 3	
	$\delta_{m\acute{a}x1}$	$\delta_{m\acute{a}x1}$	δ_{n2}	$\delta_{m\acute{a}x2}$	δ_{n3}
Pilotes de fricción	-0.41	-1.93	-0.13	-3.28	0.32

Como se muestra en la tabla 5.1 en la aplicación de la carga (etapa 1) se tiene un desplazamiento máximo en el centro de la losa de 41 cm. Para las etapas con abatimientos (etapa 2 y 3) al tener el hundimiento regional se tiene un cambio de hundimiento a emersión aparente. Puntualmente en la etapa 2 se tiene un hundimiento neto de 13 cm, es decir, la cimentación sigue el hundimiento regional. Mientras que para la etapa 3, se tiene una emersión aparente de 32 cm.

5.1.2 Carga axial desarrollada en los pilotes interiores, de borde y de esquina

Se presentan diferentes gráficas donde se puede observar el desarrollo de carga axial tanto por aplicación de carga (etapa 1), así como por el desarrollo de fricción negativa a diferentes niveles de abatimientos (etapa 2 y 3); para pilotes interiores, de borde y de esquina.

5.1.2.1 Etapa 1

Las diferencias en carga axial que se pueden observar en la figura 5.4, se debe a la localización de los diferentes pilotes y a la rigidez de la losa de cimentación. Debido a la rigidez de la losa de cimentación, los esfuerzos transmitidos tienden a concentrarse en los bordes y en mayor medida, en las esquinas. Como se observa en dicha figura, la carga axial en la cabeza de los pilotes es mayor para el ubicado en la esquina, seguido el de borde y por último el interior. También se observa la transferencia de carga del pilote al suelo a través del fuste, ya que en la punta se presenta una carga menor comparada con la que se tiene en la cabeza.

5.1.2.2 Etapa 2

El hundimiento generado por el abatimiento piezométrico permite que se desarrolle fricción negativa, ejerciendo mayor influencia en el comportamiento de los pilotes de esquina que en los de borde e interiores. Esto puede atribuirse a que el área de influencia es considerablemente mayor que la de los demás.

5.1.2.3 Etapa 3

Se observa un incremento considerable de la carga axial por fricción negativa, junto con un aumento del eje neutro de los diferentes pilotes considerados, además de un desarrollo sustancial en la capacidad por punta, cumpliendo así con el equilibrio de los pilotes. También puede observarse en la cabeza de los pilotes una zona de carga y descarga; esto se atribuye a la rigidez de la losa y a la fricción negativa. La fuerza por fricción negativa intenta jalar hacia abajo a los pilotes de esquina y de borde; la losa por su parte intenta mantenerlos hasta que éstos se liberan y se descargan, contrario a los pilotes interiores que tienden a cargarse (Figura 5.4)

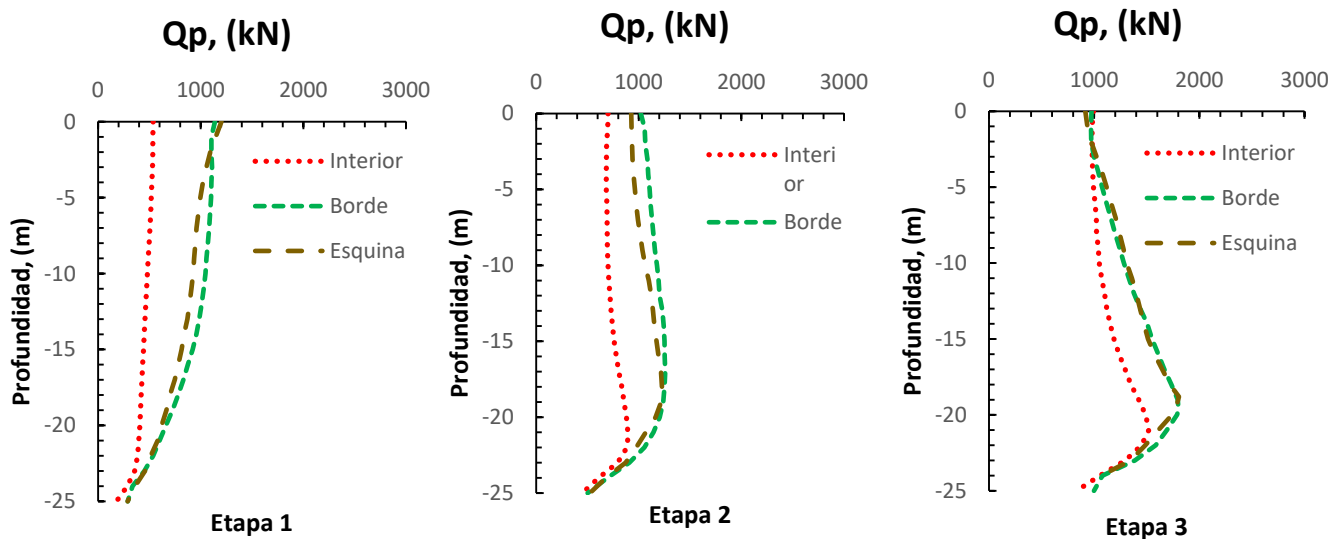


Figura 5.4. Carga axial (Q_p) para las diferentes etapas consideradas en pilotes de fricción

En las tablas 5.2 a 5.4 se presentan los diferentes resultados de la carga axial en los pilotes de interior, borde y esquina, así como los resultados de la profundidad del eje neutro en las diferentes etapas. También se muestran los resultados de la carga en la cabeza para observar en magnitud las cargas y descargas de las mismas.

Tabla 5.2. Carga axial por fricción negativa en pilotes de fricción

Carga axial por fricción negativa (Q_p)			
Etapa 2	Interior	195	kN
	Borde	238	kN
	Esquina	307	kN
Etapa 3	Interior	527	kN
	Borde	827	kN
	Esquina	890	kN

Tabla 5.3. Profundidad del eje neutro para pilotes de fricción

Eje neutro para las diferentes etapas y ubicación de pilotes (Z_0)			
Etapa 2	Interior	-21.3	m
	Borde	-17.0	m
	Esquina	-18.8	m
Etapa 3	Interior	-21.0	m
	Borde	-19.7	m
	Esquina	-18.8	m

Tabla 5.4. Descargas en la cabeza en los pilotes de fricción

Carga axial en la cabeza de los pilotes (Descargas por fricción negativa)			
Etapa 2	Interior	700	kN
	Borde	1020	kN
	Esquina	927	kN
Etapa 3	Interior	993	kN
	Borde	975	kN
	Esquina	916	kN

Se puede observar en la tabla 5.2 que la carga axial por fricción negativa, la cual se obtuvo mediante la diferencia de la carga axial máxima que se encuentra en la profundidad del eje neutro y la carga axial en la cabeza del pilote. Para la Etapa 3 (Figura 5.4) se aprecia relativamente poca diferencia en las cargas desarrolladas entre los pilotes de borde y de esquina, esto debido a que se alcanzan condiciones límite en todos los pilotes que conforman la periferia del grupo.

En la tabla 5.3 podemos observar las diferentes profundidades de los pilotes, tanto interior, borde y esquina. Esto se debe por las diferencias que tienen estos en su localización y área tributaria y por lo tanto diferencias en fricción negativa. Es por esto que el pilote interior comparado con los de borde y esquina tiene un eje neutro a una profundidad mayor. Al tener una pequeña carga por fricción negativa, podemos observar que la resistencia por punta es capaz de soportar esta carga con una pequeña porción de fricción positiva, manteniendo el eje neutro a una profundidad considerable. En cambio, los pilotes de borde y esquina al estar más expuestos a los abatimientos que generan la fricción negativa tienden a tener una carga axial por fricción negativa importante, desarrollando así más fricción positiva a lo largo del fuste para mantener el equilibrio, minorando así la profundidad del eje neutro.

También se puede observar en la tabla 5.4 las cargas axiales en la cabeza de los diferentes pilotes en las diferentes, observando que para la etapa 3, los pilotes de borde y esquina sufren una descarga, contrario al pilote interior que reciben carga de la liberada. Esto es consecuencia de la fricción negativa y la rigidez de la losa de cimentación.

5.1.3 Puntos plásticos en el suelo

Los modelos de elemento finito que se utilizan comúnmente en Geotecnia pueden ser clasificados como avanzados al trabajar con diferentes modelos elasto-plásticos. Estos modelos elasto-plásticos permiten seguir representando el comportamiento del suelo aun cuando ya se haya presentado una fluencia local. Para suelos cohesivo-friccionantes es común recurrir al modelo de Mohr-Coulomb a pesar de sus obvias limitaciones. Para suelos blandos, los modelos más concurridos son los basados en la teoría del estado crítico (Muir, 1990).

El programa PLAXIS 2D y 3D puede categorizarse en uno de los programas comerciales que trabajan con estos modelos avanzados, debido a que permite conocer los puntos de falla que se desarrollan en el suelo, estos indican que el suelo ha alcanzado el límite de su resistencia y se está plastificando. El programa permite ver estos puntos en diferentes zonas de interés, en este caso la punta y fuste de los pilotes.

Se presenta a continuación diferentes figuras donde se muestra el desarrollo de puntos plásticos en las diferentes etapas consideradas.

5.1.3.1 Etapa 1

Se observa en la figura 5.5 que para la aplicación de carga (Etapa 1) una aglomeración de puntos plásticos en los pilotes de borde y de esquina a lo largo de casi todo su fuste y punta. Esto debido a la rigidez de la losa de cimentación, que al ser infinitamente rígida la carga se concentra en los pilotes perimetrales a esta; observando así los puntos plásticos en estos pilotes. Contrario así para los pilotes interiores, que desarrollan puntos plásticos sólo en su punta.

5.1.3.2 Etapa 2

Por el contrario, en la figura 5.6 se observa una disminución de puntos plásticos en el fuste, tanto de los pilotes de borde como en los de esquina, pero manteniendo los puntos de falla en la punta de los pilotes. Este cambio de los puntos de falla de la etapa 1 a la etapa 2 se debe al cambio en la dirección de los esfuerzos en el fuste. En la etapa 1 los pilotes están sometidos únicamente a fricción positiva. Mientras que en la etapa 2 los pilotes se encuentran sujetos también a fricción negativa.

5.1.3.3 Etapa 3

En esta etapa de abatimiento se desarrolla una mayor cantidad de puntos de falla en el suelo en contacto con en el fuste en comparación con la etapa 2. Esto para los pilotes perimetrales como lo son los de borde y esquina. En la figura 5.7 se puede observar dicho comportamiento. También se puede mirar una franja donde no hay puntos plásticos en el fuste de los pilotes de borde y esquina, siendo esta zona el llamado nivel neutro. Además en los pilotes ubicados en el interior para este nivel de abatimiento no se desarrollan puntos de falla en toda la longitud del pilote, sólo en su punta.

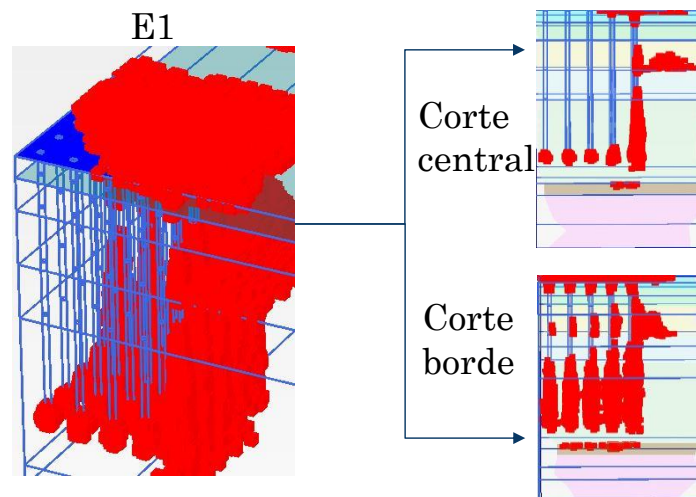


Figura 5.5. Puntos de falla en el suelo para la etapa 1 en pilotes de fricción

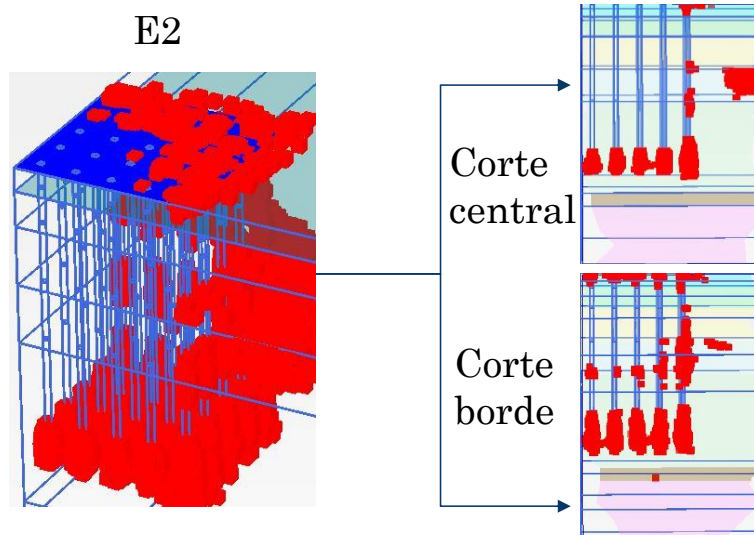


Figura 5.6. Puntos de falla en el suelo para la etapa 2

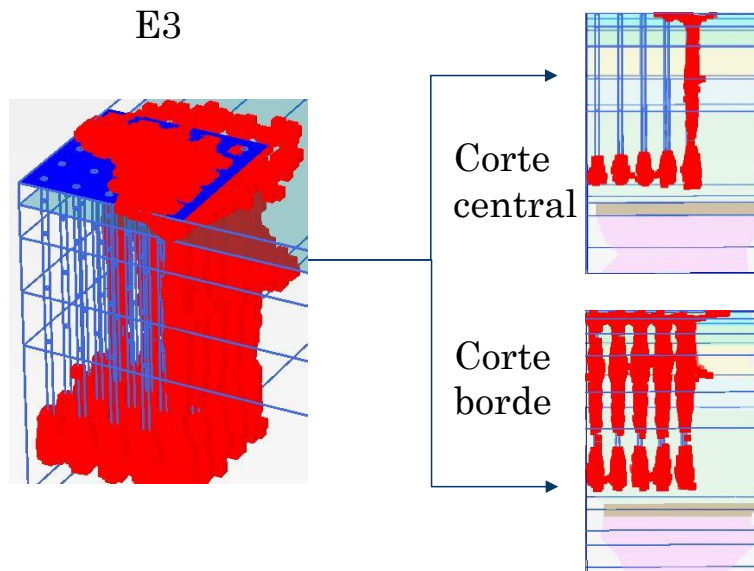


Figura 5.7. Puntos de falla en el suelo para la etapa 3

En la figura 5.8 se ilustra un esquema del área tributaria del pilote interior. En las NTCDCC del 2017 se establece que la fricción negativa no puede ser mayor que el peso propio del suelo que rodea al pilote. Se realiza el cálculo del promedio de los diferentes pesos volumétricos para saber el peso del suelo que rodea a los pilotes. Se tiene como resultado 11.7 kN/m^3 . Esto se multiplica por la longitud del pilote (25m) y por el área tributaria de éstos restando la superficie del pilote, dando como resultado un peso total de 2575 kN.

En la tabla 5.2 podemos observar la magnitud por fricción negativa de los pilotes interiores y se comprueba que los pilotes interiores no se encuentran al límite.

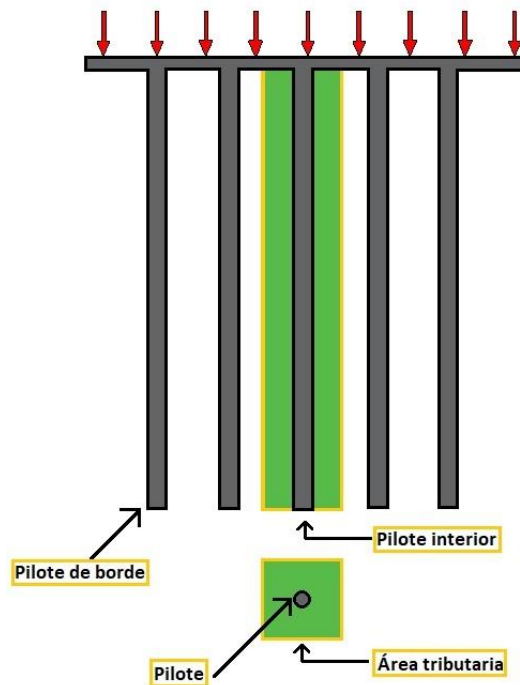


Figura 5.8. Área tributaria de pilotes interiores

5.2 Resultados en pilotes de punta

En este apartado se presentan los desplazamientos verticales en la losa de cimentación con pilotes de punta en las diferentes etapas consideradas.

5.2.1 Desplazamientos verticales en losa de cimentación con pilotes de punta

5.2.1.1 Etapa 1

En esta etapa los desplazamientos máximos, se presentan en el centro de la losa de cimentación y los de menor magnitud en los bordes o esquinas de la misma. Siendo el mismo comportamiento que los pilotes de fricción pero con diferencia en magnitud.

En la figura 5.9 se puede observar dicho comportamiento, la magnitud máxima en desplazamiento vertical que presentó la losa con pilotes de punta es de 22 cm localizada al centro de la misma y con un desplazamiento diferencial de 4 cm. Al igual que en los pilotes de fricción, se puede observar que en el modelado se llega a disipar los desplazamientos hasta a una distancia de aproximadamente una vez su ancho.

5.2.1.2 Etapa 2

Al igual que en la etapa 2 en pilotes de fricción se puede observar un cambio en la localización de los desplazamientos máximos, presentándose ahora en los bordes y esquinas de la losa de

-cimentación. Se puede observar en la figura 5.10 que los desplazamientos se concentran prácticamente en su totalidad en el interior de la superficie que ocupa la losa de cimentación. Tendiendo a desplazarse de manera uniforme sin generación de hundimiento diferenciales considerables.

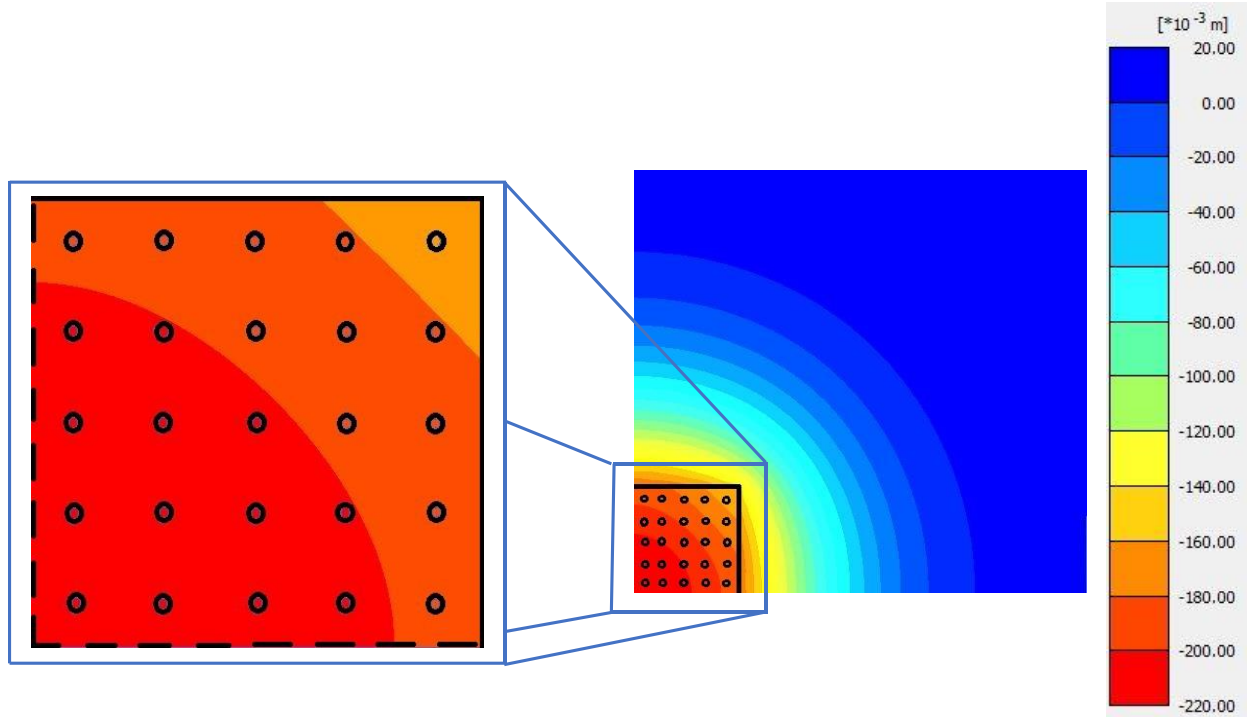


Figura 5.10. Desplazamientos verticales de la etapa 1 (Aplicación de carga) en pilotes de punta

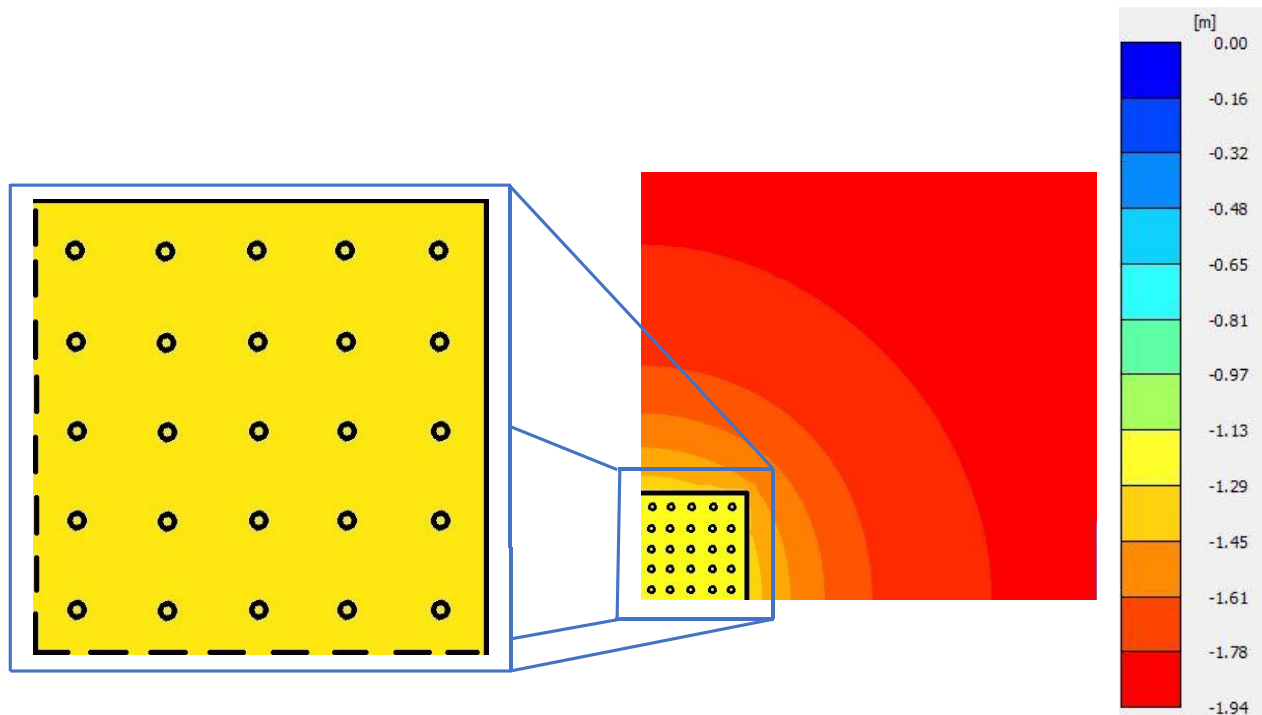


Figura 5.9. Desplazamientos verticales de la etapa 2. (Aplicación de carga + abatimiento moderado) en pilotes de punta

5.2.1.2 Etapa 3

En la figura 5.11 se observa el comportamiento cualitativo de esta etapa, siendo muy parecida a la anterior, teniendo cambios cuantitativos en desplazamientos verticales. Esto por el aumento extremo de abatimiento de presiones piezométricas.

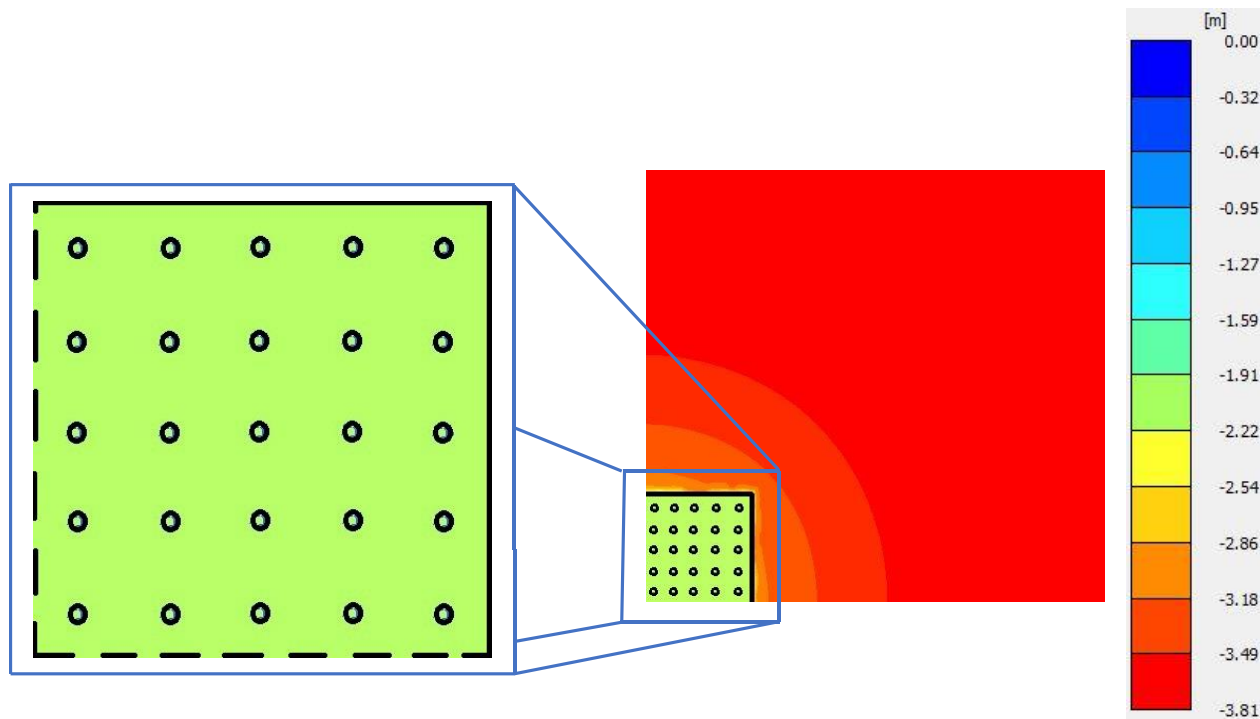


Figura 5. 11. Desplazamientos verticales de la etapa 3. (Aplicación de carga + abatimiento extremo) en pilotes de punta

En la tabla 5.5 se puede observar los desplazamientos máximos y netos para las distintas etapas.

Tabla 5.5. Desplazamientos máximos y netos en las diferentes etapas consideradas para pilotes de punta

Cimentación	δ , m				
	Etapa 1	Etapa 2		Etapa 3	
	$\delta_{m\acute{a}x1}$	$\delta_{m\acute{a}x1}$	δ_{n2}	$\delta_{m\acute{a}x2}$	δ_{n3}
Pilotes de punta	-0.06	-1.44	0.36	-2.32	1.28

Se observa en la etapa 1 un desplazamiento máximo de 6 cm; un desplazamiento muy pequeño en comparación con el de pilotes de fricción. En la etapa 2 se tiene un desplazamiento neto de 36 cm, siendo emersión aparente por el signo obtenido en la diferencia. Se observa que esta magnitud se parece a la de pilotes de fricción pero de la última etapa. Para la etapa 3 en pilotes de fricción se llega a tener una emersión aparente hasta de 128 cm.

5.2.2 Carga axial desarrollada en los pilotes interiores, de borde y de esquina

Se presentan 3 diferentes gráficas donde observa el desarrollo de carga axial por aplicación de carga (etapa 1) y por el desarrollo de fricción negativa (etapa 2 y 3); para pilotes interiores, de borde y de esquina.

5.2.2.1 Etapa 1

En esta etapa de aplicación de la carga se observan algunas diferencias en la carga axial para los diferentes pilotes, como se mencionó anteriormente, se debe a la rigidez de la losa de cimentación y a la posición de los pilotes dentro de la misma.

5.2.2.2 Etapa 2

Hay un incremento de carga axial sustancial por fricción negativa, esto se debe a que los pilotes se encuentran apoyados en la primera capa dura, restringiendo la penetración vertical del pilote. Esto al ser la capa dura más rígida que la zona arcillosa.

5.2.2.3 Etapa 3

Se presenta un desarrollo de carga axial considerable para este nivel de abatimiento, incrementando hasta al doble la carga axial, como es el caso en los pilotes interiores.

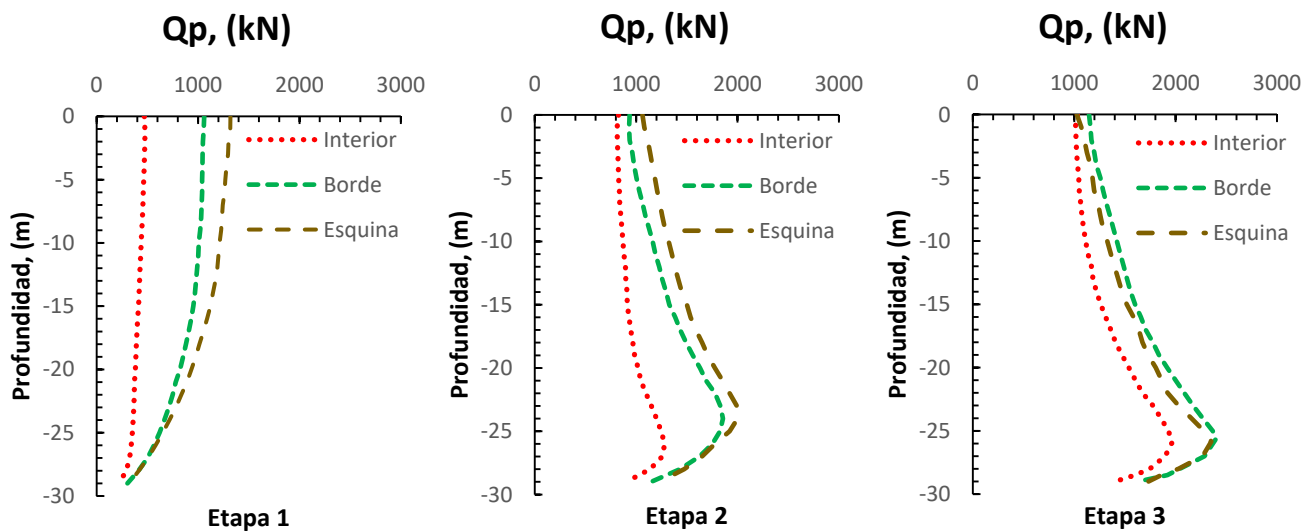


Figura 5.12. Carga axial (Q_p) para las diferentes etapas consideradas en pilotes de punta

En las tablas 5.6 a 5.8 se presenta el resumen de los resultados de los pilotes de punta, su carga axial por fricción negativa, las diferentes profundidades del eje neutro y su carga axial en la cabeza de los pilotes para observar la carga y descarga de los mismos.

Tabla 5.6. Carga axial por fricción negativa en pilotes de punta

Carga axial por fricción negativa			
Etapa 2	Interior	455	kN
	Borde	920	kN
	Esquina	938	kN
Etapa 3	Interior	936	kN
	Borde	1254	kN
	Esquina	1326	kN

Tabla 5.7. Profundidad del eje neutro para pilotes de punta

Eje neutro para las diferentes etapas y ubicación de pilotes (Z_0)			
Etapa 2	Interior	-26.1	m
	Borde	-23.9	m
	Esquina	-23.4	m
Etapa 3	Interior	-25.9	m
	Borde	-25.6	m
	Esquina	-25.8	m

Tabla 5.8. Descargas en la cabeza en los pilotes de punta

Carga axial en la cabeza de los pilotes (Descargas por fricción negativa)			
Etapa 2	Interior	826	kN
	Borde	936	kN
	Esquina	1062	kN
Etapa 3	Interior	1032	kN
	Borde	1146	kN
	Esquina	1026	kN

En la tabla 5.6 se observan las magnitudes de la carga axial por fricción negativa para los diferentes pilotes de punta. Se observa una carga axial mucho mayor en comparación a los pilotes de fricción, tanto en pilotes de interior, borde y esquina. Al igual se observa el comportamiento esperado, que es a mayor magnitud en carga axial para el pilote de esquina, seguido de el de borde y por último el interior, esto debido a que los pilotes de interior están protegidos por los pilotes de borde y de esquina, siendo éstos últimos dos los más propensos a la fricción negativa.

Se observa en la tabla 5.7 las diferentes profundidades del eje neutro, teniendo un comportamiento esperado, cómo se mencionó en la sección 5.1.2. Habiendo una disminución de la profundidad del eje neutro en las diferentes etapas. A su vez viéndose un incremento en la fricción positiva al igual que un crecimiento sustancial en la resistencia por punta, para cumplir así con el equilibrio. Este incremento comparado con el registrado en las puntas de los pilotes de fricción en la etapa de abatimiento moderado casi el doble en magnitud. Y en la etapa de abatimiento extremo se tiene una magnitud mayor para las puntas, esto se puede deber a la diferencia de los suelos donde se encuentran desplantados los pilotes y a los diferentes modelos constitutivos empleados para la zona arcillosa y para la capa dura.

En la tabla 5.8 se observa las diferentes cargas axiales en la cabeza de los pilotes para ver las magnitudes de carga y descarga de los mismos. En la sección 5.1.2 se menciona la razón de dicho comportamiento.

5.2.3 Puntos plásticos en el suelo

Como se mencionó anteriormente, los puntos plásticos en el suelo representan que éste ha llegado a su límite de resistencia. Dichos puntos nos permiten conocer el comportamiento cualitativo de las diferentes zonas de estudio, en este caso con especial atención al fuste y punta de los pilotes.

5.2.3.1 Etapa 1

En la figura 5.13 se puede observar el comportamiento de los pilotes de punta bajo la aplicación de la carga. Se puede observar en la ilustración como corte central como los pilotes de interior sólo se están plastificando en su punta. Esto se debe que para una cimentación rígida la transferencia de carga se concentra en la periferia de la losa de cimentación. Esto también puede ser observado en el corte de borde; cómo el pilote de esquina se encuentra plastificado con un mecanismo por fricción positiva en toda su longitud.

5.2.3.2 Etapa 2

Se puede observar en la figura 5.14 en el corte central como hay un cambio en el comportamiento del pilote de borde. Éste deja de estar plastificado en toda su longitud, teniendo puntos plásticos en la parte superior e inferior del fuste además de su punta pero con una franja sin plastificación, esta franja se le atribuye al nivel neutro que generado por la fricción negativa. Al igual en el corte de borde se observa un comportamiento similiar al ver en el fuste

-de los pilotes de borde y esquina el crecimiento de puntos plásticos por el desarrollo de la fricción negativa, positiva y la generación de un eje neutro.

5.2.3.3 Etapa 3

En la figura 5.15 se puede observar el desarrollo de los puntos plásticos por el aumento de la fricción negativa, esto a su vez por la disminución de las presiones de poro causadas por el abatimiento extremo. En el corte central se puede observar un comportamiento inusual de los pilotes interiores, como lo es el gran desarrollo de fricción negativa. Esto nos podría indicar que los pilotes de borde y esquina están al límite, y que no sirven más como “protección” para los pilotes de interior. Esto se le atribuye al aumento de las fuerzas de filtración; al inducir un abatimiento extremo de las presiones intersticiales y al tener pilotes apoyados en un suelo rígido se está restringiendo a la penetración o movimiento que puedan tener los pilotes en comparación con los pilotes de fricción, generando un incremento sustancial por fricción negativa debida a las fuerzas de arrastre o de filtración.

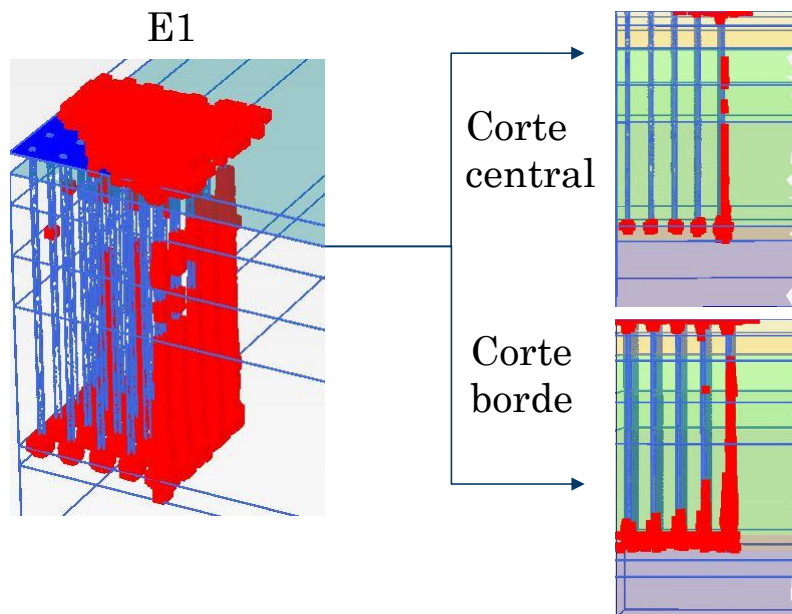


Figura 5.13. Puntos de falla en el suelo para la etapa 1 en pilotes de punta

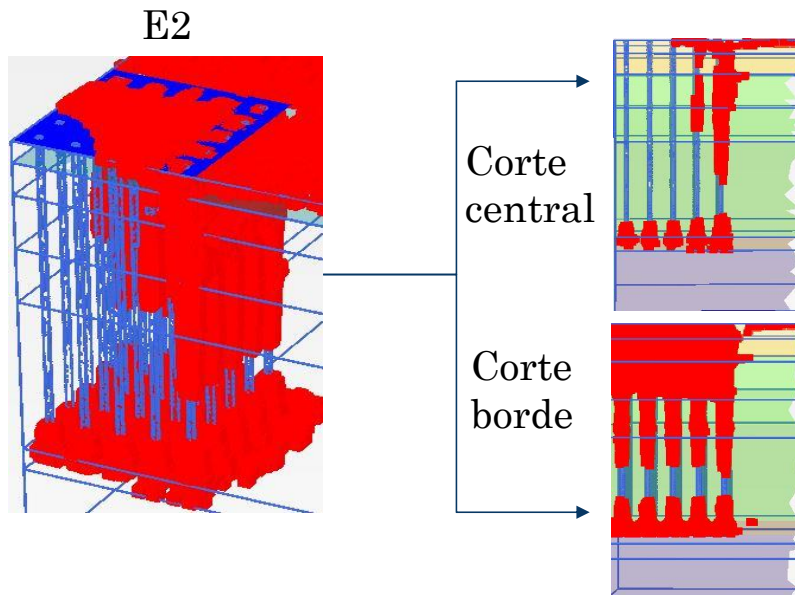


Figura 5.14. Puntos de falla en el suelo para la etapa 2 en pilotes de punta

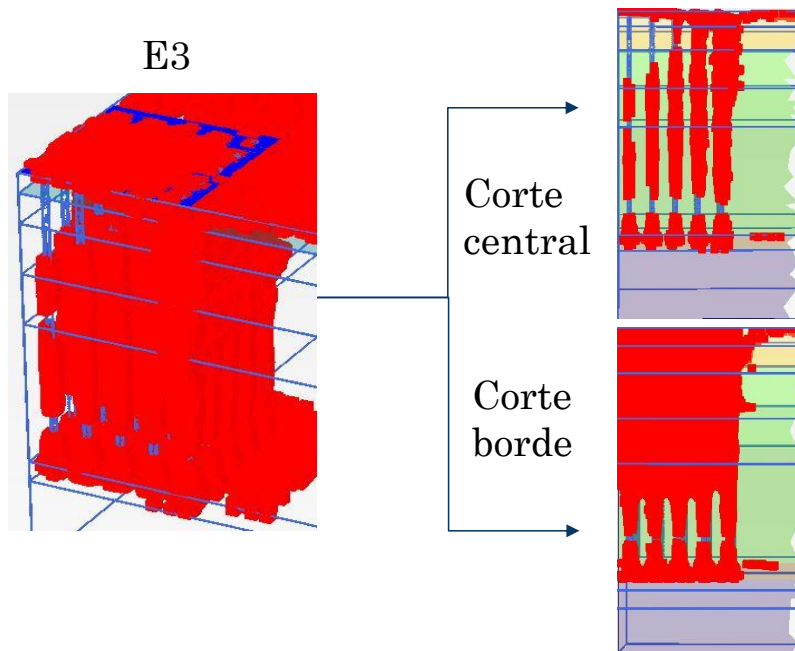


Figura 5.15. Puntos de falla en el suelo para la etapa 2 en pilotes de punta

6 RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS PARA LA OBTENCIÓN DE LA FRICCIÓN NEGATIVA MEDIANTE LAS NTCDC 2017

En la sección 3.3 de este trabajo se presentan las ecuaciones que se necesitan para estimar la fricción negativa para los diferentes pilotes en el grupo. Este método analítico fue propuesto por Rodríguez (2010) para las NTCDC 2017 después de haber realizado su trabajo doctoral.

6.1 Resultados en pilotes de fricción

Para pilotes interiores en un grupo que no se apoyen en un estrato duro en su punta la magnitud de la carga por fricción negativa deberá estimarse por tanteos, variando la profundidad del nivel neutro (z_0), hasta que se cumpla la ecuación 3.3.1. Se considera que la fuerza de arrastre generada por el abatimiento de las presiones de poro que actúa sobre un pilote interior no puede ser mayor que el peso de suelo contenido en el volumen tributario de dicho pilote. Para el caso de pilotes de borde se olvida de la incertidumbre en su área tributaria y se propone realizar los cálculos de la capacidad de carga por adherencia lateral (C_f), considerando condiciones límite y se estima a partir de la resistencia al corte del suelo en contacto con el pilote. Valuamos el primer término de la ecuación 3.3.1 mediante la carga total de la construcción multiplicada por la superficie de la misma y dividiendo entre el número de pilotes que soportarán la edificación. El último término se valúa con la ecuación 3.3.3 que determina la resistencia por punta de los pilotes. Estos términos se toman como constantes; siendo los dos términos faltantes los que se tienen que iterar variando el nivel neutro hasta el cumplimiento del equilibrio.

En el caso de la resistencia por punta se puede observar en la ecuación 3.3.3 la intervención de la resistencia al corte no drenado del suelo (c_u) y el coeficiente de capacidad de carga (N_c^*), esto quiere decir que el cálculo que presentan las NTCDC 2017 considera que la obtención resistencia por punta, es a corto plazo. Esto es un inconveniente ya que la obtención de la fricción negativa debida a los abatimientos piezométricos son cálculos a largo plazo, donde intervienen parámetros drenados del suelo. Al no tener una ecuación para el cálculo de resistencia por punta con estos parámetros, se optó por utilizar la ecuación de capacidad de carga por punta para suelos friccionantes por tratarse de análisis con parámetros drenados.

A continuación se presentan las gráficas desarrolladas mediante el método propuesto en las NTCDCC 2017 así como las diferentes tablas donde se muestran los resultados de dichos cálculos. Se presentan 2 gráficas diferentes, las dos con carga constante en la cabeza de los pilotes con diferencia en los niveles de abatimiento; esto se refiere a que el método analítico nos permite determinar la carga en la cabeza de los pilotes pero sin tener la variación que podemos obtener del modelado numérico, ya que el método analítico no toma en consideración la rigidez de la losa de cimentación interactuando con el hundimiento regional.

Se puede observar en la figura 6.1 las gráficas realizadas por los cálculos según las NTCDCC 2017 con carga en la cabeza constante para las diferentes etapas. Siendo estas etapas los abatimientos moderado y extremo respectivamente, que se realizaron en los modelos numéricos.

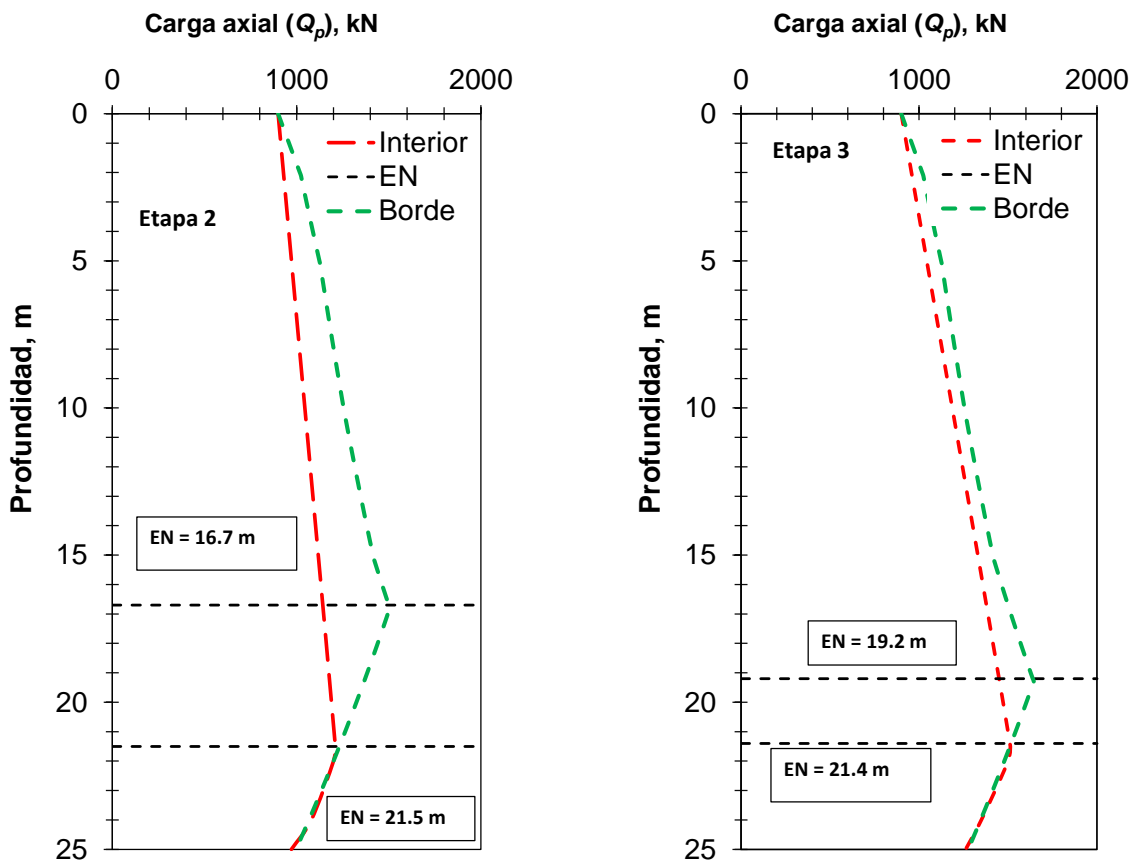


Figura 6.1. Carga axial (Q_p) para las diferentes etapas consideradas en pilotes de fricción contemplando las NTCDCC 2017

En la figura 6.1 se puede observar la aparición de diferentes ejes neutros para los distintos pilotes, complementados con diferentes cargas axiales desarrolladas. Esto debido a las distintas consideraciones que se tienen para el cálculo de la fricción negativa para los diferentes pilotes. En las tablas 6.1 y 6.2 se observan las cargas axiales por fricción negativa para los pilotes de interior y de borde, así como la profundidad del eje neutro resultado del equilibrio cumplido de la ecuación 3.3.1.

Se observa el comportamiento esperado de las cargas axiales, teniendo más carga axial el pilote de borde que el pilote de interior en ambas etapas. Así como un incremento para los pilotes de una etapa a la otra.

Tabla 6.1. Carga axial por fricción negativa en pilotes de fricción según las NTCDCC 2017

Carga axial por fricción negativa con carga en cabeza constante (Q_p)			
Etapa 2	Interior	310	kN
	Borde	600	kN
Etapa 3	Interior	611	kN
	Borde	745	kN

Tabla 6.2. Profundidades del eje neutro en pilotes de fricción según las NTCDCC 2017

Eje neutro para las diferentes etapas con carga en cabeza constante (Z_0)			
Etapa 2	Interior	-21.5	m
	Borde	-16.7	m
Etapa 3	Interior	-21.4	m
	Borde	-19.2	m

6.1.1 Comparación de resultados en pilotes de fricción entre el modelado numérico (MEF3D) y la solución analítica (NTCDCC 2017)

En las tablas 6.3 y 6.4 se muestran las diferencias en carga axial por fricción negativa y los diferentes ejes neutros generados entre el MEF 3D y las NTCDCC 2017 para pilotes de fricción

Tabla 6.3. Comparativa de carga axial por fricción negativa entre el MEF3D y las NTCDCC 2017 en pilotes de fricción

Carga axial por fricción negativa (Q_p)				
		MEF 3D	NTCDCC 2017	
Etapa 2	Interior	195	310	kN
	Borde	238	600	kN
Etapa 3	Interior	527	611	kN
	Borde	827	745	kN

Tabla 6.4. Comparativa de la profundidad del eje neutro entre el MEF3D y las NTCDCC 2017 en pilotes de fricción

Eje neutro para las diferentes etapas y ubicación de pilotes (Z_0)				
		MEF 3D	NTCDCC 2017	
Etapa 2	Interior	-21.3	-21.5	m
	Borde	-17.0	-16.7	m
Etapa 3	Interior	-21.0	-21.4	m
	Borde	-19.7	-19.2	m

Se puede observar en la tabla 6.3 que tanto para las cargas axiales obtenidas del MEF 3D y las NTCDCC 2017 se tiene una carga axial mayor en los pilotes de borde que en los de interior en ambas etapas. Esto debido a las diferencias en localización de los pilotes en el área de la losa de cimentación. También se observa que para el pilote interior del modelado numérico en la primera etapa de abatimiento, una carga axial por fricción negativa menor que la desarrollada en el método analítico del reglamento, esto es consecuencia a la diferencia en la capacidad de carga por punta, siendo mayor la obtenida analíticamente que la adquirida del modelado numérico.

Para el pilote de borde en la misma etapa de abatimiento moderado se tiene una carga axial por fricción negativa mayor en los cálculos analíticos que en los del modelado numérico, esto se atribuye a que en esta etapa de abatimiento a pesar de no considerar el proceso de carga y descarga por la rigidez de la losa, los cálculos del método de las NTCDCC 2017 para pilotes de borde se realizan en condiciones límite, olvidándose del concepto de área tributaria para este tipo de pilotes.

En la etapa 3 de abatimiento extremo se observa una mayor carga axial por fricción negativa en los pilotes de borde que en los de interior, tanto para el modelado numérico como para el método del reglamento, al igual que en la comparación entre ellos con excepción de los de borde. En estos últimos se tiene una carga axial mayor en el modelado numérico para esta etapa respecto al cálculo del analítico, esto se atribuye a la diferencia que hay entre estos en el proceso de carga y descarga en la cabeza de los pilotes. Esto debido a que el pilote de interior se evalúa con el mínimo entre el incremento de esfuerzos efectivos multiplicado por su área tributaria y la capacidad de carga lateral, mientras que los pilotes de borde se evalúan directamente en condiciones límite

En la tabla 6.4 se observan las distintas profundidades de los ejes neutros generados por los diferentes abatimientos. El pilote interior de las NTCDC 2017 presenta una disminución mínima en la profundidad del eje neutro cuando se pasa de la etapa 2 a la etapa 3, muy parecido a lo ocurrido con el pilote interior analizado mediante el MEF 3D que también presenta una disminución en el eje neutro al pasar de la segunda etapa a la tercera.

El pilote de borde evaluado con las NTCDC 2017 como se muestra en la tabla 6.4 presenta un comportamiento inusual comparado con el modelado numérico. Esto debido a que al pasar al abatimiento extremo hay un incremento en la resistencia de la punta, esto quiere decir que hay un incremento en el término de la derecha de la ecuación 3.3.1 y como en el método analítico no existen las cargas y descargas en la cabeza de los pilotes, la única manera que se tiene para cumplir el equilibrio es el aumento de la fricción negativa, disminuyendo así la fricción positiva con un aumento en la profundidad del eje neutro.

Por último, el pilote de borde que se analizó mediante el MEF 3D presenta una disminución de carga axial en su cabeza y un aumento sustancial en la punta para la tercera etapa, por lo que hay un incremento considerable en la fricción negativa, tendiendo así a aumentar el eje neutro para mantener el equilibrio, como se observa en la tabla 6.4.

6.2 Resultados en pilotes de punta

Para pilotes apoyados en un estrato duro en su punta con separación S (de centro a centro) y ancho o diámetro B , las NTCDCC 2017 hacen uso de los coeficientes de reducción (C_R) para la obtención de la fricción negativa. Estos coeficientes se definen como la relación que hay entre la carga axial generada por fricción negativa y la capacidad de carga por adherencia lateral (C_f), como se ilustra en la figura 6.2 y en la ecuación 6.2.2.

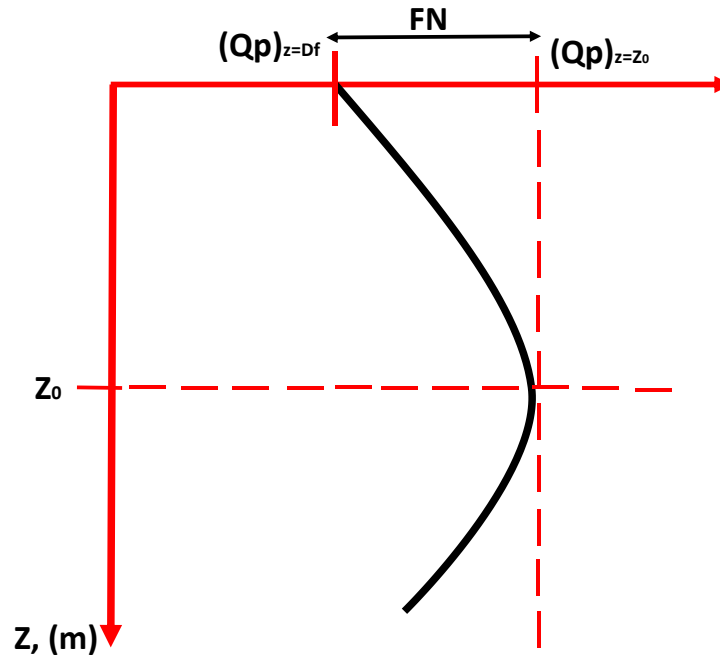


Figura 6.2. Obtención de la magnitud de la fricción negativa

$$FN = (Q_p)_{z=z_0} - (Q_p)_{z=D_f} \quad (6.2.1)$$

El factor de reducción de la adherencia lateral límite para el cálculo de la fricción negativa se obtiene con la expresión 6.2.2.

$$C_R = \frac{FN}{C_f} \quad (6.2.2)$$

Donde C_R es el factor de reducción

FN es la magnitud de la fricción negativa del pilote

C_f es la capacidad de carga por adherencia lateral límite del pilote (con $F_R=1$) que se obtiene con la ecuación 3.3.4.

Considerando los coeficientes de reducción (C_R) que se indican en la tabla 6.5 se determinan los resultados de fricción negativa para pilotes apoyados en su punta que se presentan en la tabla 6.6.

Tabla 6.5. Coeficientes de reducción para el cálculo de la fricción negativa sobre pilas o pilotes apoyados sobre un estrato duro (NTDCC 2017)

Tipo de pila o pilote	S/B	C_R
Individual	-----	1
De esquina	2.5	0.5
	5	0.9
De borde	2.5	0.4
	5	0.8
Interior	2.5	0.15
	5	0.5

Tabla 6.6. Carga axial por fricción negativa en pilotes de punta según las NTCDCC 2017

	C_R	C_f (kN)	FN (kN)
Interior	0.5	1173	586.5
Borde	0.8	1173	938.4
Esquina	0.9	1173	1055.7

Se puede observar en la tabla 6.6 los resultados obtenidos a partir de los coeficientes de reducción propuestos en las NTCDCC 2017, teniendo más fricción negativa en los pilotes de esquina que los de borde e interior respectivamente. Se toman dichos coeficientes de reducción con una relación $S/B = 5$ al ser la relación que más se acerca a nuestro modelo, ya que en el ejemplo realizado se tiene una relación $S/B = 6$.

6.2.1 Comparación de resultados en pilotes de punta entre el modelado numérico (MEF3D) y la solución analítica (NTCDCC 2017)

En la tabla 6.7 se muestran las diferencias en carga axial por fricción negativa generados entre el MEF 3D y las NTCDCC 2017 para pilotes de punta.

Tabla 6.7. Comparativa de carga axial por fricción negativa entre el MEF3D y las NTCDCC 2017 en pilotes de punta

Carga axial por fricción negativa (Q_p)					
		Etapa 2	Etapa 3	C_R	
MEF 3D	Interior	455	936		kN
	Borde	920	1254		kN
	Esquina	938	1326		kN
NTCDCC2017	Interior			586.5	kN
	Borde			938.4	kN
	Esquina			1055.7	kN

En la etapa 2 en el MEF 3D se observa la carga axial por fricción negativa para los diferentes pilotes considerados. Teniendo más fricción negativa el pilote de esquina, seguido por el de borde y último el de interior. Respetando el mismo comportamiento para la etapa de un abatimiento extremo.

Al igual se observa que en los cálculos de fricción negativa para los diferentes pilotes utilizando los coeficientes de reducción según las NTCDCC 2017 es mayor a la determinada con el MEF 3D para la etapa 2, pero no así para la etapa 3. Esto puede atribuirse a que los coeficientes de reducción al ser determinados por la ecuación 6.2.2 interviene el factor (C_f), que a su vez interviene el factor (α), que es el coeficiente de adherencia lateral del suelo, dicho factor se define en la ecuación 3.3.5 siendo este el que hace que la adherencia lateral disminuya drásticamente en comparación con cálculo realizado en las NTCDCC 2004.

7 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCIÓN Y DE PUNTA

En este capítulo se describe el proceso del diseño estructural de los pilotes de cimentación, así como los comentarios de los objetivos que se han considerado de mayor importancia en el diseño de una cimentación profunda.

7.1 Generalidades del diseño estructural en cimentaciones

Las estructuras se conciben y se diseñan para satisfacer un fin determinado, para el caso de las cimentaciones las finalidades básicas que deben cumplir son el soportar cargas estáticas y dinámicas, resistir los empujes del agua y del suelo, así como transmitir cargas a un estrato resistente.

En una cimentación puede presentarse dos tipos de falla; el daño de uno o varios elementos que conforman la misma o la del suelo subyacente a la subestructura. Por esta razón la cimentación deberá contemplar los dos tipos de falla mencionados.

Los materiales estructurales como lo son el acero y el concreto, tienen la función principal de resistir las cargas y de proporcionar rigidez. Las principales propiedades estructurales que se obtienen de las gráficas esfuerzo-deformación son características relacionadas con la resistencia, la rigidez y su comportamiento elástico.

La resistencia es el esfuerzo máximo que se alcanza en el material durante el ensaye, en las estructuras se limita a valores menores, debido a que el esfuerzo máximo se alcanza a deformaciones muy grandes que implicarían problemas de inestabilidad.

La rigidez de un material está definida por su módulo de elasticidad E que es la pendiente de la recta en la gráfica esfuerzo deformación.

Todos los materiales se deforman bajo cargas actuantes, si la deformación se disipa cuando la carga es retirada, se dice que es un material elástico; en cambio, si la deformación se mantiene se dice que el material presenta comportamiento plástico.

Para cimentaciones piloteadas se puede tener falla estructural por diferentes razones, ya sea debido a las cargas que reciben de la superestructura, resultado de la instalación o por acciones accidentales no consideradas.

Los pilotes utilizados en este trabajo tienen como características: ser de concreto reforzado y tener una forma geométrica circular. Los sistemas estructurales a base de pilotes, generalmente combinan una losa o zapatas con los pilotes, pero son estos los que deben conducir la totalidad de las cargas a un estrato resistente; por tal razón deben diseñarse estructuralmente para soportar las cargas axiales de compresión y tensión del análisis estructural.

Se considera para el diseño estructural de los pilotes de fricción y de punta que el suelo que confina a los pilotes no permite el pandeo por aplicación de carga, diseñando así los pilotes como si se trataran de columnas cortas. Además, apoyándonos en las NTCDCC 2017 donde se estipula que se deberá revisar el pandeo en pilotes cuando estos tengan un diámetro menor o igual a 40 cm.

Para su diseño, el efecto de mayor importancia para un pilote es la carga axial a la que se verá sujeto durante su vida útil, sin embargo, en ocasiones se requiere diseñarlos para la acción para la acción combinada de carga axial y momentos flexionantes. El momento flexionante en estos casos es generado por el efecto de fuerzas horizontales de viento o de sismo que puedan provocar el desplazamiento de las cabezas de los pilotes. Bajo estas circunstancias el pilote se deberá diseñar como un elemento a flexocompresión y puede presentarse el caso que se requieran secciones lo suficientemente grandes que obliguen el uso de pilas. Para el caso de esta tesis su diseño se centra en la carga axial por peso del edificio y por fricción negativa, así como la comparativa de diseño estructural de pilotes por izaje.

7.1.1 Diseño de pilotes como columnas cortas

Debido al confinamiento que el suelo da a los pilotes se considera el diseño de estos como columnas cortas. Cuando una sección transversal de un pilote sujeto a carga axial es sometida además a un momento flexionante existe una disminución de la resistencia axial. El decremento puede ser entendido observando la figura 7.1. La curva en dicha figura muestra las diferentes combinaciones de carga axial máxima y momento flexionante máximo que esa sección puede soportar. Los puntos dentro de la curva llamada *Diagrama de Interacción* son

combinaciones de cargas axiales y momentos que pueden ser soportados por dicha sección. Por el contrario, los puntos sobre o fuera de la curva definen un estado límite estructural. Los diagramas de interacción pueden ser generados por diferentes programas, para este trabajo se utilizó un programa concurrencio en la práctica profesional llamado DDCgcW de GC INGENIERÍA con el cual se pueden obtener dichos diagramas para el diseño de columnas cortas en flexocompresión biaxial. Calcula diagramas P-M y diagramas M_x y M_y , nominales o reducidos. Y tiene incorporadas las normas RDF NTCDC-2004 y ACI 318-14.

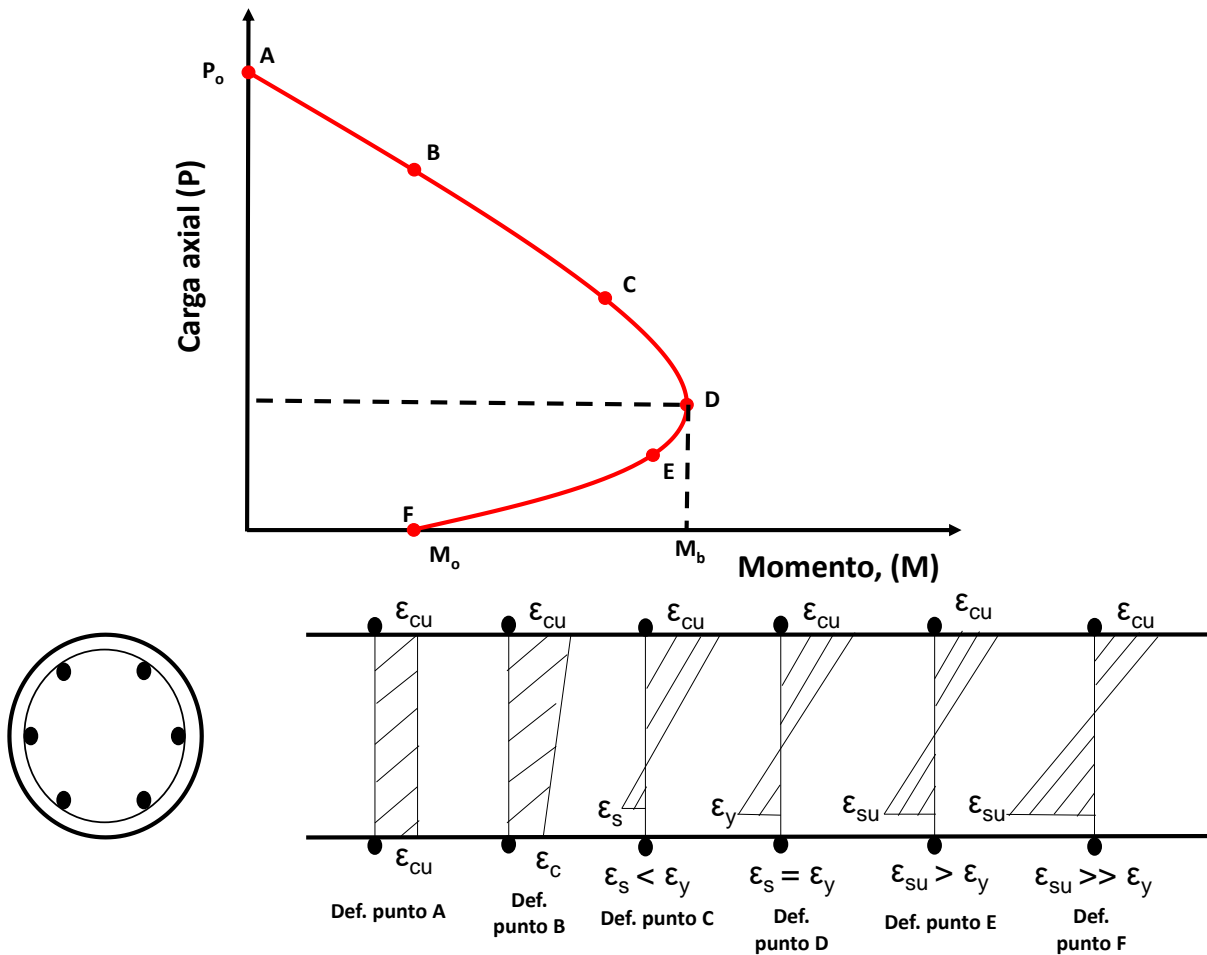


Figura 7.1. Diagrama de interacción y deformaciones en los diferentes puntos de la curva para la sección

Donde ϵ_{cu} es la deformación última del concreto en compresión, ϵ_c la deformación del concreto en compresión, ϵ_s la deformación del acero en tensión, ϵ_y es la deformación cuando el acero alcanza la fluencia y ϵ_{su} la deformación del acero cuando la deformación del concreto alcanza ϵ_{cu} .

Los diagramas de deformación unitaria que se muestran en la parte inferior de la figura 7.1 muestran la distribución de deformaciones en la sección transversal cuando está sometida a diferentes combinaciones de carga axial y momentos, representados por los puntos A, B, C, D, E y F respectivamente. Cuando la falla del elemento ocurre debido a sólo carga axial (Punto A) se tiene una distribución uniforme de deformación (ϵ_{cu}), donde ϵ_{cu} es la deformación en compresión que causa el aplastamiento del concreto (0.003). Cuando la falla ocurre con una carga axial menor combinada con un pequeño momento flexionante, como en el punto B, la distribución de deformación ya no es uniforme. La fibra en la parte superior alcanza el valor de ϵ_{cu} mientras que en la parte inferior se reduce, puede seguir siendo en compresión como se muestra en la figura para dicho punto si el momento no es grande.

Cuando dicho momento se incrementa y la carga axial disminuye más nos encontramos en el punto C, donde parte de la sección está sometida a tensión, la cual es tomada por el acero de refuerzo, asumiendo por simplicidad que el concreto es un material que no resiste la tensión. Esta es una etapa donde no se desarrolla suficiente tensión que pueda causar la fluencia del acero y la falla sigue siendo por aplastamiento del concreto. Continuando con el estado representado por el punto D, la combinación de falla de carga axial y momento flexionante es tal que la deformación última en el concreto (ϵ_{cu}) y la deformación de fluencia en el acero (ϵ_y) son alcanzadas simultáneamente. Esta etapa se conoce como condición balanceada, y M_b y P_b son las resistencias de momento y carga axial de la sección en dicha condición. Para cualquier combinación entre los puntos A y D de la curva la falla es causada por aplastamiento del concreto antes de que el acero entre en fluencia.

La fluencia en el acero puede ocurrir con un momento menor que en la condición balanceada si la compresión es removida disminuyendo la carga axial. Esta etapa es representada entre los puntos D-F del diagrama de interacción. Debido a que la carga axial es menor, el acero fluye antes de que la deformación última del concreto es alcanzada (ϵ_{cu}). Finalmente en el punto F, la sección está sujeta a sólo momento flexionante (M_o) y la falla ocurre después de que el acero llega a la fluencia.

La resistencia de una sección transversal con propiedades dadas del acero y del concreto depende esencialmente del porcentaje del acero de refuerzo.

7.1.2 Diseño de pilotes por instalación

El efecto de mayor importancia en el diseño de un pilote es la carga axial a la que se verá sujeto durante su desempeño, sin embargo, en ocasiones se requiere diseñarlos para las acciones que se generan por su manejo, es decir, por cortante y momentos flexionantes.

La dimensión de la sección transversal, así como el acero de refuerzo de los pilotes están regidos comúnmente por los esfuerzos que se derivan por su manejo. El valor de las fuerzas cortantes y de los momentos flexionantes, resultado del peso propio del elemento dependerán de la forma de izado, del número de apoyos y su distribución a lo largo del pilote. El diseño de los pilotes se rige por los mismos procedimientos establecidos para los elementos de concreto reforzado, verificando el cumplimiento de los estados límite de resistencia, con sus factores de carga y resistencia para las acciones consideradas.

En este trabajo se utilizaron puntos de izaje que se consideran en la práctica profesional (Figura 7.2), como muestra el Manual de Cimentaciones Profundas que publicó la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG).

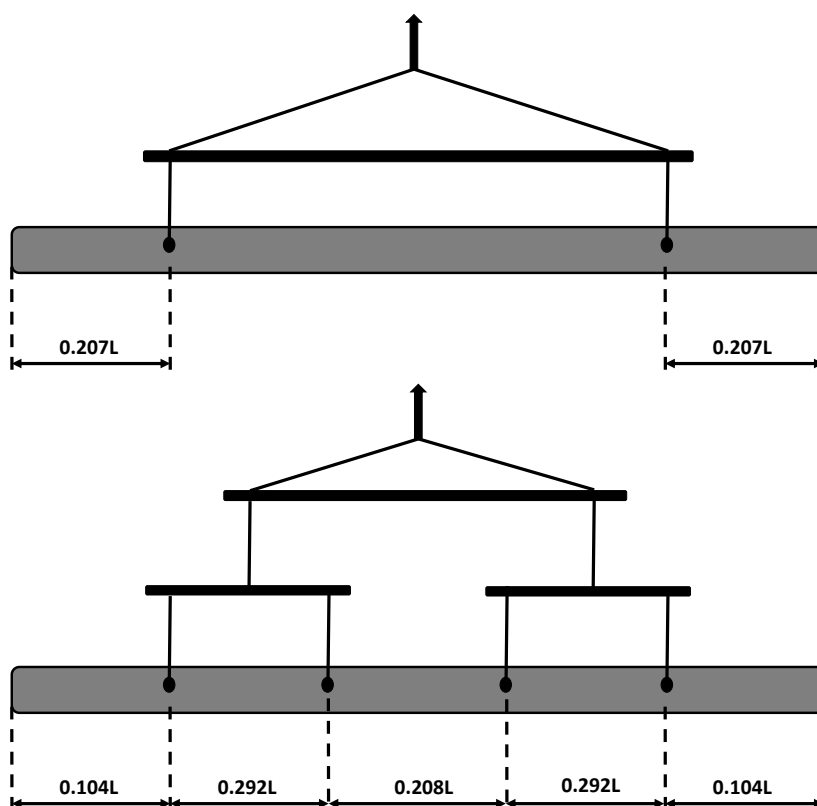


Figura 7.2. Puntos de izaje en pilotes

7.2 Resultados del diseño de pilotes de fricción y de punta como columnas cortas

Se muestran los diferentes diagramas de interacción para la sección transversal de los pilotes en las diferentes etapas consideradas en los modelos numéricos de geotecnia.

7.2.1 Resultados en pilotes de fricción

7.2.1.1 Etapa 1

Para todos los pilotes tanto interior, borde y de esquina se tiene una misma sección transversal, con un diámetro de 500 mm. Se considera un $f'_c = 25\text{MPa}$ y un $f_y = 412\text{ MPa}$. Estos datos, así como los elementos mecánicos obtenidos a partir de los modelos numéricos realizados con el programa PLAXIS 3D se ingresan al programa DDCgcW para obtener los diagramas de interacción, obteniendo así los diagramas que se muestran en la figura 7.3.

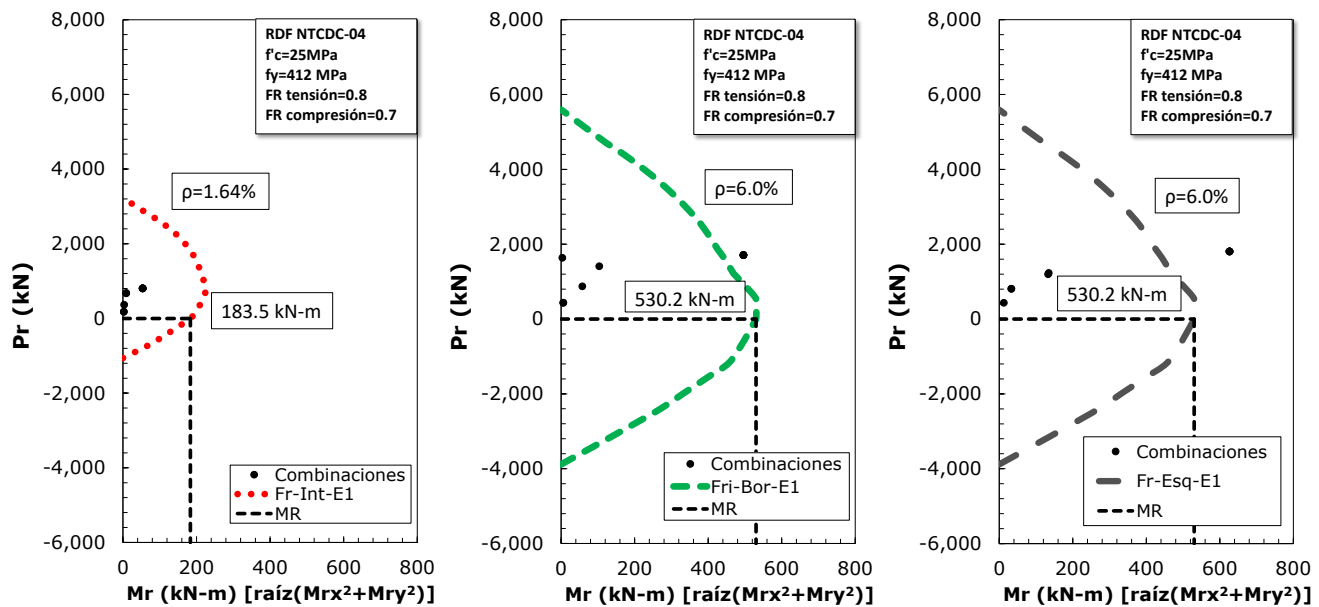


Figura 7.3. Diagramas de interacción para la etapa 1 en pilotes de fricción

En la figura 7.3 se pueden observar los diferentes diagramas de interacción para los distintos pilotes, así como el comportamiento de cada uno de ellos para la etapa 1 (aplicación de carga); se observa que para la sección dada con los diferentes elementos mecánicos a los que están sometidos los distintos pilotes dicha sección es resistente sólo para el pilote de interior; para los pilotes de borde y de esquina esta sección no es suficiente debido a que requiere un porcentaje mayor al 6% de la cuantía del acero refuerzo siendo éste porcentaje el máximo permitido. Concluyendo que dicha sección de 500 mm no es capaz de soportar la combinación de carga axial y momento flexionante en la cabeza del pilote.

7.2.1.2 Etapa 2

Se presentan los diagramas de interacción para la etapa 2 (abatimiento moderado).

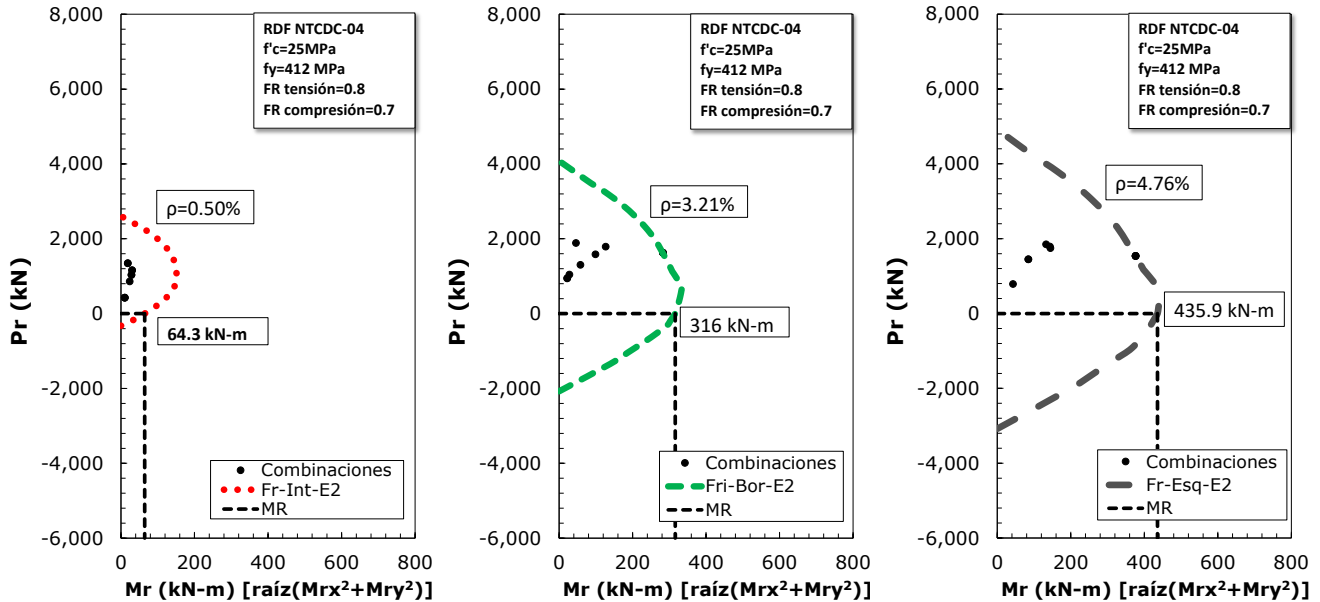


Figura 7.4. Diagramas de interacción para la etapa 2 en pilotes de fricción

En la figura 7.4 se observa un comportamiento donde la sección es resistente en todas las combinaciones y que el pilote de esquina es el que demanda más cuantía de refuerzo en la combinación carga axial por fricción negativa.

7.2.1.3 Etapa 3

La figura 7.5 se presenta los diagramas de interacción para la etapa de abatimiento extremo.

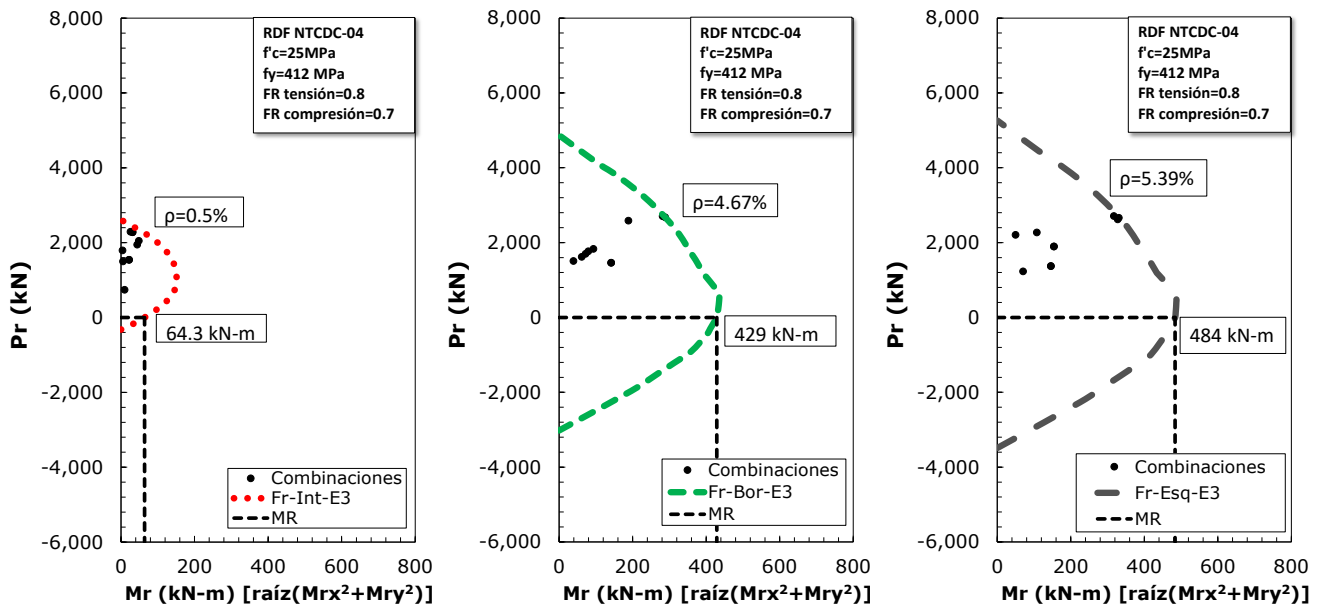


Figura 7.5. Diagramas de interacción para la etapa 3 en pilotes de fricción

En la etapa 3 se puede observar un comportamiento similar a la etapa anterior, donde ningún pilote está fallando y a medida que los pilotes tienen más fricción negativa estos demandan más cuantía de acero de refuerzo. Es notorio que el diseño que rige en todos los pilotes es el pilote de esquina en la primera etapa para esta sección al demandar una cuantía mayor al 6% seguido del mismo pilote en la etapa 3 que requiere una cuantía de 5.39%.

7.2.2 Resultados en pilotes de punta

Se realizan los diagramas de interacción para la misma sección que los pilotes de fricción pero ahora con los elementos mecánicos obtenidos en los pilotes de punta.

7.2.2.1 Etapa 1

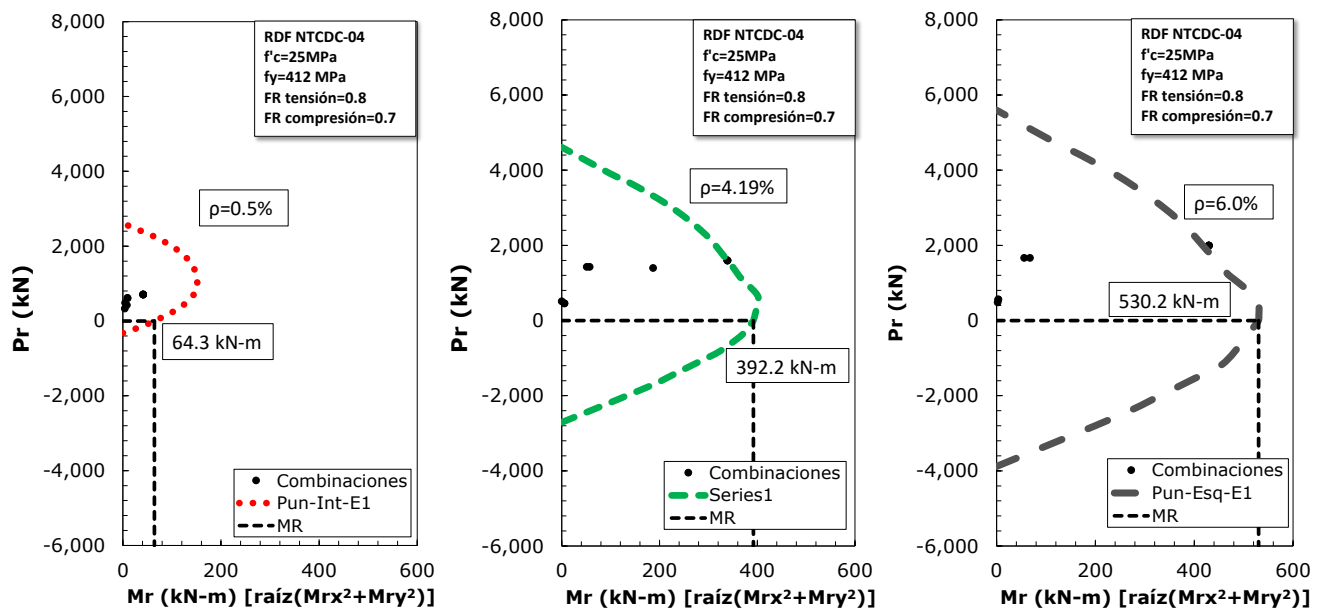


Figura 7.6. Diagramas de interacción para la etapa 1 en pilotes de punta

Se observa un comportamiento similar a la primera etapa de los pilotes de fricción, donde el pilote de interior necesita menos cuantía, seguido por el de borde y por último el de esquina, el cual demanda una mayor cuantía que la permitida para su desempeño.

7.2.2.2 Etapa 2

En esta etapa de abatimiento moderado se puede observar en la figura 7.7 los diagramas de interacción con los elementos mecánicos generado en los pilotes por el hundimiento regional, se observa el comportamiento esperado, siendo el pilote de esquina el que necesita una mayor cuantía de acero de refuerzo, seguido por el pilote de borde y de interior.

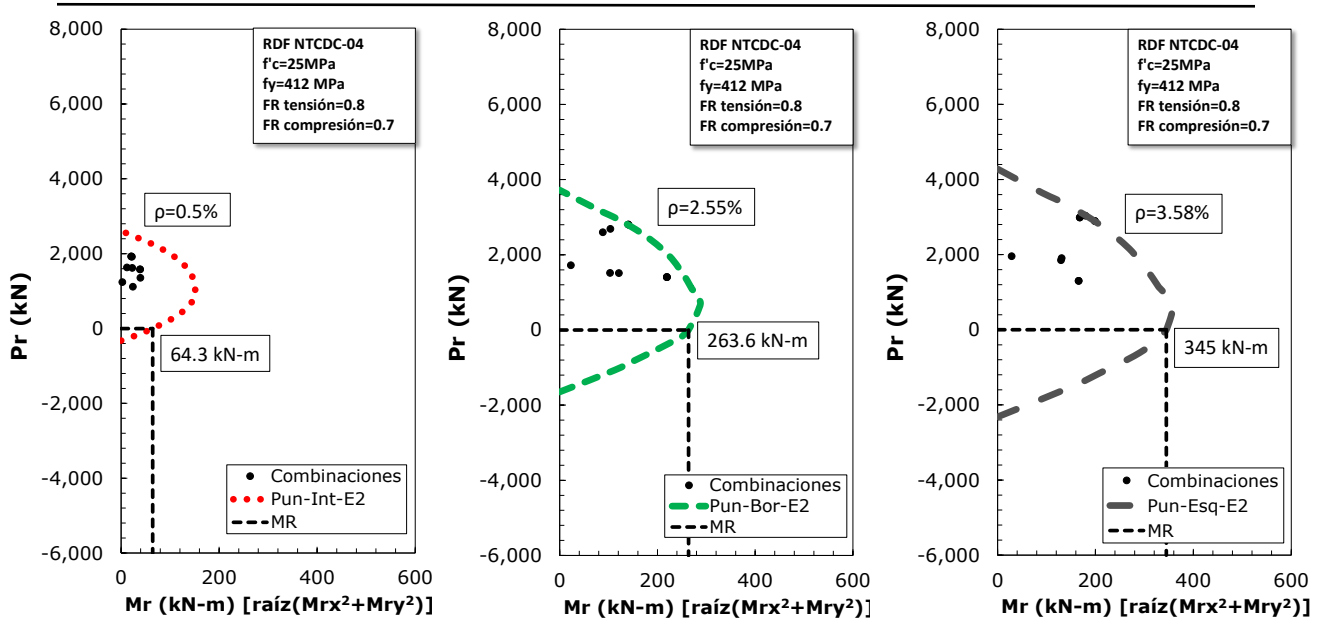


Figura 7.7. Diagramas de interacción para la etapa 2 en pilotes de punta

7.2.2.3 Etapa 3

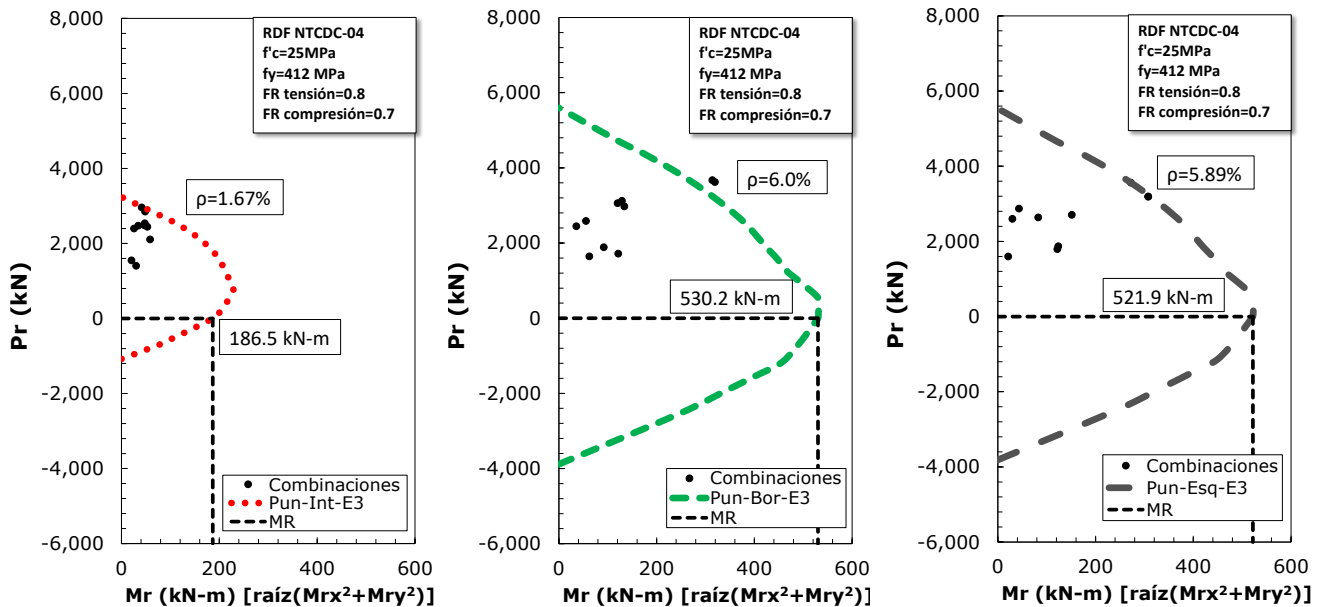


Figura 7.8. Diagramas de interacción para la etapa 3 en pilotes de punta

Se puede observar en esta etapa de abatimiento extremo que el pilote de borde es el que demanda mayor cuantía de acero de refuerzo, con las diferentes combinaciones que se tiene por los diferentes abatimientos. Siendo el pilote de esquina en la etapa 1 y el de borde en la etapa 3 los que demandan una cuantía de acero de refuerzo mayor a la permitida, se llega a la conclusión que es necesario tomar en cuenta la carga axial por fricción negativa en pilotes de punta ya que la combinación de falla es la carga axial máxima por fricción negativa.

7.3 Resultados del diseño de pilotes de fricción y de punta por izaje

En el diseño por cortante y flexión por peso propio para los pilotes en su instalación se hizo uso del programa estructural SAP2000 para obtener los elementos mecánicos de dichos pilotes para una configuración de 2 puntos de izaje.

7.3.1 Resultados en pilotes de fricción

En la figura 7.9 se muestran los diagramas de cortantes y de momentos para la configuración en el caso de pilotes de fricción.

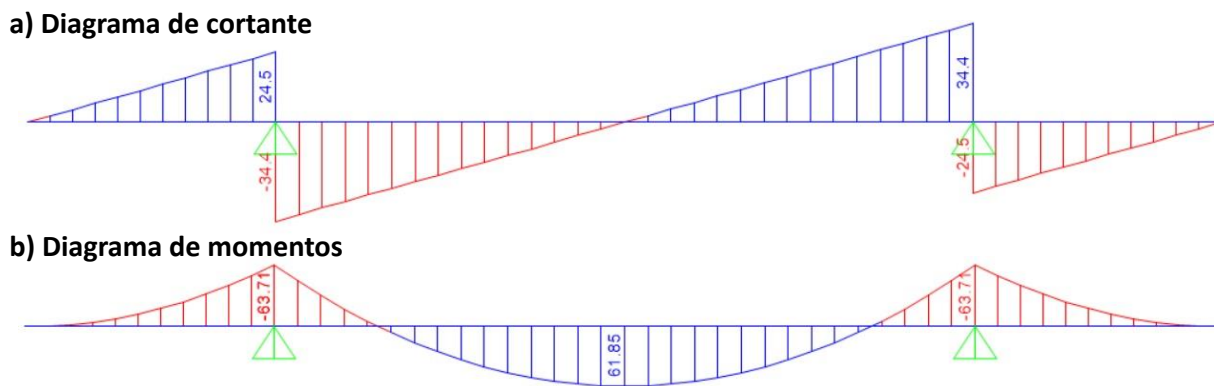


Figura 7.9. Diagramas de cortante (a) y de momento (b) para una configuración de 2 puntos de apoyo para izaje en pilotes de fricción

Se evalúan los pilotes con el cortante máximo obtenido del análisis con el programa SAP2000, dichos elementos mecánicos se obtuvieron como una viga simplemente apoyada por peso propio. Se utilizaron las siguientes ecuaciones establecidas en las NTCD de estructuras de concreto 2004

$$V_R = V_{CR} + V_{SR} \quad (7.3.1)$$

Donde

V_R es el cortante resistente

V_{CR} es la resistencia del concreto por cortante

V_{SR} es la resistencia del acero por cortante

Donde V_{CR} depende de la cuantía del acero de refuerzo, teniendo las siguientes condiciones:

$$V_{CR} \begin{cases} \rho < 0.015 ; V_{CR} = 0.3F_R A_g (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} \\ \rho \geq 0.015 ; V_{CR} = 0.16F_R A_g \sqrt{f_c^*} \end{cases} \quad (7.3.2)$$

Donde

ρ es la cuantía del acero de refuerzo

f_c^* es la resistencia nominal del concreto a compresión ($0.8f_c$)

F_R es un factor de reducción equivalente a 0.8 y

A_g es el área bruta de la sección transversal

Si el cortante $V_u > V_{CR}$, entonces se suma la aportación de los estribos V_{SR}

$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d}{s} \quad (7.3.3)$$

Donde

A_v es el área de todas las ramas de refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia S

f_y es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (412 MPa)

D el diámetro de la sección

El refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño V_u sea menor a V_{CR} . El área de refuerzo mínimo será calculada con la siguiente expresión

$$A_{v_{min}} = 0.10 \sqrt{f_c^*} \frac{d \cdot s}{f_y} \quad (7.3.4)$$

Se realizó la revisión por cortante de la sección del pilote en el momento de su instalación. Se define el cortante último, como la multiplicación del cortante que actúa en una sección multiplicado por un factor equivalente a 1.5. Se propone un concreto de 25MPa para realizar los cálculos de la revisión, por ser esta magnitud la mínima permitida en cimentaciones.

$$V = 34.4 \text{ kN}$$

$$V_u = 1.5 V = 51.6 \text{ kN}$$

$$A_{v_{min}} = 0.10\sqrt{20} \cdot \frac{500 \cdot 250}{412} = 136 \text{ mm}^2$$

Si se colocan estribos del #4 ($A_s = 127 \text{ mm}^2$), $A_v = 2 (127) = 254 \text{ mm}^2 > A_{v_{min}}$

Se propone una cuantía del 1.4% para la sección transversal, teniendo como área de refuerzo:

$$A_g \cdot \rho = A_s$$

$$\frac{1.4}{100} \cdot \frac{\pi(500\text{mm})^2}{4} = 2,748 \text{ mm}^2$$

Si se colocan varillas del #6 ($A_s = 285 \text{ mm}^2$), el número de varillas en el pilote sería:

$$\#var = \frac{2748.894}{285} = 9.64 \text{ por lo que se colocan 10 varillas del \#6}$$

$$A_s = 10 \cdot 285 = 2850 \text{ mm}^2 \text{ teniendo una cuantía de refuerzo de } \rho = 0.0145$$

Como $\rho < 0.015$ se utiliza la primera ecuación de la expresión 7.3.2, teniendo como resultado:

$$V_{CR} = 0.3(0.8)(196,349\text{mm}^2)(0.2 + 20 \cdot 0.0145) \cdot \sqrt{20} = 103,264.78\text{N} = 103.26 \text{ kN}$$

Teniendo $V_{CR} = 103.26 \text{ kN} > V_u = 34.4 \text{ kN}$ comprobando así, que se requiere refuerzo mínimo por cortante.

Para finalizar se compara el momento último (M_u) flexionante que se obtuvo con el programa SAP2000 por la instalación de los pilotes con los momentos resistentes (M_R) de la sección. Los momentos resistentes se obtuvieron de los diagramas de interacción donde la carga axial es igual a cero (Tabla 7.1).

Tabla 7.1. Comparativa de momentos resistentes de la sección en las diferentes etapas y distintos pilotes vs el momento último de su instalación en pilotes de fricción

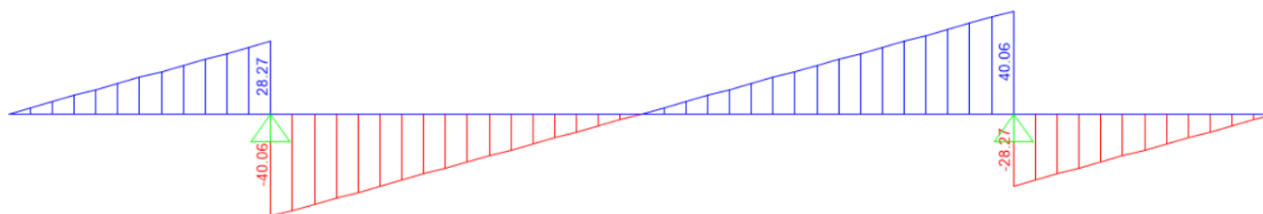
Momentos flexionantes en pilotes de fricción (kN-m)				
	M_R , Etapa 1	M_R , Etapa 2	M_R , Etapa 3	M_u , Izaje
Interior	183	64	64	95
Borde	530	315	429	
Esquina	530	435	483	

En la tabla 7.1 se pueden observar los momentos resistentes de la sección transversal de los pilotes en las diferentes etapas así como el momento último que se obtuvo del análisis por izaje. Concluyendo que la de aplicación carga en los diferentes pilotes de fricción es la que rige para su diseño con las consideraciones para esta tesis.

7.3.2 Resultados en pilotes de punta

En la figura 7.10 se muestran los diagramas de cortantes y de momentos para la configuración en el caso de pilotes de punta.

a) Diagrama de cortante



b) Diagrama de momentos

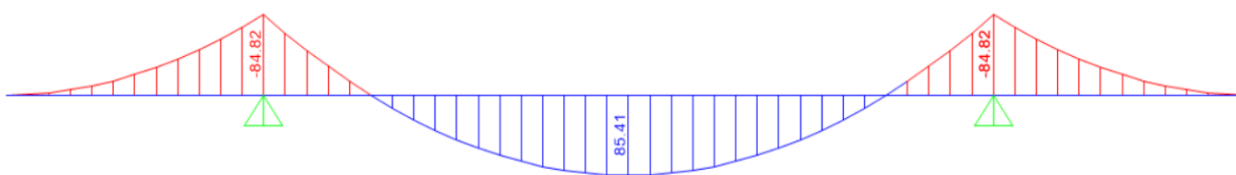


Figura 7.10. Diagramas de cortante (a) y de momento (b) para una configuración de 2 puntos de apoyo para izaje en pilotes de punta

Para el diseño del acero de refuerzo por cortante se sigue el mismo procedimiento que el realizado para el pilote de fricción, se compara el cortante último para el pilote de punta contra el cortante resistente obtenido del punto anterior.

Teniendo $V_{cR} = 103.26 \text{ kN} > V_u = 40.06 (1.5) = 60.09 \text{ kN}$ comprobando así, que se requiere refuerzo mínimo por cortante para su izaje. Ahora bien se compara el momento último por instalación del pilote de punta contra el momento resistente de la sección que se puede obtener mediante los diagramas de interacción como se muestran en la tabla 7.2.

Tabla 7.2. Comparativa de momentos resistentes de la sección en las diferentes etapas y distintos pilotes vs el momento último de su instalación en pilotes de punta

	Momentos flexionantes en pilotes de punta (kN-m)			
	Etapas	Etapas	Etapas	Izaje
Interior	64	64	186	128
Borde	247	263	530	
Esquina	530	345	521	

8 CONCLUSIONES GENERALES

En el capítulo 1 se propuso el objetivo principal de este trabajo, cuantificar la carga axial por fricción negativa que se genera en un grupo de pilotes sometidos a un doble proceso de consolidación como se presenta en la zona lacustre de la Ciudad de México. Esto para una cimentación losa-pilotes de fricción y losa-pilotes de punta.

En el capítulo 2 se mostraron características de la cuenca de México enfocándose en la zona lacustre. Se presentaron las causas y consecuencias del hundimiento regional, así como los diferentes tipos de cimentación empleados en la Ciudad de México y las afectaciones por dicho fenómeno. Además se incluyó la definición de fricción negativa y la disposición del reglamento local respecto a la misma.

En el capítulo 3 se revisaron los estudios en México, introduciendo así el análisis de grupo de pilotes sometidos a fricción negativa por Zeevaert (1973) y Rodríguez (2010). De este último resulta el método analítico para las NTCDCC 2017 para el diseño de pilotes en suelos arcillosos y compresibles de la Ciudad de México.

En el capítulo 4 se plantearon los modelos de grupos de pilotes de fricción y de punta sometidos a consolidación regional realizados con el MEF3D haciendo uso del modelo geotécnico utilizado por Rodríguez (2010) y Pineda (2016), donde se incluye el perfil estratigráfico, el estado inicial de esfuerzos y las propiedades de los suelos. En estas últimas se expusieron los modelos constitutivos empleados para los diferentes tipos de suelo utilizados en este trabajo. También se anexaron las cimentaciones analizadas que incluyen sus respectivas dimensiones en planta, la carga aplicada por el peso del edificio así como la longitud, sección transversal y separación de los pilotes para cimentaciones rígidas con la filosofía de diseño por capacidad de carga. Se expusieron con detalle los modelos geotécnicos empleados en la simulación utilizando el programa PLAXIS 3D. Se expresaron comentarios referentes al desarrollo de la malla de elementos finitos y las condiciones de frontera, así como las diferentes etapas consideradas para el análisis.

En el capítulo 5 y 6 se presentaron los resultados obtenidos mediante el MEF3D para pilotes de fricción y de punta respectivamente, enfocándose en los desplazamientos verticales, la carga axial desarrollada por fricción negativa en los pilotes de interior, de borde y de esquina, así como en los puntos plásticos desarrollados en las diferentes etapas.

En el capítulo 7 se presentaron generalidades y los resultados del diseño estructural de pilotes, realizados como si se tratara de columnas cortas, así como una explicación de los diagramas de interacción utilizados para el mismo diseño con el fin de conocer la influencia de la fricción negativa en el diseño estructural de los pilotes.

Las conclusiones del estudio con el MEF 3D son:

- El MEF 3D es una herramienta poderosa que permite analizar problemas complejos de la geotecnia, pudiendo involucrar diferentes materiales, distintas geometrías, condiciones de estado inicial de esfuerzos en el suelo, condiciones de frontera, etapas de análisis, abatimientos de las presiones intersticiales así como el estudio de la interacción suelo-estructura entre otros.
- Para el caso de los pilotes de fricción y de punta se pueden hacer suposiciones para simplificar el modelado del grupo de pilotes, como lo son las franjas de longitud infinita. Entendiendo que de esta forma no es posible conocer el comportamiento del pilote de esquina, siendo necesario el uso del modelado en tres dimensiones. En este trabajo, una simplificación utilizada fue el uso de la simetría de la losa de cimentación para modelar sólo una cuarta parte de ésta.
- Para la etapa de aplicación de carga sin abatimiento de las presiones intersticiales como lo es la etapa 1:
 - Se observó que los desplazamientos verticales se concentran en el centro de la cimentación rígida para un ancho de 30m.
 - La carga axial desarrollada en esta cimentación es mayor en los pilotes de borde y esquina, esto es para una cimentación rígida, ya que como Pineda (2016) lo hace notar, para cimentaciones flexibles la carga axial entre los pilotes es similar.
 - Los puntos plásticos en el suelo hacen hincapié en lo observado en cada pilote, ya que existe un incremento de dichos puntos en el fuste y en la punta de los pilotes de borde y de esquina, en cambio en los pilotes de interior se observan estos puntos en la punta de los mismos.
- Para una etapa con abatimiento de las presiones de poro como lo son en la etapa 2 y 3 de este trabajo se presentó lo siguiente:

- Existe un fenómeno compensatorio de los desplazamientos verticales para la losa de cimentación ya que al generarse la fricción negativa en los pilotes dentro del grupo los desplazamientos máximos pasan del centro a la periferia de ésta.
- Se desarrolla más fricción negativa en los pilotes de esquina que en los pilotes de borde y que los de interior. En el pilote de interior se desarrolla menor carga por fricción negativa debido a que éste se encuentra protegido por los demás pilotes, caso contrario a los pilotes de borde y esquina que se encuentran más expuestos a los abatimientos de las presiones de poro.
- En los pilotes de borde y de esquina se observa una descarga en la cabeza, atribuido a que la fricción negativa intenta arrastrarlos hacia abajo y debido a la rigidez de losa ésta intenta restringirlo produciéndose así la liberación de carga. Esto se puede corroborar al observar el incremento de la carga en la cabeza de los pilotes de interior.
- El nivel neutro en un pilote depende de un equilibrio de fuerzas actuantes y resistentes que se desarrollan en él, es decir, si existe un incremento de la fricción negativa se observa una nueva profundidad del eje neutro en el mismo pilote. Este fenómeno se observa en los distintos pilotes de la etapa 2 a la etapa 3.
- Hay una variación de la profundidad del eje neutro para los pilotes de interior, de borde y de esquina dentro de un grupo de pilotes. Ésta profundidad es menor para los pilotes de esquina y borde que para los de interior.
- Para un mismo de pilote, ya sea de interior, borde o de esquina, la profundidad del nivel neutro tiene una pequeña variación, cambiando principalmente la magnitud de la carga axial de dichos pilotes.
- Los puntos de falla que se desarrollan en el suelo confirman lo observado respecto a la carga axial en los pilotes. Se desarrollan más puntos plásticos en los pilotes de borde y de esquina; se observó además una pequeña franja en ambas etapas de abatimientos sin puntos de falla a una profundidad que coincide con el eje neutro de los pilotes.

En pilotes de punta se espera que sólo exista fricción negativa al estar en un estrato competente pero al tener pequeños desplazamientos en la capa dura y en la Formación Arcillosa Inferior tienen un comportamiento muy similar a los pilotes de fricción, con incremento en los puntos plásticos ya que se observa en los pilotes de interior un incremento sustancial

de fricción negativa. Esto se le atribuye al aumento de las fuerzas de filtración; al inducir un abatimiento extremo de las presiones intersticiales y al tener pilotes apoyados en un suelo rígido se está restringiendo a la penetración que puedan tener los pilotes en comparación con los pilotes de fricción, generando así el incremento de los puntos plásticos en el interior de la cimentación.

Las observaciones descritas son para ambas cimentaciones, tanto para pilotes de fricción y de punta, teniendo diferencias cuantitativas pero teniendo comportamiento cualitativo similar.

Las conclusiones del estudio analítico con las NTCDCC 2017 para pilotes que no se apoyen en un estrato duro en su punta son:

- En pilotes interiores se observó para la primera etapa de abatimiento una carga axial mayor que el mismo pilote del modelado numérico, esto se atribuye a la resistencia por punta calculada para el método analítico ya que al tener mayor capacidad por punta para cumplir con el equilibrio se demanda más fricción negativa.
- Para el pilote de borde en la etapa se tiene una carga axial por fricción negativa mayor en los cálculos del método del reglamento que en los del modelado numérico, esto se atribuye a que en esta etapa de abatimiento moderado a pesar de no considerar el proceso de carga y descarga por la rigidez de la losa los cálculos del método de las NTCDCC 2017 para pilotes de borde se realizan en condiciones límite, olvidándose así del tema de área tributaria para este tipo de pilotes.
- En la etapa de abatimiento extremo se observa una mayor carga axial por fricción negativa en los pilotes de borde que en los de interior, tanto para el modelado numérico como para el método del reglamento, pero no así en la comparación entre ellos. Ya que se tiene una carga axial mayor en esta etapa para ambos pilotes en los modelos numéricos que en el analítico, esto se atribuye a que en el modelado numérico se toma en cuenta la rigidez de la losa, considerando así los procesos de carga y descarga en la cabeza de los pilotes que generan los diferentes niveles de fricción negativa, también se debe a la distribución de cargas en la cabeza de los pilotes ya que en el método analítico dichas cargas se mantienen constantes.

- El pilote interior presenta un aumento en la profundidad del eje neutro cuando se pasa de la etapa 2 a la etapa 3, esto debido a que al pasar al abatimiento extremo hay un incremento en la resistencia de la punta, esto quiere decir que tendría que haber un aumento en el término de la derecha de la ecuación 3.3.1, y como en el método analítico no existen las cargas y descargas en la cabeza de los pilotes, la única manera que se tiene para cumplir el equilibrio es el aumento de la fricción negativa, disminuyendo así la fricción positiva con un aumento en la profundidad del eje neutro.
- El pilote de borde presenta un comportamiento similar el pilote de interior con diferencia en magnitud de carga axial. Esto debido a que el pilote de interior se evalúa con el mínimo entre el incremento de esfuerzos efectivos multiplicado por su área tributaria y la capacidad de carga lateral, mientras que los pilotes de borde se evalúan directamente en condiciones límite.
- Se requiere una ecuación para el cálculo de la capacidad de carga por punta en dichas que considere los cálculos a largo plazo ya que al momento que el término de cohesión aparente se encuentra en la expresión se entiende que se considera un cálculo a corto plazo, siendo la intervención de abatimientos por hundimiento regional una consideración a largo plazo.

Las conclusiones para pilotes que se apoyan en un estrato resistente en su punta son:

- Se observa que en los cálculos de fricción negativa para los diferentes pilotes utilizando los coeficientes de reducción según las NTCDCC 2017 es mayor a la determinada con el MEF 3D para la etapa 2, pero no así para la etapa 3. Esto puede atribuirse a que los coeficientes de reducción al ser determinados por la ecuación 6.2.2 interviene el factor (C_f), que a su vez interviene el factor (α), que es el coeficiente de adherencia lateral del suelo, dicho factor se define en la ecuación 3.3.5 siendo este el que hace que la adherencia lateral disminuya drásticamente en comparación con cálculo realizado en las NTCDCC 2004.
- El cálculo analítico resultó ser conservador para la primera etapa de abatimiento, caso contrario para la segunda etapa donde la carga axial por fricción negativa fue mayor en el modelado numérico. Cabe señalar que este resultado es en el abatimiento extremo, posible pero teniendo el conocimiento que se necesita un tiempo muy prolongado para que esto pudiera presentarse.

Las conclusiones para el diseño estructural de pilotes de fricción y de punta son las siguientes:

- Para los pilotes de fricción en la primera etapa se observó en los diagramas de interacción que los pilotes de interior requieren una menor cuantía de acero de refuerzo respecto a los de borde y de esquina. Y que para estas combinaciones de carga axial y momento dicha sección no es resistente en los pilotes de borde y de esquina.
- En la segunda etapa (abatimiento moderado) se observa que la sección transversal es resistente para todas las combinaciones y que el pilote de esquina es el que demanda más cuantía de acero refuerzo con la combinación de carga axial generada por el hundimiento regional. También se puede observar como las combinaciones de carga axial y momento van en aumento, esto por el fenómeno de fricción negativa que aumenta la carga axial en los pilotes.
- En la tercera etapa (abatimiento extremo) se observa un comportamiento similar a la etapa anterior, donde ningún pilote está fallando con las combinaciones dadas y que a medida que los pilotes están más expuestos a la fricción negativa estos demandan más cuantía de acero de refuerzo. El diseño está regido por el pilote de esquina de la primera etapa, ya que demanda una cuantía mayor a la máxima permitida, seguido por el mismo pilote pero en la última etapa de análisis requiriendo una cuantía considerable.
- Para los pilotes de punta se observa un comportamiento similar a la primera etapa de los pilotes de fricción, donde el pilote de interior necesita menos cuantía, seguido por el de borde y por último el de esquina, el cual demanda una mayor cuantía que la permitida para su desempeño.
- En la etapa 2 se observa el comportamiento esperado, siendo el pilote de esquina el que necesita una mayor cuantía de acero de refuerzo, seguido por el pilote de borde y de interior.
- En la etapa 3 se pudo observar que el pilote de borde es el que demanda mayor cuantía de acero de refuerzo, con las diferentes combinaciones que se tiene por los diferentes abatimientos. Siendo el pilote de esquina en la etapa 1 y el de borde en la etapa 3 los que demandan una cuantía de acero de refuerzo mayor a la permitida. Se concluye que es necesario tomar en cuenta la carga axial por fricción negativa en pilotes de punta ya que la combinación de falla toma en cuenta la carga axial generada por fricción negativa.

- Se observó en los pilotes de fricción una influencia importante de la fricción negativa, a pesar de que la sección fue resistente a dichas acciones se recomienda tener en cuenta la fricción negativa para el diseño estructural, así como tenerla en cuenta para estados límite de servicio, esto por los desplazamientos en la losa de cimentación para las dos etapas de abatimiento.
- Respecto a los análisis por instalación de los pilotes se observa que en las revisiones por cortante la sección es resistente con el acero de refuerzo mínimo.
- Para los momentos flexionantes se hizo la comparación con los momentos resistentes de la sección que se obtienen de los diagramas de interacción cuando la carga axial es cero teniendo como resultado que los momentos resistentes son mucho mayores que los momentos últimos para ambos pilotes.
- Para esta tesis el diseño estructural está regido por los pilotes de esquina específicamente en la etapa de aplicación de carga.
- Se observó la influencia del hundimiento regional en el diseño estructural de la cimentación, siendo importante en ambas cimentaciones pero con mayor influencia en los pilotes de punta.

Se recomienda revisar la influencia de la fricción negativa en el diseño estructural de los pilotes para cimentaciones flexibles. Ya que la distribución de carga para la primera etapa es uniforme, contrario de una cimentación rígida que se concentra en la periferia de la losa de cimentación, siendo ésta condición la que rigió el diseño estructural de los pilotes.

Si bien sólo se observó la falla de un solo pilote, se recomienda tomar en cuenta dicho fenómeno para su diseño y no olvidar los estados límite de servicio debido a los desplazamientos verticales que se puedan generar en la losa de cimentación.

El estudio de grupos de pilotes dentro de un suelo sujeto a consolidación regional es un problema complejo en el cual hay muchas variables. El presente trabajo ofrece un mejor entendimiento de la fricción negativa en grupos de pilotes y del comportamiento de este tipo de cimentaciones diseñadas en términos de capacidad de carga en la zona lacustre de la Ciudad de México, así como la influencia de éste fenómeno en su diseño estructural.

BIBLIOGRAFÍA

Aguayo, J.E., Marín, S., y Sánchez F. (1989), *Evolución geológica de la cuenca de México*, Simposio sobre tópicos geológicos de la cuenca del valle de México, Sociedad Mexicana de Mecánica de suelos pp. 25-39, México.

Auvinet, G., y Hanell, J. (1981), *Negative skin friction on piles in Mexico City Clay*, Proceedings of the Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Stockholm 15-19 June 1981. Vol. 2, pp 599-604, Stockholm, Sweden.

Auvinet, G. y Mendoza, M. (1987), *Consideraciones respecto al diseño de cimentaciones sobre pilotes de fricción en zonas sísmicas*, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica 19 al 21 de Noviembre, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, pp. 223-239, México.

Auvinet, G., y Rodríguez, J.F. (2005), *Análisis del comportamiento de pilotes de punta en suelos en proceso de consolidación regional*, Memorias de la XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Vol. 2, pp. 17-24, Guadalajara, México.

Auvinet, G. (2012), *Ingeniería Geotécnica en el Valle de México*, Práctica de la Ingeniería Geotécnica en el Vale de México, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, México.

Auvinet, G. y Rodríguez, J.F. (2016), *Criteria for the design of friction piles subjected to negative skinf friction and transient loads*. Revista Ingeniería y Tecnología, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Bozozuk, M. (1981). *Bearing capacity of pile preloaded by downdrag*. Proceedings of 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering ISSMGE, pp. 631-636, Stockholm, Sweden.

Briaud, J. L., Jeong, S., y Bush, R. (1991), *Group effect in the case of downdrag*. Geotechnical Engineering Congress Vol. I ASCE, pp. 505-518, Colorado, USA.

CONAGUA, (2012), *Acciones de infraestructura de drenaje y abastecimiento de agua en el Valle de México*. Coordinación General de Proyectos Especiales de Abastecimiento de Agua Potable y Saneamiento del Valle de México, México.

Brown, Turner, Castelli (2010), *Drilled Shafts: Constructions procedures and LRFD design methods*. U.S Department Transportation Federal Highway Administration, USA.

- Endo, M., Minou, A., Kawasaki, T., y Shibata, T. (1969), *Negative skin friction acting on Steel pipe pile in clay*, Proceedings of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 2, Mexico. Pp. 85-92
- Fellenius, B.H., (2016). *The unified design of piled foundations*. The Sven Hansbo Lecture. Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development, November 23-25, pp. 3-28
- GDF. (2004), *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones*. Gaceta Oficial del Distrito Federal. México
- GDF. (2004), *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. Gaceta Oficial del Distrito Federal. México
- Jeong, S., Kim, S., y Briaud, J. (1997), *Analysis of downdrag on pile groups by the finite element method*, Computers and Geotechnics, 21(2), pp. 143-161.
- Juárez, C. (2015), *Análisis geoestadístico del subsuelo de la zona lacustre del valle de México*. Tesis de Doctorado en Ingeniería Civil, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM, México.
- Leung, C. F., Liao, B.K., Chow, Y.K., Shen, R.F., y Kog, Y.C. (2004), *Behavior of pile subject to negative skin friction an axial load*. Soils and Foundations, 44(6), pp. 17-26.
- Marsal, R. y Mazari, M. (1959), *El subsuelo de la Ciudad de México*. Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Mendoza, M. (2004), *Comportamiento de una cimentación con pilotes de fricción en la Ciudad de México, bajo carga estática y sísmica*. México.
- Ovando, E. (2013), *Some geotechnical properties to characterize Mexico city clay*. Extreme Soils Mechanics, TC-214 ISSMGE, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, México.
- Pineda, V. (2016), *Fricción negativa en grupos de pilotes en la zona lacustre de la Ciudad de México*. Tesis de maestría en Ingeniería Civil, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM, México.
- Plaxis (2015). *PLAXIS AE 3D Reference manual*, Delft University of Technology & PLAXIS bv, The Netherlands. .

-
- Reséndiz, D., y Auvinet, G. (1973), *Analysis of pile foundations in consolidating soil*, Proceedings of the Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscou, 1973, pp 211-218, Moscou, Russia
- Rodríguez, J.F. (2010), *Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la Ciudad de México*. Tesis de Doctorado en Ingeniería Civil, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM, México.
- Rodríguez, J.F., Pineda, V.M., y Auvinet, G. (2014), *Validación de los “pilotes embebidos” para el análisis de asentamientos*. Memorias de la XXVII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, Puerto Vallarta, México
- Rossa, O. y Auvinet, G. (1992), *Stresses induced by surficial and deep loading in elastic médium*, Journal of Geotechnical Engineering ASCE, 118(8), pp. 1241-1246.
- Ruifu S. (2008), *Negative skin friction on single piles and pile groups*, National University of Singapore. Singapore.
- Santoyo, E., Ovando, E., y Mooser, F. (2005), *Síntesis geotécnica de la cuenca del Valle de México*, TGC, México.
- Terzaghi, K., Peck, R.B., y Mesri, G. (1995), *Soil mechanics in engineering practice* (Third ed.). John Wiley & Sons, Inc. USA.
- Tomlinson, M.J (1994), *Pile design and construction practice*, 4th Edition, London, UK.
- Zeevaert, L. (1973), *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*. Van Nostrand Reinhold Company, New York, USA.

ANEXO 1. MODELOS CONSTITUTIVOS EMPLEADOS

Se presentan los modelos de comportamiento empleados para los diferentes materiales considerados (suelos y pilotes).

A1.1 Modelo Elástico-Lineal (EL)

Este modelo se basa en la ley de Hooke el cual considera elasticidad lineal e isótropa. Dicho modelo requiere sólo de dos parámetros, el módulo de elasticidad (E) y la relación de poisson (ν) los cuales son parámetros de rigidez elástica. El modelo elástico-lineal en este trabajo se utilizó para la modelación de los elementos estructurales.

A1.2 Modelo Mohr-Coulomb (MC)

El modelo Mohr-Coulomb es un modelo elástico-lineal con plasticidad perfecta. La parte lineal elástica del modelo está basada en la ley de Hooke para elasticidad isotrópica, por otro lado, la plasticidad perfecta está basada en el criterio de falla de Mohr-Coulomb.

La plasticidad implica que existen deformaciones irreversibles, y con el fin de determinar si estas se generan en un análisis, se utiliza una función (f) de fluencia, la cual asocia el estado de esfuerzo con las deformaciones que se producen. La fluencia está relacionada con la condición de $f=0$. Dicha condición puede ser representada como una superficie en el espacio de esfuerzos principales. La superficie de fluencia define el límite entre el comportamiento elástico y el plástico (Figura A.1), es decir, que para un estado de esfuerzos representado por un punto dentro de la superficie de fluencia el comportamiento elástico y las deformaciones son reversibles. (PLAXIS 2015)

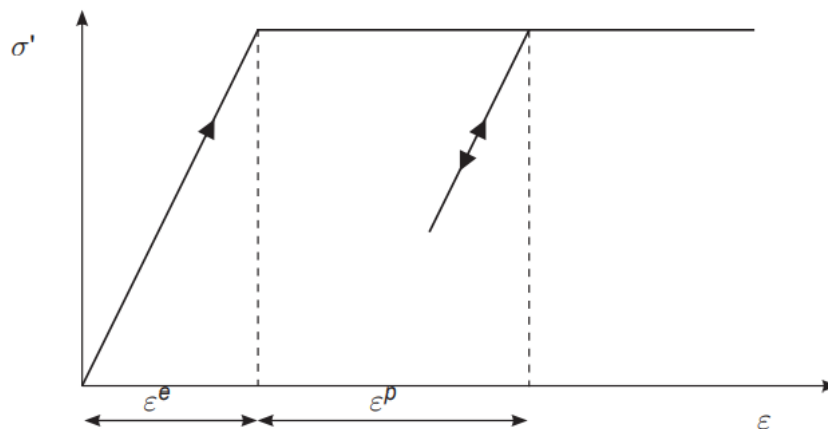


Figura A.1. Modelo elástico-lineal plástico perfecto (Manual de modelos de materiales, PLAXIS 2015)

El criterio de falla Mohr-Coulomb se expresa como sigue:

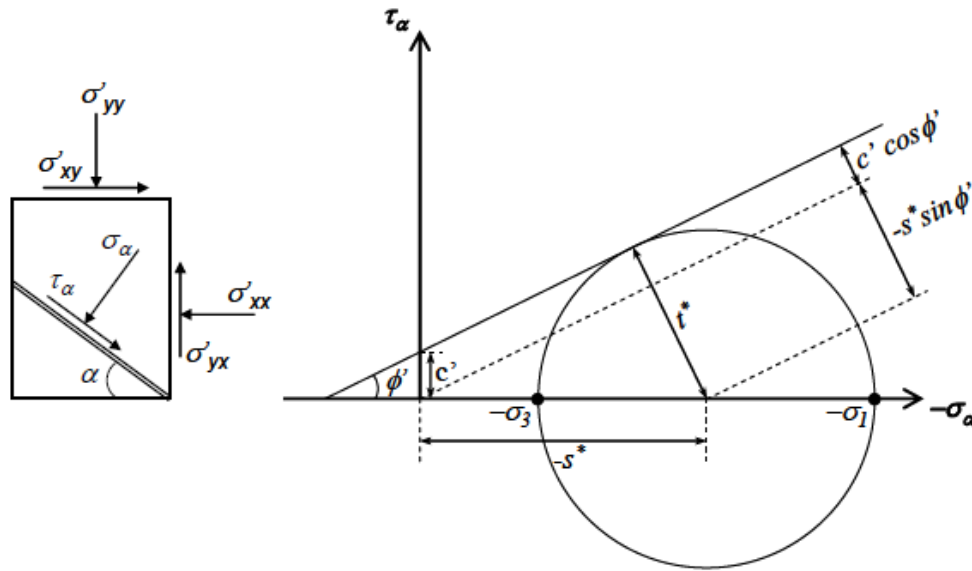


Figura A.2. Ley de resistencia con criterio de Mohr-Coulomb

$$\tau_a \leq c' - \sigma_a \tan \varphi' \quad (A1.1)$$

O bien:

$$\tau^* \leq c' \cos \varphi' - S^* \sin \varphi' \quad (A1.2)$$

Donde:

$$\tau^* = \sqrt{\frac{1}{4}(\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + \sigma'^2_{xy}} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) \quad (A1.3)$$

Y

$$S^* = \frac{1}{2}(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy}) = \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \quad (A1.4)$$

Sustituyendo las ecuaciones (A1.3) y (A1.4) en (A1.2) se tiene:

$$\frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) \leq c' \cos \varphi' - \frac{1}{2}(\sigma''_3 + \sigma'_1) \sin \varphi' \quad (A1.5)$$

Si se tienen en cuenta las tres componentes de esfuerzo se define el estado de esfuerzos en el suelo. Se tiene que el criterio de fluencia para el modelo Mohr-Coulomb consta de seis funciones, que en términos de los esfuerzos principales se escriben como:

$$\begin{aligned}
 f_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\
 f_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\
 f_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\
 f_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\
 f_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\
 f_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0
 \end{aligned}
 \tag{A1.6}$$

Al graficar estas funciones en el espacio de esfuerzos principales se obtiene que la superficie de fluencia tiene la forma de una pirámide hexagonal como se muestra en la Figura A.3.

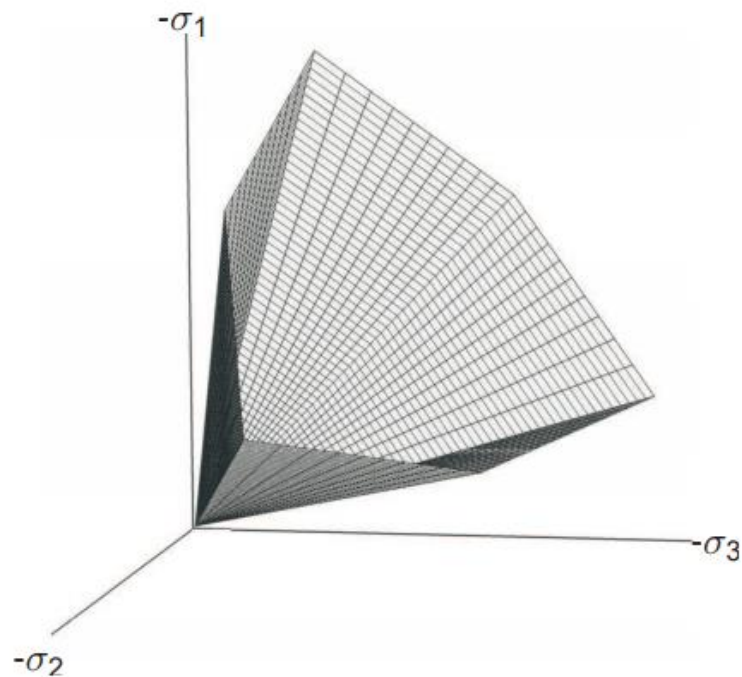


Figura A.3. Superficie de fluencia Mohr-Coulomb en el espacio de esfuerzos principales (PLAXIS, 2015)

A1.3 Modelo Soft Soil (SS)

Este modelo se utiliza para representar el comportamiento de los suelos blandos. Se considera como suelos blandos a las arcillas normalmente consolidadas o con un grado de preconsolidación muy pequeño, limos arcillosos y turbas. Una característica especial de estos materiales es su alto grado de compresibilidad. Según resultados por Jambú (Lectura Rankine, 1985). Las arcillas normalmente consolidadas presentan un módulo odométrico (E_{oed}) entre 1 y 4 MPa, el cual es del orden de diez veces menos que los valores obtenidos para arenas no cementadas, las cuales oscilan entre 10 y 50 MPa. Lo anterior ilustra la extrema compresibilidad de los suelos blandos.

Algunas características del modelo Soft Soil son:

- Deformaciones dependientes de la rigidez (Comportamiento de compresión logarítmica)
- Diferencia entre carga primaria y descarga-recarga
- Esfuerzo de preconsolidación
- Comportamiento de falla de acuerdo con el criterio de Mohr Coulomb

A.1.3.1 Estados de esfuerzo y deformación isótropos ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$)

En el modelo Soft Soil se asume que existe una relación logarítmica entre el cambio volumétrico (ε_v) y el cambio en el esfuerzo efectivo principal (p'); esta relación se puede escribir como sigue:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \ln \left(\frac{p' + c' \cot \varphi}{p^0 + c \cot \varphi} \right) \quad (\text{A1.7})$$

La ecuación anterior es para el comportamiento en la rama de compresión virgen. Con el fin de mantener la validez de la ecuación anterior, se fija el valor de p' igual a la unidad de esfuerzo. El parámetro (λ^*) difiere del parámetro λ usado por Burland (1965). La diferencia es que la ecuación anterior es una función de la deformación volumétrica en lugar de la relación de vacíos. Graficando la ecuación (A1.7) se tiene una línea recta como la mostrada en la figura A.4.

Durante la descarga y la recarga isotrópica se puede apreciar una trayectoria lineal diferente, la cual puede ser formulada como sigue:

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -k^* \ln \left(\frac{p' + c \cot \varphi}{p^0 + c \cot \varphi} \right) \quad (A1.8)$$

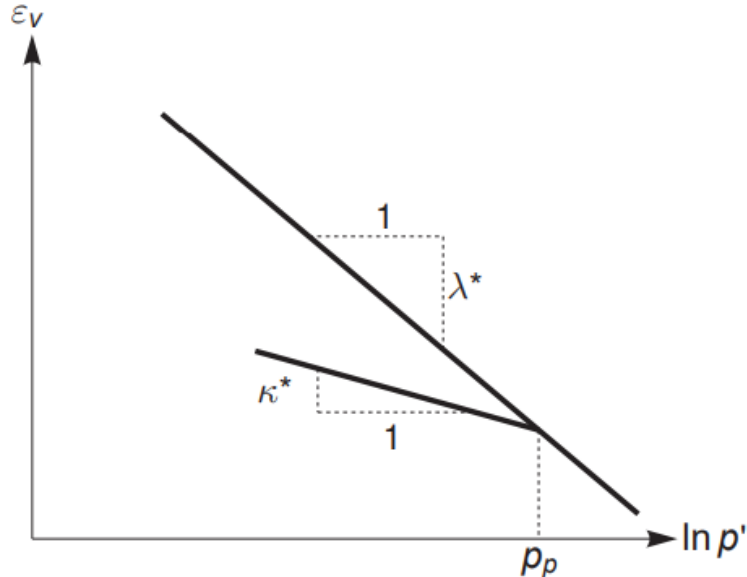


Figura A.4. Relación logarítmica entre la deformación volumétrica y el esfuerzo principal (PLAXIS, 2015)

De nuevo un valor mínimo de p' es seleccionado igual a un esfuerzo unitario. El parámetro (κ^*) es el módulo de expansión modificado, el cual determina la compresibilidad del material en el proceso de descarga y posterior recarga. La respuesta durante la descarga y la recarga se asume que es elástica como lo denota el superíndice (e) en la ecuación (A1.8). El comportamiento elástico está descrito por la ley de Hooke, por tanto la ecuación anterior implica dependencia lineal entre la deformación y el módulo (K) como sigue:

$$K = \frac{E'}{3(1-2\nu)} = \frac{p' + c \cot \varphi}{\kappa^*} \quad (A1.9)$$

Pueden existir un número infinito de líneas de descarga y recarga, cada una corresponde a un esfuerzo de preconsolidación en particular (p_p). El esfuerzo de preconsolidación representa el esfuerzo más alto que ha experimentado el suelo. Durante la descarga y la recarga este esfuerzo permanece constante. Sin embargo en el proceso de carga el esfuerzo de preconsolidación incrementa con el nivel de esfuerzos, lo que causa deformaciones volumétricas irreversibles. (PLAXIS 2015).

A.1.3.2 Función de fluencia

La función de fluencia en el modelo Soft Soil está definido como:

$$f = \bar{f} - p_p \quad (A1.10)$$

E

Donde \bar{f} es una función del estado de esfuerzos (p', \tilde{q}) y el esfuerzo de preconsolidación p_p , es una función de deformación plástica como se muestra a continuación.

$$\bar{f} = \frac{\tilde{q}^2}{M^2(p' + c \cot \varphi)} + p' \quad (A1.11)$$

$$p_p = p_p^0 \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \quad (A1.12)$$

Por último \tilde{q} es una cantidad de esfuerzo desviador definida como sigue:

$$\tilde{q} = \sigma'_1 + (\alpha - 1)\sigma'_2 - \alpha\sigma'_3 \quad (A1.13)$$

Donde:

$$\alpha = \frac{3 + \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (A1.14)$$

La función de fluencia ($f = 0$) describe una elipse en el plano (p', \tilde{q}), como la mostrada en la figura A.5. El parámetro M en la ecuación (A1.11) determina la altura de la elipse, pero no se debe confundir con el parámetro M del modelo Cam Clay, ya que este valor no está asociado a la superficie de falla. La altura de la elipse es responsable de la relación de esfuerzos horizontales y verticales en la compresión unidimensional primaria.

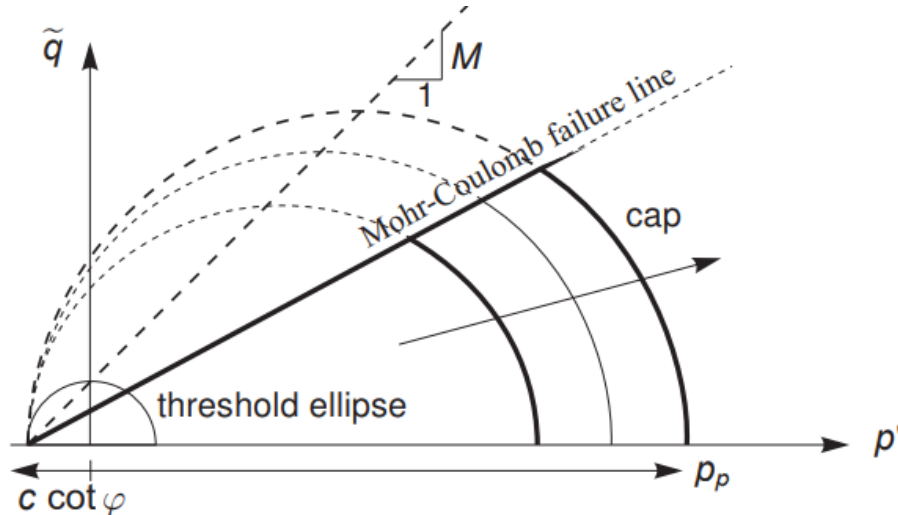


Figura A.5. Superficie de fluencia del modelo Soft-Soil en el plano p'-q (PLAXIS, 2015)

Como resultado el parámetro M determina principalmente el coeficiente de empuje lateral de tierra (K_0^{nc}). Debido a esto, el valor M puede ser escogido de tal manera que un valor conocido de K_0^{nc} se corresponda con el valor de la compresión unidimensional primaria. Tal interpretación y uso del parámetro M difiere de la idea original de la línea del estado crítico pero asegura una correspondencia adecuada del K_0^{nc} .

En el modelo Soft Soil la falla se define con el criterio de Mohr-Coulomb, el cual es función de los parámetros de resistencia φ y c . El esfuerzo de preconsolidación p_p determina la extensión de la elipse a lo largo del eje p' . Durante la carga, un número infinito de elipses pueden existir, tal como se muestra en la Figura A.5, donde cada elipse corresponde a un valor determinado de p_p .

En el modelo Soft Soil, la función de fluencia describe la deformación volumétrica irreversible en la compresión primaria y forma el contorno de la superficie de fluencia de Mohr-Coulomb para un plástico perfecto. Esta función de fluencia es representada por una línea recta en el espacio (p', \tilde{q}) como se muestra en la Figura A.5, la pendiente de la línea de falla es un poco más pequeña que la pendiente de la línea M.

Toda la superficie de fluencia está definida por las líneas remarcadas en la Figura A.5 las cuales representan la frontera del área de esfuerzos elásticos. La línea de falla está fija pero la superficie de fluencia (la parte curva) puede incrementarse debido a la compresión primaria, por tanto el criterio de falla es independiente de la superficie de fluencia. Las trayectorias de esfuerzo que crucen dicha frontera generalmente producen desplazamientos elásticos y plásticos.

Cómo ya se mencionó, las deformaciones elásticas son calculadas con la teoría de la elasticidad, mientras que las deformaciones plásticas se determinan como sigue:

$$\varepsilon_v^p - \varepsilon_v^{p0} = (\lambda^* - \kappa^*) \ln \left(\frac{p' + c \cot \varphi}{p^0 + c \cot \varphi} \right) \quad (A1.15)$$

En el caso que el suelo tenga deformaciones elásticas y plásticas la deformación volumétrica total se calcula como la suma de las ecuaciones (A1.8) y (A1.15).

Para estados de esfuerzos generales (p', \tilde{q}) , el comportamiento plástico del modelo Soft Soil está definido por la combinación de la superficie de fluencia y las funciones de fluencia de Mohr-Coulomb. El contorno total presentado en el espacio de esfuerzos principales se muestra en la Figura A.6.

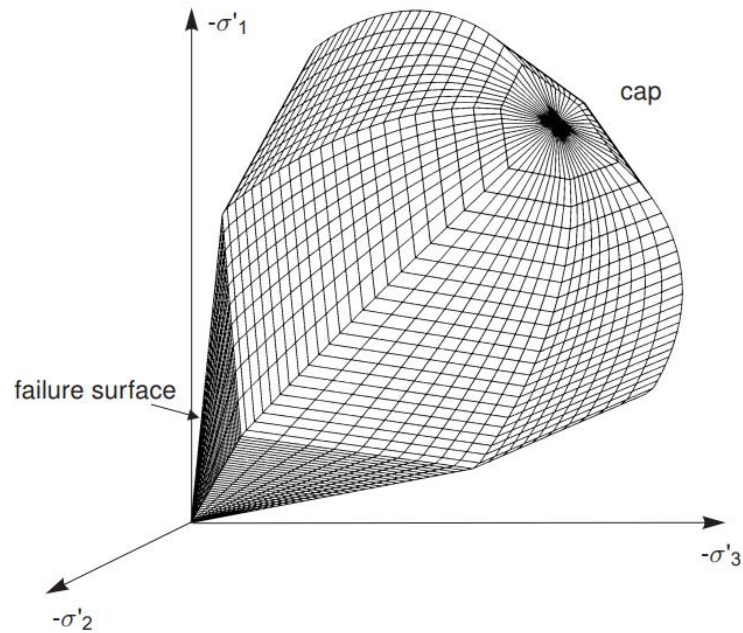


Figura A.6. Representación de la superficie total de fluencia del modelo Soft Soil en el plano de esfuerzos principales (PLAXIS, 2015)

A.1.3.3 Coeficientes de compresión y expansión modificados

Estos parámetros pueden ser obtenidos de la prueba de compresión isotrópica incluyendo descarga isotrópica. Cuando se grafica el esfuerzo principal como una función de la deformación volumétrica para materiales arcillosos, la gráfica se aproxima a dos líneas rectas (Figura A.4). La pendiente de la línea de compresión primaria brinda el valor del índice de compresión modificado, y la pendiente de la línea de descarga brinda el coeficiente de expansión modificado. Nótese que hay una diferencia entre los índices modificados λ^* y κ^* con los utilizados en el modelo Cam Clay λ y κ . Los últimos están definidos en términos de la relación de vacíos en lugar de la deformación volumétrica.

Por otro lado los parámetros λ^* y κ^* pueden ser obtenidos a partir de la prueba de consolidación unidimensional. A continuación se presentan las relaciones existentes entre dichos parámetros y los parámetros C_c de compresión y C_s de expansión obtenidos en la prueba de consolidación unidimensional.

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e} = \frac{C_c}{2.3(1+e)} \quad (\text{A1.16})$$

$$\kappa^* \frac{\kappa}{1+e} \cong \frac{2C_s}{2.3(1+e)} \quad (\text{A1.17})$$

En las relaciones (A1.16) y (A1.17) el valor de la relación de vacíos se asume constante, de hecho, e varía durante la prueba de consolidación pero este cambio es relativamente pequeño. Por esta razón es posible utilizar el promedio de la relación de vacíos obtenida durante la prueba o su valor inicial.

No hay una relación exacta entre κ^* y el índice de expansión debido a que la relación de esfuerzos horizontales y verticales cambia durante la descarga unidimensional. Para esta aproximación se asume que el del estado de esfuerzos durante la descarga es un estado de esfuerzos isótropo, es decir, que el esfuerzo vertical y horizontal son iguales.

En la práctica se asume comúnmente que el comportamiento de descarga es equivalente al de la re-compresión, lo cual podría no ser correcto, por tanto κ^* debe estar basado en C_s más que en C_r . Por último, el factor 2.3 se obtiene de la relación entre el logaritmo base 10 y el logaritmo natural.