



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

**ESTUDIO PARA DETERMINAR UN MODELO DE COMPORTAMIENTO DE
INCLUSIONES RÍGIDAS PARA COMPATIBILIZAR HUNDIMIENTOS
DIFERENCIALES ENTRE ESTRUCTURAS GEOTÉCNICAS EN SUELOS
ALTAMENTE COMPRESIBLES**

TESIS QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

NATIVIDAD ENCARNACIÓN FLORES

TUTOR:

DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO, INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO, ABRIL DE 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY

Secretario: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Vocal: DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO

1^{er.} Suplente: DRA. ALEXANDRA OSSA LÓPEZ

2^{do.} Suplente: DR. LUIS OSORIO FLORES

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

A **Iktan**, por ser mi mayor motivación.

A **Orlando**, por su apoyo incondicional.

A mis padres y hermanos, por impulsarme a ser una mejor persona cada día.

Al Dr. Eduardo Botero Jaramillo, por su paciencia, por brindarme su orientación, el espacio y los medios necesarios para la realización de esta Tesis, siempre con la mejor actitud.

A mis sinodales: Dr. Efraín Ovando, Dr. Rigoberto Rivera, Dra. Alexandra Ossa y Dr. Luis Osorio, cuyas observaciones y comentarios contribuyeron a enriquecer de manera significativa este trabajo.

A mis compañeros del IIUNAM: María, César y David por compartir sus conocimientos y apoyarme siempre que lo necesité.

A mis compañeros de generación, por todos los gratos momentos que compartimos.

Al **Conacyt**, por brindarme los recursos económicos para la realización de mis estudios de maestría.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM.

RESUMEN

Uno de los principales problemas de los suelos del antiguo Lago de Texcoco es su alta compresibilidad, si a esto le sumamos el efecto de consolidación regional al que se encuentra sometido, resulta en grandes hundimientos de las estructuras desplantadas en ese sitio. En el caso de un túnel superficial interactuando con el hundimiento regional el principal problema será el hundimiento diferencial entre este y el suelo circundante.

El objetivo fundamental de esta tesis es modelar el comportamiento de inclusiones rígidas para compatibilizar hundimientos diferenciales entre estructuras geotécnicas en suelos altamente compresibles, sometidos a consolidación regional. Lo anterior con un modelo numérico implementado en un programa de elemento finito 2D.

En la primera parte de la tesis se presentan las características generales de los suelos compresibles de la zona del Lago de Texcoco, así como una breve descripción de las inclusiones rígidas: características, principio de funcionamiento y tipos de inclusiones, posteriormente se presentan los métodos analíticos para el diseño de inclusiones, las consideraciones para la modelación numérica, las características generales del caso de estudio y los análisis de inclusiones por métodos analíticos.

Para los análisis numéricos se toma el caso de estudio del túnel GSE del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, se modeló la interacción del túnel con las calles de rodaje usando inclusiones rígidas para uniformizar hundimientos diferenciales, los análisis se llevaron a cabo en el programa Plaxis 2D versión 2017. Para modelar el efecto de consolidación regional se utilizaron las curvas de abatimiento piezométrico determinadas por el IIUNAM para 10, 30 y 50 años.

En el apartado de modelado numérico, se hicieron las siguientes consideraciones: debido a que las inclusiones son elementos tridimensionales, para la modelación numérica en 2D se utilizaron los elementos denominados “vigas embebidas”, dichos elementos fueron calibrados mediante un modelo axisimétrico en donde se modeló la inclusión como un elemento de volumen con un elemento placa en su interior, el cual cumple la función de una viga virtual de la que se obtuvieron los elementos mecánicos, en especial el diagrama de carga axial a 10, 30 y 50 años. Para calibrar las inclusiones se determinó la capacidad de carga por punta y la resistencia por fuste de la inclusión, con estos parámetros se generó un modelo de deformación plana con una inclusión embebida y se obtuvieron los diagramas de carga axial a 10, 30 y 50 años, dichos diagramas se compararon con los obtenidos del modelo axisimétrico y se observó que los resultados obtenidos fueron similares, por lo que se concluye que los elementos “vigas embebidas” representan el efecto tridimensional y el fenómeno de consolidación regional de manera adecuada. Una vez calibradas las inclusiones, se procedió a implementar el modelo completo, incluyendo el Túnel GSE Este en su cruce con las calles de rodaje con todas las inclusiones embebidas, considerando una separación de 2.00 m y 3.00 m, para las cuales se obtuvieron las pendientes de los perfiles de asentamientos a 10, 30 y 50 años y se determinó que la separación de 3.00 m es la mejor opción para uniformizar los hundimientos diferenciales.

Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones de los análisis realizados.

CONTENIDO

CONTENIDO	I
ÍNDICE DE FIGURAS	III
ÍNDICE DE TABLAS	VIII
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivos	3
2 MARCO TEÓRICO	4
2.1 El subsuelo de la Ciudad de México	4
2.1.1 Zonificación geotécnica	4
2.2 Compresibilidad de las arcillas del Valle de México	6
2.2.1 Consolidación unidimensional	7
2.3 Hundimiento regional	15
2.3.1 Causas del hundimiento regional	15
2.3.2 Interpretación del fenómeno	17
2.3.3 Efectos sobre las estructuras subterráneas	18
3 INCLUSIONES RÍGIDAS	19
3.1 Principio del refuerzo con inclusiones rígidas	19
3.2 Tipos de inclusiones	21
3.2.1 Inclusiones prefabricadas	21
3.2.2 Inclusiones construidas in situ	22
4 MODELOS ANÁLITICOS PARA EL DISEÑO DE INCLUSIONES	29
4.1 Fricción entre el suelo y el pilote	29
4.2 Criterios de diseño	29
4.3 Reglamento de construcciones de la Ciudad de México (2017)	31
4.3.1 Estados límite de falla	31
4.3.2 Estados límite de servicio	33
4.4 Manual de Diseño de Obras Civiles CFE (2017)	35
4.4.1 Separación de inclusiones	35
4.4.2 Arqueo y transferencia de carga	39
4.4.3 Estimación de la capacidad de carga	41
4.4.4 Resistencia estructural	44
4.5 Esfuerzos entre el suelo y la inclusión	46
4.5.1 Inclusiones en un suelo sujeto a consolidación regional	46
5 CONSIDERACIONES PARA LA MODELACIÓN NUMÉRICA	52
5.1 Modelos constitutivos	52
5.1.1 Modelos basados en la teoría de la plasticidad	53
5.1.2 Modelos basados en la teoría del estado crítico	57
5.2 Vigas embebidas	66

6 CASO DE ESTUDIO	71
6.1 Características generales	71
6.2 Condiciones de carga	73
6.3 Condiciones piezométricas.....	74
6.4 Condiciones de precarga	80
6.5 Campaña de exploración geotécnica	83
6.6 Modelo geotécnico.	85
6.7 Estado de esfuerzos.....	87
6.8 Planteamiento del problema	89
6.9 Procedimiento constructivo para la sección cerrada.....	89
7 ANÁLISIS DE INCLUSIONES POR MÉTODOS ANALÍTICOS.....	93
7.1 Revisión mediante las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones 2017.....	93
7.1.1 Capacidad de carga por fricción	93
7.1.2 Capacidad de carga por punta	94
7.2 Revisión mediante el Manual de Diseño de Obras Civiles CFE (2017)	94
7.2.1 Separación de inclusiones	94
7.2.2 Arqueo y transferencia de carga	97
7.2.3 Estimación de la capacidad de carga	97
7.2.4 Resistencia estructural.....	99
8 MODELADO NUMÉRICO.....	101
8.1 Capacidad de carga	101
8.2 Inclusiones y túnel sometido a consolidación regional	106
8.2.1 Fases de análisis.....	106
8.2.2 Revisión de asentamientos obtenidos en las secciones de instrumentación..	107
8.2.3 Calibración de los pilotes embebidos	108
8.2.4 Modelado numérico de inclusiones de volumen	131
8.2.5 Modelado numérico de inclusiones con vigas embebidas	134
9 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	148
10 BIBLIOGRAFÍA.....	151

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Representación esquemática de la cimentación del acueducto Chapultepec-Tenochtitlan (Auvinet y Rodríguez, 2006).....	2
Figura 2.1. Zonificación geotécnica (Marsal y Mazari, 1959).....	5
Figura 2.2. Mapa de zonificación geotécnica para el Distrito Federal (NTCDCC, 2017).....	6
Figura 2.3. Condiciones de drenaje a) Estrato permeable por ambas caras, b) Estrato permeable solo en una cara (modificado de Ossa, 2004).....	8
Figura 2.4. Distribución de presiones de poro, en un estrato de arcilla sujeto a consolidación, drenado por ambas caras para distintos tiempos t (Modificado de Ossa, 2004).....	9
Figura 2.5. Relación idealizada entre permeabilidad, relación de vacíos y esfuerzos efectivos (Mesri y Rokhasar, 1974).....	11
Figura 2.6. Definición de la consolidación primaria y secundaria (Mesri et al., 1985).....	13
Figura 2.7. Extracción de agua y hundimientos en el Centro de la Ciudad de México (Lesser y Cortés, 1998).....	16
Figura 2.8. Extracción de agua y hundimientos en la Zona Sur (Xochimilco-Chalco) (Lesser y Cortés, 1998).....	16
Figura 2.9. Hundimientos – tiempo de varios monumentos de la Ciudad (Laboratorio de geoinformática, 2017).....	17
Figura 2.10. Distribución de la presión de poro en el subsuelo: (a) condición hidrostática, (b) condición transitoria durante la consolidación; (c) Suelo totalmente consolidado (Reséndiz et al., 2016).....	18
Figura 2.11. Emersión aparente de una estructura subterránea (Auvinet et al., 2017).	18
Figura 3.1. Esquema general del refuerzo con inclusiones (Briancon, 2004).....	20
Figura 3.2. Inclusiones sujetas a carga (Jenck, 2005).....	20
Figura 3.3. Inclusiones prefabricadas: a) de madera; b) metálicas y c) de concreto (Mánica, 2013).....	21
Figura 3.4. Columnas de concreto vibrado (Balfour Beatty, 2017).....	22
Figura 3.5. Pasos para la construcción de micropilotes (Rodríguez y Auvinet, 2002).....	23
Figura 3.6. Inclusiones de mortero envueltas en geotextil (Rodríguez y Auvinet, 2002).....	23
Figura 3.7. Principio de ejecución de inclusiones envueltas en geotextil en la Ciudad de México (Rodríguez y Auvinet, 2002).....	24
Figura 3.8. Inclusiones envueltas en geotextil con láminas de mortero inyectado en la Catedral (Ovando y Santoyo, 2008).....	24
Figura 3.9. Etapas para el Jet Grouting (Rodríguez y Auvinet, 2002).....	25
Figura 3.10. Proceso de mezclado para columnas de cal-cemento (modificado de Larsson, 2005).....	27
Figura 3.11. Columnas de cal-cemento mezcladas in situ (Rodríguez y Auvinet, 2002).....	27
Figura 3.12. Procedimiento pilas geopier, a) perforación; b) Colocación de la capa de grava; c) Compactación de la capa de grava; d) Columna completa (Parra y Valverde, 2006).....	28
Figura 4.1. Criterios de diseño de pilotes de fricción (Rodríguez y Auvinet, 2002).....	30
Figura 4.2. Consideraciones para la estimación de la fricción negativa (NTCDCC, 2017).....	33
Figura 4.3. Coeficiente de adhesión para pilotes en suelos cohesivos (MDOC CFE, 2017).....	36
Figura 4.4. Cilindro virtual de suelo adherido a una inclusión (MDOC CFE, 2017).....	36
Figura 4.5. Prisma de suelo reforzado con inclusiones.....	38
Figura 4.6. Factor de arqueo (Mendoza, 2006).....	40
Figura 4.7. Cociente de esfuerzos afectado por aqueo (Mendoza, 2006).....	40

Figura 4.8. Desarrollo del arqueo en el suelo de la plataforma de carga (Mendoza, 2006)	41
Figura 4.9. Mecanismo de falla generalizada bajo un volumen de suelo reforzado con inclusiones (Mendoza, 2006)	41
Figura 4.10. Mecanismo de falla local en el extremo de un volumen de suelo reforzado con inclusiones (Mendoza, 2006)	41
Figura 4.11. Mecanismo de falla por punzonamiento de la cabeza (CFE,2017).	43
Figura 4.12. Factores para capacidad de carga por falla de punzonamiento (Mendoza, 2006) ...	43
Figura 4.13. Mecanismo de falla debajo de la cimentación adaptados de los propuestos para zapatas por a) Terzaghi y b) Lundgren Mortensen (MDOC CFE, 2017).....	44
Figura 4.14. Cargas transmitidas por una inclusión (MDOC CFE, 2017)	44
Figura 4.15. Solicitaciones desarrolladas en el suelo alrededor de distintos tipos de pilotes e inclusiones (Rodríguez, 2010).....	47
Figura 4.16. Esfuerzos en el interior del elemento de los casos expuestos en la Figura 4.15 (Rodríguez, 2010)	47
Figura 4.17. Esfuerzos en interfaz elemento-suelo para los casos expuestos en la Figura 4.15 (Rodríguez, 2010)	48
Figura 4.18. Problema de Mindlin (Manual de Construcción Geotécnica, 2002)	49
Figura 4.19. Cargas distribuidas a lo largo de líneas verticales (Manual de Construcción Geotécnica, 2002).....	49
Figura 4.20. Carga uniformemente repartida en una superficie circular a una profundidad D_f	50
Figura 5.1. Ejemplos de problemas de deformación plana y axisimétrica.	52
Figura 5.2. Posición de los nodos y puntos de esfuerzo por elementos triangulares de 6 y 15 nodos.....	52
Figura 5.3. Comportamiento elasto-plástico (Plaxis, 2017).....	54
Figura 5.4. Criterio de falla de Mohr Coulomb (Whitlow, 2001)	55
Figura 5.5. Superficie de fluencia del Modelo de Mohr-Coulomb (Plaxis, 2017).	56
Figura 5.6. a) Gráfica de compresión isotrópica, expansión y recompresión en el plano (p',u); b) Curva idealizada en el plano ($\ln p', u$) en la teoría del Estado Crítico (modificado de Britto y Gunn, 1987)	57
Figura 5.7 Línea de estado crítico (Wood, 1990).....	58
Figura 5.8. a) Superficie de fluencia en el plano (p', q); b) c) Línea de compresión normal y línea de carga y descarga en el plano de compresión (Wood, 1990).....	60
Figura 5.9 Relación logarítmica entre la deformación volumétrica y el esfuerzo efectivo medio (Plaxis, 2017).	63
Figura 5.10. Superficie de falla del modelo Soft Soil en el plano $p' - q$ (Plaxis, 2017)	64
Figura 5.11. Superficie de fluencia total de fluencia del modelo Soft Soil en el espacio de esfuerzos principales (Plaxis, 2017)	65
Figura 5.12 Esquema simplificado del modelo “viga embebida” (Engin et al., 2009)	66
Figura 5.13. Aproximación de la región elástica (Rodríguez et al., 2014).....	67
Figura 5.14. Curvas de carga desplazamiento de la prueba de carga del pilote del puente de Alzey presentada junto con los resultados del pilote embebido modelado en Plaxis 3D foundation (Engin et al, 2009)	67
Figura 5.15. Condiciones piezométricas actuales e hipótesis de abatimiento (Rodríguez et al., 2014)	68
Figura 5.16. (a) Malla de elementos finitos modelo 3D, (b) Malla de elementos finitos modelo 2D. (Rodríguez et al., 2014).....	69
Figura 5.17. (a) Carga axial en pilotes embebidos y de volumen en un modelo 3D, (b) Carga axial en pilotes embebidos y de volumen en un modelo 2D (Rodríguez et al., 2014).....	70
Figura 6.1. Localización de los túneles GSE Oeste y Este (TASANA, 2016)	71
Figura 6.2. Planta general con localización de las zonas cerradas del túnel GSE Este (II UNAM, 2016)	72
Figura 6.3. Sección en cajón con muro intermedio, túneles GSE Este (TASANA, 2016).....	72

Figura 6.4. Sección en cajón con galería intermedia, túneles Este (TASANA, 2016).....	73
Figura 6.5. Arreglo de neumáticos del avión de diseño (TASANA, 2016)	73
Figura 6.6. Localización de las estaciones piezométricas (II UNAM, 2016)	74
Figura 6.7. Piezometría de la Estación EPZ-10 (IIUNAM, 2016)	75
Figura 6.8. Distribución de presión de poro del sondeo EMS-10 (II UNAM, 2016).....	76
Figura 6.9. Presión de poro considerada para modelado numérico	77
Figura 6.10. Ubicación del sitio TB-08 (II UNAM, 2016)	78
Figura 6.11. Isócrona de calibración TB-08 (II UNAM, 2016)	79
Figura 6.12. Estimaciones futuras de las condiciones piezométricas TB-08 (II UNAM, 2016)	80
Figura 6.13. Precarga sobre la zona (TASANA, 2016)	81
Figura 6.14. Ubicación del cadenamamiento representativo de la precarga para el túnel GSE Este (CFE, 2018).....	81
Figura 6.15. Configuración del tezontle con precarga y perfil de asentamiento cadenamamiento 2+060 (CFE, 2018).....	82
Figura 6.16. Ubicación de los sondeos de la campaña de exploración (TASANA, 2016)	83
Figura 6.17. Campaña de exploración actualizada (TASANA, 2017)	83
Figura 6.18. Perfil estratigráfico Túnel Este (TASANA, 2017)	84
Figura 6.19. Estado de esfuerzos en la zona del túnel GSE Este.	88
Figura 6.20. Esquema general de inclusiones al costado del túnel (TASANA, 2017)	89
Figura 6.21. Propuesta de diseño de los Túneles GSE Este y Oeste para los tramos de sección cerrada (TASANA,2016)	90
Figura 6.22. Vista en planta de la propuesta de diseño de los Túneles GSE Este y Oeste para los tramos de sección cerrada (TASANA,2016)	91
Figura 8.1. Modelo empleado para el análisis de capacidad de carga, inclusión de 21.00 m	101
Figura 8.2. Comparativa de la carga axial desarrollada con Plaxis y las NTC, inclusión de 4.00 m	102
Figura 8.3. Comparativa de la carga axial desarrollada con Plaxis y las NTC, inclusión de 8.00 m	103
Figura 8.4. Comparativa de la carga axial desarrollada con Plaxis y las NTC, inclusión de 12.00 m	104
Figura 8.5. Comparativa de la carga axial desarrollada con Plaxis y las NTC, inclusión de 15.00 m	104
Figura 8.6. Comparativa de la carga axial desarrollada con Plaxis y las NTC, inclusión de 18.00 m	104
Figura 8.7. Comparativa de la carga axial desarrollada con Plaxis y las NTC, inclusión de 21.00 m	105
Figura 8.8. Curvas carga-deformación para las diferentes longitudes de inclusión	105
Figura 8.9. Asentamiento obtenido en Plaxis del sitio con la precarga a 660 días	107
Figura 8.10. Celda equivalente (Plaxis, 2016)	108
Figura 8.11. Modelo axisimétrico para una separación de 3.00 m y un radio equivalente de 1.69 m	109
Figura 8.12. Modelo axisimétrico para una separación de 2.00 m y un radio equivalente de 1.13 m	110
Figura 8.13. Resistencia por fuste de la inclusión (Plaxis, 2016).....	110
Figura 8.14. Extensión de pilote embebido (Plaxis, 2016).....	111
Figura 8.15. Modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 4.00 m de longitud y separación de 3.00 m	118
Figura 8.16. Modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 4.00 m de longitud y separación de 2.00 m	118

Figura 8.17. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 4.00 m de longitud y separación de 3.00 m	119
Figura 8.18. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 8.00 m de longitud y separación de 3.00 m	120
Figura 8.19. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 12.00 m de longitud y separación de 3.00 m	121
Figura 8.20. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 15.00 m de longitud y separación de 3.00 m	122
Figura 8.21. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 12.00 m de longitud y separación de 3.00 m	123
Figura 8.22. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 21.00 m de longitud y separación de 3.00 m	124
Figura 8.23. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 4.00 m de longitud y separación de 2.00 m	125
Figura 8.24. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 8.00 m de longitud y separación de 2.00 m	126
Figura 8.25. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 12.00 m de longitud y separación de 2.00 m	127
Figura 8.26. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 15.00 m de longitud y separación de 2.00 m	128
Figura 8.27. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 18.00 m de longitud y separación de 2.00 m	129
Figura 8.28. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 21.00 m de longitud y separación de 2.00 m	130
Figura 8.29. Modelo numérico con inclusiones a 3.00 m modeladas como elementos de volumen.....	132
Figura 8.30. Perfil de asentamientos para inclusiones de volumen con separación de 3.00 m..	132
Figura 8.31. Modelo numérico con inclusiones a 2.00 m modeladas como elementos de volumen.....	133
Figura 8.32. Perfil de asentamientos para inclusiones de volumen con separación de 2.00 m..	133
Figura 8.33. Comparación de perfiles de asentamiento para separación de 2 m y 3 m inclusiones de volumen.....	134
Figura 8.34. Modelo numérico para inclusiones modeladas como vigas embebidas, S=3.00 m.....	135
Figura 8.35. Perfil de asentamientos inclusiones embebidas y pilotes de volumen S = 3.00 m.	135
Figura 8.36. Modelo numérico adoptado en los análisis de asentamiento con inclusiones a 2.00m.	136
Figura 8.37. Perfil de asentamientos inclusiones embebidas y pilotes de volumen S = 2 m.	136
Figura 8.38. Comparativa de modelos con inclusiones a 3.00 m y 2.00 m (inclusiones embebidas y pilotes de volumen)	137
Figura 8.39. Comparación de asentamientos inclusiones de volumen e inclusiones embebidas para una separación de 3.00 m.....	138
Figura 8.40. Comparación de asentamientos inclusiones de volumen e inclusiones embebidas para una separación de 2.00 m.....	138
Figura 8.41. Modelo numérico para una separación de 3.00 m con inclusiones y pilotes modelados como vigas embebidas.....	139
Figura 8.42. Perfiles de asentamientos modelando inclusiones y pilotes como vigas embebidas, S=3.00 m.....	140
Figura 8.43. Modelo numérico para una separación de 2.00 m con inclusiones y pilotes modelados como vigas embebidas.....	140
Figura 8.44. Perfiles de asentamientos modelando inclusiones y pilotes como vigas embebidas, S=2.00 m.....	141

Figura 8.45. Comparativa de perfiles de asentamientos para inclusiones y pilotes embebidos con una separación de 2.00 m y 3.00 m 141

Figura 8.46. Comparativa de perfiles de asentamientos para el modelo con inclusiones embebidas separadas 3.00 m con pilotes bajo el túnel modelados como elementos de volumen y como vigas embebidas..... 142

Figura 8.47. Ubicación de los tres puntos de monitoreo..... 143

Figura 8.48. Pendientes de perfiles de asentamientos para inclusiones separadas 3.00 m. 146

Figura 8.49. Pendientes de perfiles de asentamientos para inclusiones separadas 2.00 m. 146

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1. Coeficientes N_c^* (NTCDCC, 2017).....	32
Tabla 4.2. Coeficientes de reducción para el cálculo de la fricción negativa sobre pilotes apoyados en un estrato duro (NTCDCC, 2017).....	34
Tabla 4.3. Valores del factor de arqueo según las normas británicas (MDOC CFE, 2017).....	39
Tabla 5.1 Parámetros básicos del modelo Soft Soil.....	65
Tabla 5.2. Relación de asentamientos para los “pilotes embebidos” (Rodríguez et al., 2014)....	69
Tabla 6.1. Velocidades de abatimiento (II UNAM, 2016).....	78
Tabla 6.2. Secuencia de colocación de tezontle y precarga en campo (CFE, 2018).....	82
Tabla 6.3. Modelo geotécnico para análisis a largo plazo (II UNAM, 2017).....	85
Tabla 6.4. Modelo geotécnico para condiciones a corto plazo (capacidad de carga).....	86
Tabla 6.5. Estado de esfuerzos inicial en la zona del túnel GSE Este.....	87
Tabla 6.6. Profundidad de las inclusiones (TASANA, 2017).....	89
Tabla 7.1. Capacidad de carga por fricción de las inclusiones.....	93
Tabla 7.2. Capacidad de carga por punta para inclusiones con diferentes longitudes.....	94
Tabla 7.3. Separación de inclusiones mediante el criterio empírico.....	94
Tabla 7.4. Separación de inclusiones mediante el criterio basado en la capacidad friccionante lateral.....	95
Tabla 7.5. Separación de inclusiones mediante el criterio basado en la capacidad friccionante lateral.....	95
Tabla 7.6. Separación óptima de inclusiones mediante el criterio convencional para pilotes de fricción.....	96
Tabla 7.7. Separación óptima de inclusiones mediante el criterio convencional para pilotes de fricción.....	96
Tabla 7.8. Tabla comparativa de la separación con distintos criterios.....	96
Tabla 7.9. Esfuerzo vertical sobre las cabezas de las inclusiones por efecto de arqueo.....	97
Tabla 7.10. Arqueo usando el criterio de Mendoza.....	97
Tabla 7.11. Capacidad de carga por grupo para una separación de inclusiones de 3.00 m.....	98
Tabla 7.12. Capacidad de carga por grupo para una separación de inclusiones de 2.00 m.....	98
Tabla 7.13. Esfuerzo en la cabeza de la inclusión necesario para producir punzonamiento.....	98
Tabla 7.14. Distancia mínima para que ocurra el punzonamiento.....	98
Tabla 7.15. Revisión de la resistencia a la compresión simple para inclusiones separadas a 3.00m.....	99
Tabla 7.16. Revisión de la resistencia a la compresión simple para inclusiones separadas a 2.00m.....	99
Tabla 7.17. Resistencia al pandeo para inclusiones separadas 3.00 m.....	100
Tabla 7.18. Resistencia al pandeo para inclusiones separadas 2.00 m.....	100
Tabla 8.1. Capacidad de carga con Plaxis y las NTC.....	102
Tabla 8.2. Fases de análisis.....	106
Tabla 8.3. Radio equivalente para modelos axisimétricos.....	108
Tabla 8.4. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 4.00 m de longitud y 3.00 m de separación.....	112
Tabla 8.5. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 8.00 m de longitud y 3.00 m de separación.....	112
Tabla 8.6. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 12.00 m de longitud y 3.00 m de separación.....	113
Tabla 8.7. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 15.00 m de longitud y 3.00 m de separación.....	113
Tabla 8.8. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 18.00 m de longitud y 3.00 m de separación.....	114

Tabla 8.9. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 21.00 m de longitud y 3.00 m de separación.....	114
Tabla 8.10. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 4.00 m de longitud y 2.00 m de separación.....	115
Tabla 8.11. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 8.00 m de longitud y 2.00 m de separación.....	115
Tabla 8.12. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 12.00 m de longitud y 2.00 m de separación.....	116
Tabla 8.13. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 15.00 m de longitud y 2.00 m de separación.....	116
Tabla 8.14. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 18.00 m de longitud y 2.00 m de separación.....	117
Tabla 8.15. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 21.00 m de longitud y 2.00 m de separación.....	117
Tabla 8.16. Asentamientos en puntos de monitoreo para inclusiones separadas a cada 3.00 m.	144
Tabla 8.17. Asentamientos en puntos de monitoreo para inclusiones separadas a cada 2.00 m.	145

1 INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

De acuerdo con Marsal (1959) el subsuelo de la Cuenca del Valle de México se divide en tres grandes zonas geotécnicas Zona de lomas (Zona I), Zona de transición (Zona II) y Zona de lago (Zona III). El suelo de la zona de lago enfrenta grandes problemas, en primera instancia su baja resistencia al corte y alta compresibilidad, adicionalmente se encuentra sometido al fenómeno de hundimiento o subsidencia por consolidación regional a causa de la sobreexplotación de los mantos acuíferos, condición que provoca asentamientos diferenciales de gran importancia en las edificaciones, lo anterior en muchas ocasiones implica la necesidad de mejorar el suelo para obtener un adecuado comportamiento de las estructuras desplantadas.

Diversas soluciones de cimentación han sido adoptadas para las edificaciones en la zona de lago, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC, 2017) contempla que para estructuras ligeras o medianas ($w \leq 40$ kPa) se distribuya la carga con una losa de cimentación o bien con un cajón de cimentación; para estructuras pesadas ($w \geq 40$ kPa) la transferencia de carga al suelo se realizará mediante un cajón de cimentación, pilotes de fricción, pilotes de punta o incluso pilas. Aún con el uso de las soluciones antes mencionadas, se pueden presentar problemas de asentamientos excesivos o bien emersión aparente, para controlar estos problemas, diversos investigadores han desarrollado sistemas especiales de cimentación, entre ellos tenemos: pilotes de punta penetrante (Reséndiz, 1964), pilotes de control (González Flores, 1948), pilotes de fricción negativa (Correa, 1961), pilotes entrelazados (Girault, 1964), pilotes con funda antifricción (Sánchez y Santoyo, 1996) y más recientemente el uso de inclusiones rígidas.

Según Briación (2004), la técnica de refuerzo con inclusiones rígidas está compuesto de dos elementos principales: inclusiones rígidas verticales, que transfieren la carga a una mayor profundidad, y una plataforma de transferencia, cuya función principal es transferir la carga a la cabeza de las inclusiones.

El uso de inclusiones rígidas es muy antiguo, en la Ciudad de México se tienen antecedentes del uso de inclusiones en construcciones pre-Colombinas: el Acueducto Chapultepec, estaba cimentado mediante inclusiones cortas de madera (estacones) y una plataforma constituida por tezontle y fragmentos de roca volcánica estabilizada con cal (Figura 1.1); otro ejemplo emblemático es la Catedral Metropolitana, ya en la época de la Nueva España (Auvinet y Rodríguez, 2006).

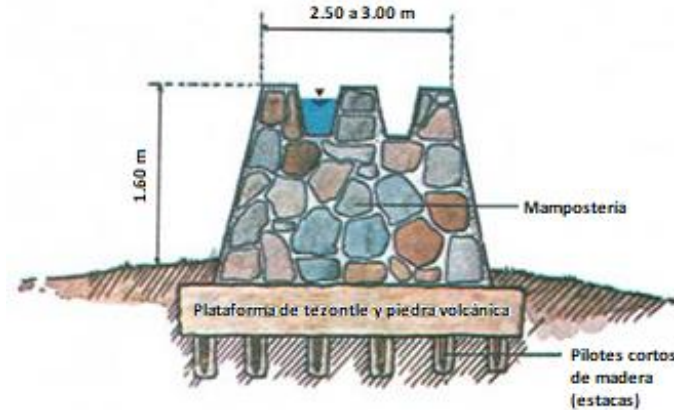


Figura 1.1. Representación esquemática de la cimentación del acueducto Chapultepec-Tenochtitlan (Auvinet y Rodríguez, 2006)

Aunque el uso de inclusiones es bastante antiguo, no es sino hasta mediados de la década de los setentas cuando la construcción con inclusiones rígidas se comenzó a desarrollar, especialmente en los países escandinavos. En México uno de los primeros registros en la época reciente es el trabajo de la recimentación de la Catedral Metropolitana (Ovando y Santoyo, 2008), en ésta se utilizaron núcleos de mortero (inclusiones rígidas) los cuales se fabricaron abriendo una perforación de 23 cm de diámetro, estabilizada con el lodo que se generaba al batir la arcilla del sitio, en el barreno se introdujo una funda de poliéster permeable y dentro se vació concreto fluido. Por otro lado, los primeros modelos de elemento finito de inclusiones se han presentado recientemente por Rodríguez (2001), y en sus análisis demostró que el parámetro de diseño más significativo es la separación.

El uso de inclusiones rígidas es una buena alternativa para reforzar el suelo y uniformizar los hundimientos, ya que puede ser en muchos casos una técnica más económica que el uso de pilotes, debido a que no se requiere acero de refuerzo en las inclusiones, por lo tanto, se diseñan en función de los asentamientos.

1.2 OBJETIVOS

Objetivo General:

A partir de la información general donde se proyecta construir el Túnel GSE Este del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, se modelará la interacción del túnel con las calles de rodaje usando inclusiones rígidas para compatibilizar hundimientos diferenciales, de tal manera que se pueda determinar la separación y la longitud óptima de las inclusiones.

Objetivos particulares:

- 1) Determinar la capacidad de carga de las inclusiones utilizando métodos analíticos para compararla con los resultados obtenidos a partir de modelos numéricos con un programa de elemento finito en 2D
- 2) Modelar el comportamiento de las inclusiones rígidas, sometidas al proceso de consolidación regional, con un modelo numérico implementado en un programa de elemento finito 2D, para compatibilizar hundimientos diferenciales entre el Túnel GSE Este y las calles de rodaje, modelando las inclusiones como elementos de volumen y como elementos “vigas embebidas”
- 3) Determinar la separación y longitud óptima de las inclusiones para compatibilizar los hundimientos diferenciales por efecto de consolidación regional
- 4) Hacer una comparación cuantitativa de los hundimientos obtenidos del modelo de inclusiones como elementos de volumen y como vigas embebidas.

2 MARCO TEÓRICO

2.1 EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MÉXICO

2.1.1 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

De acuerdo con Marsal (1959), el subsuelo de la Ciudad de México se puede dividir en tres zonas geotécnicas: Zona de lomas (Zona I), Zona de transición (Zona II) y Zona de lago (Zona III). La zona de lomas presenta condiciones favorables, está constituido por suelos compactos, areno-limosos, tobas pumíticas bien cementadas y al sur de la ciudad por derrames basálticos. Entre la zona de lomas y la zona del lago, se encuentra una zona de transición, la cual se constituye principalmente por depósitos arcillosos o limosos superficiales de la formación Becerra cubriendo depósitos de arcilla volcánica muy compresible de espesor variable e intercalado con capas de arena limosa compacta o arena limpia. La zona III o zona de lago es la menos competente de las tres zonas, se conforma superficialmente por depósitos areno-arcillosos o limosos con presencia de restos arqueológicos o bien rellenos superficiales que pueden alcanzar hasta los 10 m en algunos puntos, en segundo lugar se encuentra una capa de arcilla muy compresible intercalada con algunos lentes de arena; posteriormente a 33 m de profundidad promedio, se encuentra la primera capa dura formada por suelos arcillosos o limo arenosos, compactos y rígidos. A la capa dura subyace una segunda formación arcillosa, de características similares a la formación arcillosa superior, aunque más resistentes, esta capa tiene un espesor que oscila entre 4 y 14 m; bajo esta capa se encuentran depósitos de arena con grava, separados por estratos de limo o arcilla. En la Figura 2.1, se muestra el primer mapa de zonificación propuesto por Marsal.

Posteriormente, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (RCDF 2004), divide al Distrito Federal en las siguientes zonas:

- a) Zona I. Lomas, 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;
- b) Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros;
- c) 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 varios 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 50 m.

En la Figura 2.2, se muestra el mapa de zonificación.

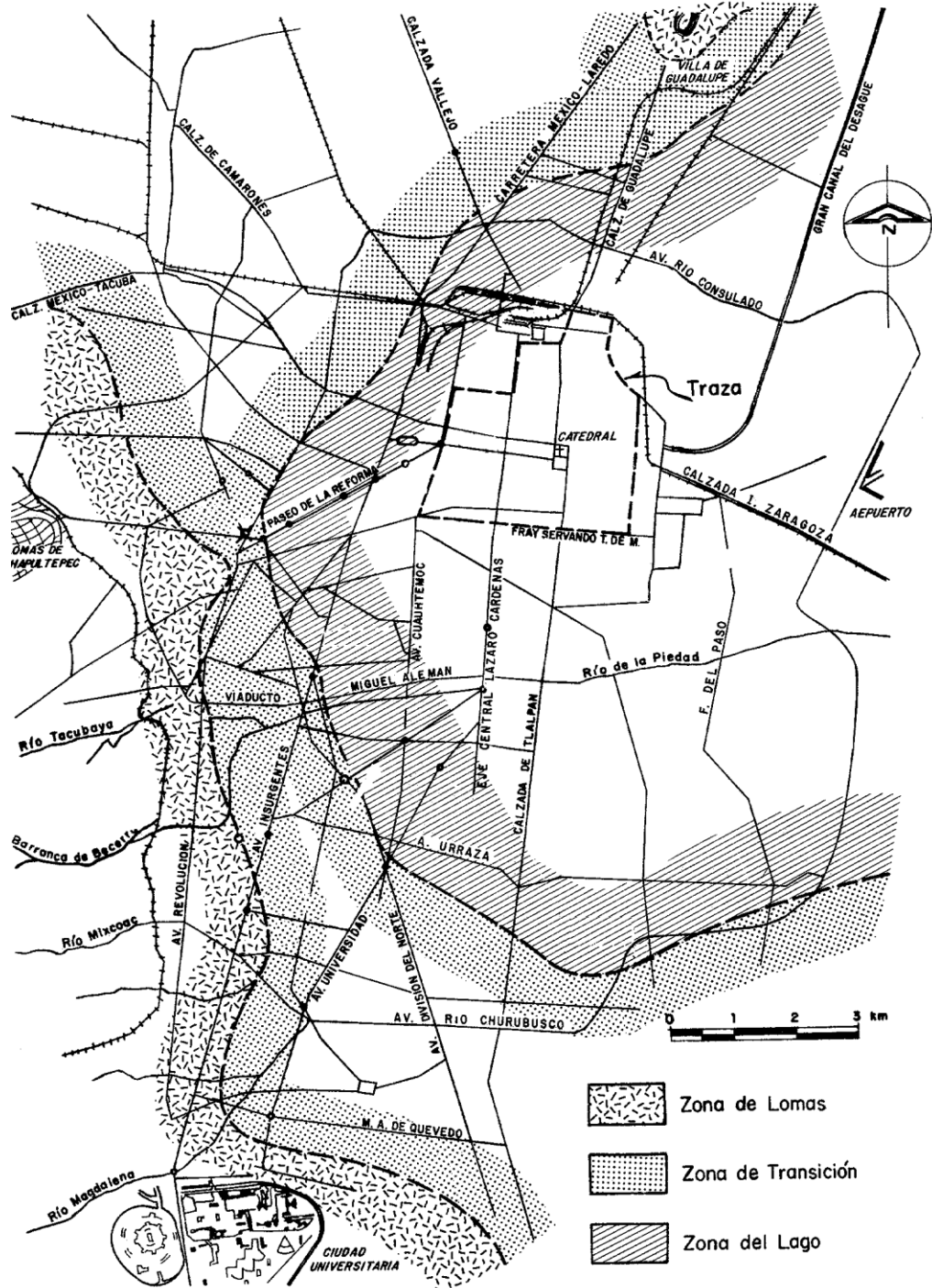


Figura 2.1. Zonificación geotécnica (Marsal y Mazari, 1959)

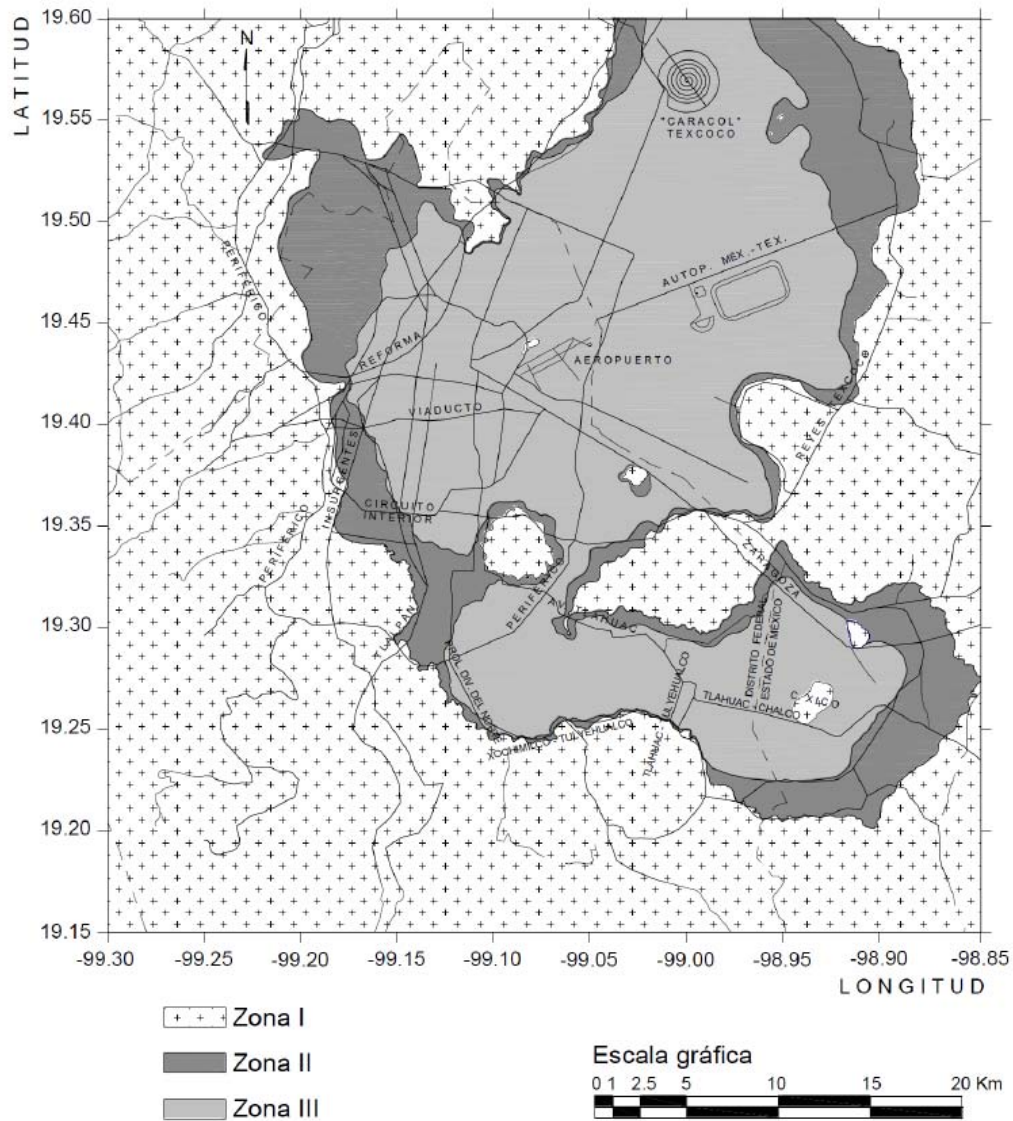


Figura 2.2. Mapa de zonificación geotécnica para el Distrito Federal (NTCDCC, 2017)

2.2 COMPRESIBILIDAD DE LAS ARCILLAS DEL VALLE DE MÉXICO

Las arcillas de la Ciudad de México fueron depositadas como flóculos de partículas muy pequeñas, en lagos con niveles de salinidad diferente como en los Lagos de Texcoco y Xochimilco, en donde en el primero las aguas eran salobres mientras que en el segundo el agua era dulce (Santoyo *et al.*, 2005).

Las formaciones arcillosas exhiben contenidos de agua generalmente superiores a 200%, baja resistencia al esfuerzo cortante y alta compresibilidad, esta última característica es de gran importancia, ya que está directamente relacionada con el hundimiento regional. (Reséndiz *et al.*, 2016).

2.2.1 CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

2.2.1.1 Teoría de Terzaghi

La teoría de consolidación unidimensional fue propuesta por primera vez por Terzaghi (1925). Esta teoría se basa en las siguientes hipótesis:

- La masa de suelo es saturada, homogénea e isotrópica.
- El agua es incompresible
- Los granos sólidos del suelo son incompresibles
- La compresión es unidimensional, en sentido vertical y no se producen movimientos en sentido horizontal.
- El drenaje es sólo en sentido vertical.
- Los coeficientes de permeabilidad y de compresibilidad del suelo permanecen constantes.
- Es válida la Ley de Darcy y todas sus hipótesis.

En problema de la consolidación es un problema de flujo de agua no establecido a través de una capa porosa. La ecuación diferencial que rige este fenómeno (Terzaghi, 1925) es la siguiente:

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.1)$$

Donde:

C_v = coeficiente de consolidación

u = presión del agua en exceso de la hidrostática

z = profundidad

t = tiempo

El coeficiente de consolidación se define como:

$$C_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (2.2)$$

Donde:

k = coeficiente de permeabilidad del suelo

γ_w = Peso específico del agua

m_v = coeficiente de variación volumétrica

$$m_v = \frac{a_v}{1+e} \quad (2.3)$$

Donde:

e = relación de vacíos del suelo

a_v = coeficiente de compresibilidad

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} \quad (2.4)$$

Donde:

Δe = incremento en la relación de vacíos

Δp = incremento en la presión

La solución de la ecuación (2.1), varía de acuerdo con las condiciones de frontera del estrato compresible, teniendo dos casos (Figura 2.3):

- a) Estratos permeables por ambas caras
- b) Estrato permeable solo en una cara

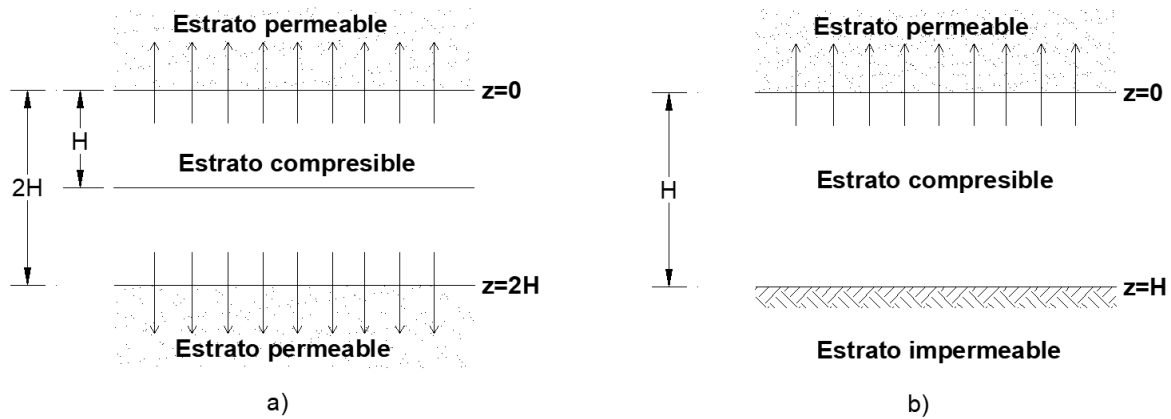


Figura 2.3. Condiciones de drenaje a) Estrato permeable por ambas caras, b) Estrato permeable solo en una cara (modificado de Ossa, 2004).

Para un estrato compresible con dos caras permeables, las condiciones de frontera son las siguientes (Ossa, 2004):

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

Con las condiciones de frontera anteriores, la solución a la ecuación es la siguiente:

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \left[\frac{2u_0}{M} \text{sen} \left(\frac{Mz}{H} \right) \right] \varepsilon^{-M^2 T_v} \quad (2.5)$$

Donde $M = (2m + 1)\pi/2$

ε = base de los logaritmos neperianos

T_v = Factor tiempo

El grado de consolidación de un estrato de suelo compresible con dos caras permeables es el siguiente:

$$U(\%) = 100 \left[1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} \varepsilon^{-M^2 T_v} \right] \quad (2.6)$$

Donde:

U = grado de consolidación

m = serie de los números naturales

ε = base de los logaritmos neperianos

$$T = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{t}{H^2} \quad (2.7)$$

Donde:

H = la máxima trayectoria del agua.

Así para un estrato de arcilla drenado por ambas caras, la distribución de presiones de poro, para distintos valores del tiempo es la que se muestra en la Figura 2.4.

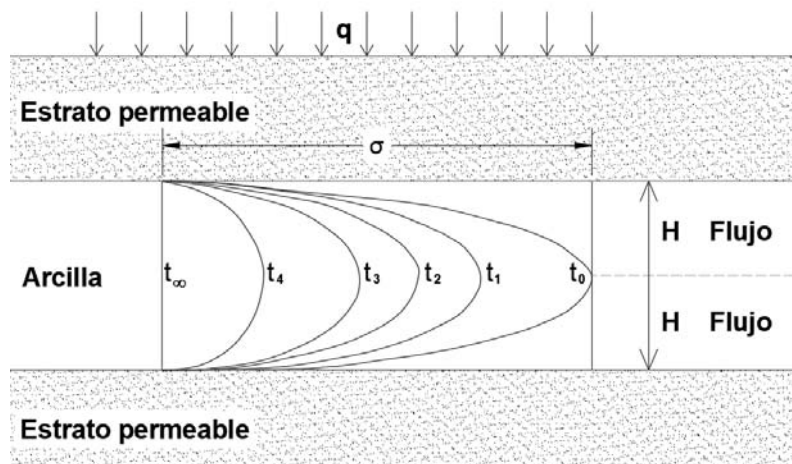


Figura 2.4. Distribución de presiones de poro, en un estrato de arcilla sujeto a consolidación, drenado por ambas caras para distintos tiempos t (Modificado de Ossa, 2004)

2.2.1.2 Teoría de Mesri

La teoría de Terzaghi hace varias suposiciones no realistas al problema de consolidación unidimensional, como asumir lineal la correlación entre la relación de vacíos y los esfuerzos efectivos, independientemente del tiempo y la historia de esfuerzos, también considera constante el coeficiente de permeabilidad durante el proceso de consolidación.

Suposiciones de la teoría: Se asume que el suelo es homogéneo y se encuentra saturado. Los sólidos del suelo y el fluido en los poros se consideran incompresibles. Las fuerzas de cuerpo como el peso propio se desprecian y la ecuación hidrodinámica de Darcy se usa en la ecuación de continuidad. En adición Mesri y Rokhasar (1974) hacen las siguientes suposiciones:

1. La relación de vacíos contra el logaritmo de la presión de consolidación es un método común para presentar resultados de la prueba de consolidación unidimensional. En esta teoría la curva $e - \log \sigma'$ es remplazada por dos líneas rectas, la presión crítica en la cual hay un cambio abrupto en la pendiente de la curva $e - \log \sigma'$ se denomina esfuerzo de preconsolidación σ'_{pc} , arriba de este esfuerzo se encuentra la línea de recompresión con pendiente, C_r , después de la presión de preconsolidación se encuentra la línea de compresión virgen con pendiente, C_c (Figura 2.5). Así

$$e_o - e = C_r \log \frac{\sigma'}{\sigma'_o}; \sigma' \leq \sigma'_{pc} \quad (2.8)$$

$$e_o - e = C_r \log \frac{\sigma'_{pc}}{\sigma'_o} + C_c \log \frac{\sigma'}{\sigma'_{pc}}; \sigma' \geq \sigma'_{pc} \quad (2.9)$$

Donde:

e_o = relación de vacíos inicial

σ'_o = esfuerzo efectivo inicial

σ'_{pc} = esfuerzo de preconsolidación

2. En la consolidación, la permeabilidad del suelo disminuye con la relación de vacíos debido a la reducción en el espacio de vacíos total y posibles cambios en la geometría de los canales de flujo (Mesri *et al.*, 1971). Para los cambios en la relación de vacíos, la variación comúnmente encontrada es una relación lineal logarítmica del coeficiente de permeabilidad-relación de vacíos (Taylor, 1948):

$$\Delta e = C_k \Delta \log k \quad (2.10)$$

3. En el proceso de consolidación se asume que se involucran dos efectos, compresión primaria y secundaria. Ambos efectos se supone que inician de manera simultánea con la aplicación de un incremento de presión. La compresión primaria se define como el cambio de volumen asociados con la transferencia hidrodinámica de la presión de poro a esfuerzos efectivos. La compresión secundaria se considera como la continuación del mecanismo de cambio de volumen iniciado por la compresión primaria. A partir de la consolidación secundaria, se determina el índice de compresión secundaria, C_α , y el grado de consolidación, β . Así

$$\Delta e = -\beta C_\alpha \Delta \log t \quad (2.11)$$

$$\beta = \frac{e_o - e}{e_o - e_p} \quad (2.12)$$

Donde:

e_p se muestra en la Figura 2.5.

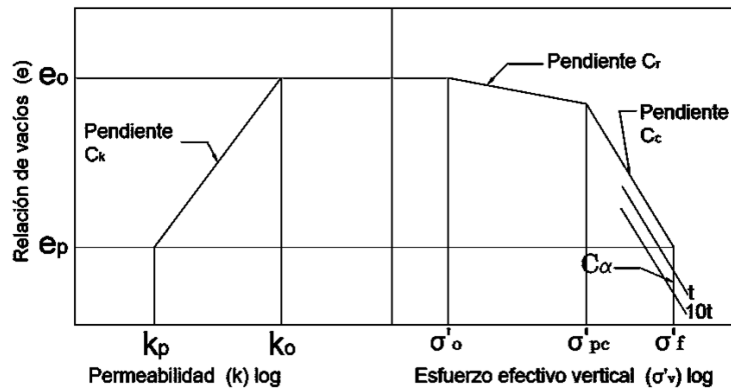


Figura 2.5. Relación idealizada entre permeabilidad, relación de vacíos y esfuerzos efectivos (Mesri y Rokhasar, 1974)

Se asume que no hay relación entre C_α y la presión de consolidación. Así, durante la consolidación primaria, el rango de compresión secundaria con respecto al logaritmo del tiempo es menor que el dado por C_α y este ocurre en un rango determinado por β , así como C_α . Información disponible de depósitos naturales de suelo indican un rango de la relación entre el índice de compresión secundaria y el índice de compresión C_α/C_c entre 0.01-0.05.

- No se toma en cuenta la magnitud de la deformación final. Por lo tanto, la teoría se desarrolla como una teoría de deformación finita, que se puede reducir para ser simplificada a la teoría de deformaciones pequeñas, en caso de que se desee.

Para separar a los suelos de acuerdo con su historia de consolidación, el esfuerzo efectivo vertical actual, σ'_{vo} , se compara con el esfuerzo de preconsolidación, σ'_{pc} , definiendo así la relación de sobreconsolidación, OCR

$$OCR = \frac{\sigma'_{pc}}{\sigma'_{vo}} \quad (2.13)$$

Si $OCR=1$, el suelo está normalmente consolidado.

La expresión general para el asentamiento es la siguiente:

$$S = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H_o \quad (2.14)$$

Donde:

S es el asentamiento

e_o es la relación de vacíos inicial

H_o es el espesor inicial del estrato compresible

Δe es la compresión expresada en términos de la disminución de la relación de vacíos.

Taylor y Merchant (1940) encontraron que, durante el proceso de consolidación unidimensional, la relación de vacíos a cualquier profundidad z , es función del esfuerzo vertical efectivo y del tiempo.

$$e = f(\sigma'_z, t) \quad (2.15)$$

El decremento de la relación de vacíos con respecto del tiempo es:

$$\frac{de}{dt} = \left(\frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} \right)_t \frac{\partial \sigma'_v}{dt} + \left(\frac{\partial e}{\partial t} \right)_{\sigma'_v} \quad (2.16)$$

Donde:

$\left(\frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} \right)_t$ es la compresibilidad de la estructura del suelo, en cualquier tiempo, en respuesta a cualquier incremento en el esfuerzo vertical efectivo

$\left(\frac{\partial e}{\partial t} \right)_{\sigma'_v}$ es la compresibilidad de la estructura del suelo a cualquier esfuerzo vertical efectivo, en respuesta al paso del tiempo.

La ecuación (2.16) es la ecuación constitutiva más general para la consolidación unidimensional. El cambio en la relación de vacíos de la ecuación (2.14), se obtiene integrando la ecuación (2.16).

$$\Delta e = \int_0^t \left[\left(\frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} \right)_t \frac{\partial \sigma'_v}{dt} + \left(\frac{\partial e}{\partial t} \right)_{\sigma'_v} \right] dt \quad (2.17)$$

La ecuación (2.17), se puede reescribir para ponerla en términos de la compresión primaria $(\Delta e)_p$ y de la compresión secundaria $(\Delta e)_s$

$$\Delta e = (\Delta e)_p + (\Delta e)_s \quad (2.18)$$

$$\Delta e = \int_0^{t_p} \left[\left(\frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} \right)_t \frac{\partial \sigma'_v}{dt} + \left(\frac{\partial e}{\partial t} \right)_{\sigma'_v} \right] dt + \int_{t_p}^t \left(\frac{\partial e}{\partial t} \right)_{\sigma'_v} dt \quad (2.19)$$

Donde:

t_p representa el tiempo requerido para completar la consolidación primaria.

El periodo siguiente a t_p es la etapa de compresión secundaria (Figura 2.6), durante la cual $d\sigma'_v/dt = 0$. Después de t_p el esfuerzo vertical efectivo permanece constante.

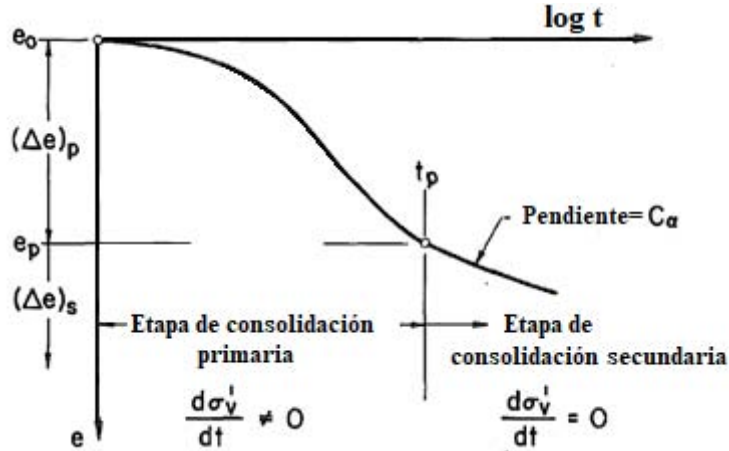


Figura 2.6. Definición de la consolidación primaria y secundaria (Mesri et al., 1985)

La ecuación de continuidad para el proceso de consolidación hidrodinámica propuesta por Mesri y Rokhasar (1974), se obtiene de la ecuación de continuidad de Darcy. Para un elemento de suelo saturado sometido a consolidación unidimensional la ecuación de continuidad es la siguiente:

$$\left(\frac{\partial e}{\partial t}\right)_p = \frac{(1 + e_o)^2}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{1 + e} \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (2.20)$$

Donde:

t = tiempo

e = relación de vacíos

k = coeficiente de permeabilidad

γ_w = peso unitario del agua

u = exceso de presión de poro

Podemos reescribir la ecuación (2.10) de la siguiente manera (Ossa, 2004):

$$\log k = \log k_o - \frac{e_o - e}{C_k} \quad (2.21)$$

Mesri y Rokhasar (1974) asumen que la relación de vacíos de un elemento de suelo es función tanto del esfuerzo efectivo como del tiempo, por lo tanto, la ecuación de compresibilidad para un elemento se escribe como:

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \left(\frac{\partial e}{\partial \sigma'}\right)_t \frac{\partial \sigma'}{\partial t} + \left(\frac{\partial e}{\partial t}\right)_{\sigma'} \quad (2.22)$$

En donde:

$\frac{\partial e}{\partial t}$ es el rango total de cambio en la relación de vacíos

$\left(\frac{\partial e}{\partial \sigma'}\right)_t$ y $\left(\frac{\partial e}{\partial t}\right)_{\sigma'}$ es la compresión primaria y secundaria respectivamente. Así:

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \left(\frac{\partial e}{\partial t}\right)_p + \left(\frac{\partial e}{\partial t}\right)_{\sigma'} \quad (2.23)$$

O bien:

$$\frac{\partial \beta}{\partial T} = \left(\frac{\partial \beta}{\partial T} \right)_p + \left(\frac{\partial \beta}{\partial T} \right)_{\sigma'} \quad (2.24)$$

Los valores de $\left(\frac{\partial e}{\partial \sigma'} \right)_p$ y $\left(\frac{\partial e}{\partial t} \right)_{\sigma'}$ se obtienen al diferenciar las ecuaciones (2.8), (2.9) con respecto al esfuerzo efectivo y a la ecuación (2.11) con respecto al tiempo, así:

$$\left(\frac{\partial e}{\partial \sigma'} \right)_t = -\frac{0.434 C_r}{\sigma'}; \quad \sigma' \leq \sigma'_{pc} \quad (2.25)$$

$$\left(\frac{\partial e}{\partial \sigma'} \right)_t = -\frac{0.434 C_c}{\sigma'}; \quad \sigma' \geq \sigma'_{pc} \quad (2.26)$$

$$\left(\frac{\partial e}{\partial t} \right)_{\sigma'} = -\frac{0.434 \beta C_\alpha}{t} \quad (2.27)$$

La ecuación resultante para el asentamiento de la consolidación primaria de un estrato es:

$$S = \frac{H_o}{1 + e_o} \left(C_r \log \frac{\sigma'_{pc}}{\sigma'_{vo}} + C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{pc}} \right) \quad (2.28)$$

La ecuación (2.28), resulta ser la ecuación general para el asentamiento por consolidación primaria, de la cual se derivan tres casos (Budhu, 2000):

Caso 1: El incremento en $\Delta \sigma'_v$ es tal que $\sigma'_v = \sigma'_{vo} + \Delta \sigma'_v$ es menor que σ'_{pc} , en este caso la consolidación ocurre a lo largo de la línea de recompresión.

$$S = \frac{H_o}{1 + e_o} C_r \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}}; \quad \sigma'_{vf} < \sigma'_{pc} \quad (2.29)$$

Caso 2: El incremento en $\Delta \sigma'_v$ es tal que $\sigma'_v = \sigma'_{vo} + \Delta \sigma'_v$ es mayor que σ'_{pc} , en este caso la consolidación ocurre tanto en la línea de recompresión como en la línea de consolidación normal.

$$S = \frac{H_o}{1 + e_o} \left(C_r \log \frac{\sigma'_{pc}}{\sigma'_{vo}} + C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{pc}} \right); \quad \sigma'_{vf} > \sigma'_{pc} \quad (2.30)$$

Caso 3: El esfuerzo efectivo actual es mayor que σ'_{pc} , es decir cuando el suelo se encuentra normalmente consolidado, la consolidación ocurre únicamente a lo largo de la línea de consolidación normal. Así el asentamiento está dado por la ecuación (2.31)

$$S = \frac{H_o}{1 + e_o} C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}}; \quad OCR = 1 \quad (2.31)$$

El asentamiento por consolidación secundaria se define en términos del comportamiento del índice de compresión secundaria, C_α .

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} = \frac{\Delta e}{\log(t/t_p)}; \quad t > t_p \quad (2.32)$$

Donde (t_p, e_p) es la coordenada de la intersección de las tangentes de la consolidación primaria y la compresión secundaria, en la curva del logaritmo del tiempo versus la relación de vacíos y (t, e) es la coordenada de cualquier punto en la curva de compresión secundaria. Según Mesri (1974), el valor de C_α es independiente de la duración de la etapa de consolidación primaria. El asentamiento por consolidación secundaria durante un incremento de tiempo de t_p a t se calcula con la expresión

$$S = \frac{C_\alpha}{1 + e_o} H_o \log \frac{t}{t_p} \quad (2.33)$$

La duración de la etapa de consolidación primaria, t_p , se calcula usando la teoría de consolidación. El índice de compresión secundaria puede permanecer constante durante un largo periodo, así como la vida útil de una obra y todavía resultan en magnitudes aceptables de consolidación secundaria.

2.3 HUNDIMIENTO REGIONAL

La cuenca del Valle de México se encuentra limitada por la Sierra de Guadalupe al norte, la Sierra de las Cruces al Poniente, la Sierra Nevada al Oriente y la Sierra del Chichinautzin al sur.

Originalmente el Valle de México drenaba hacia el sur. La cuenca del Valle de México tiene su origen en el Cuaternario Superior con la formación de la Sierra Chichinautzin, esta estructura montañosa obstruyó el drenaje hacia el Sur debido a la acumulación de lavas y material volcanoplástico, que cuando alcanzaron cierto nivel, formaron una represa natural, favoreciendo la aparición de los lagos de Zumpango, Texcoco, México, Xochimilco y Tláhuac, y el azolvamiento paulatino de esta zona (Gutiérrez *et al.*, 2005).

2.3.1 CAUSAS DEL HUNDIMIENTO REGIONAL

El primer estudio del hundimiento regional se dio de manera fortuita por el Ing. Roberto Gayol en su "Proyecto de Desagüe y Saneamiento de la Ciudad de México" en 1891, donde se presenta un levantamiento realizado en 1891 por la Comisión Hidrográfica.

En 1925, los ingenieros creían que el hundimiento medido se debía a que el Lago de Texcoco se estaba azolvando, también se especuló sobre el secado del lago como un factor del hundimiento. Fue hasta 1947 que Nabor Carrillo analizó la influencia de la extracción de agua sobre el hundimiento de la ciudad. Carrillo estableció que la pérdida de presión en los acuíferos del subsuelo lacustre por bombeo es la que provoca cambios en el estado de esfuerzos e induce el proceso de consolidación que origina los asentamientos.

Originalmente la Ciudad de México se abastecía de agua potable mediante los múltiples manantiales existentes, sin embargo, conforme la demanda fue aumentando, se hizo necesario recurrir a otras fuentes, por lo que se inició con la extracción de agua del subsuelo con pozos someros y para el año 1886, ya se mencionaban más de mil, es probable que en estas fechas se iniciara con el proceso de hundimiento. Entre 1936 y 1944 se perforaron los primeros pozos profundos, los cuales provocaron asentamientos de 18 cm por año en el centro de la Ciudad de México. Entre 1938 y 1948 la perforación de pozos continúa en los alrededores del centro histórico y por tanto el hundimiento, como se muestra en la Figura 2.7. En 1960 disminuye la extracción en el centro de la Ciudad, pero se inicia con la extracción en el Sur específicamente en Xochimilco y Chalco (Lesser y Cortés, 1998), iniciando así el hundimiento en esta zona, como se puede observar en la Figura 2.8.

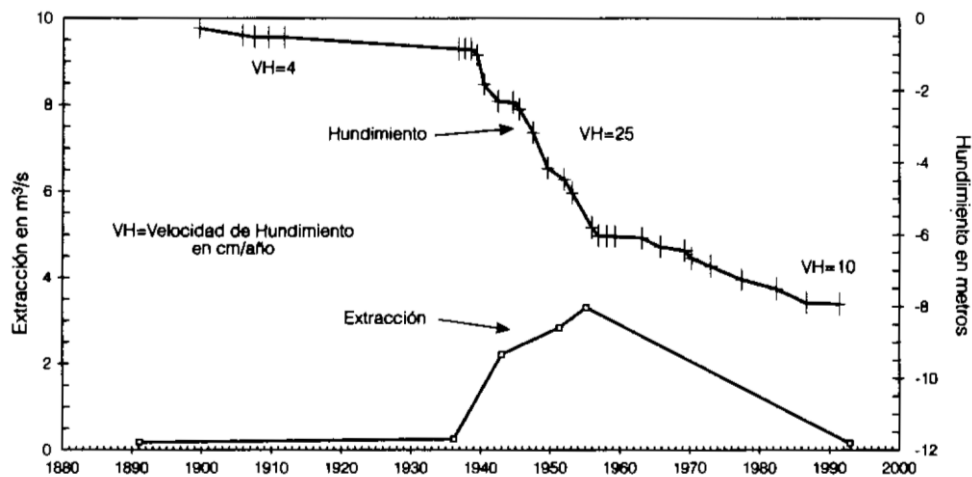


Figura 2.7. Extracción de agua y hundimientos en el Centro de la Ciudad de México (Lesser y Cortés, 1998)

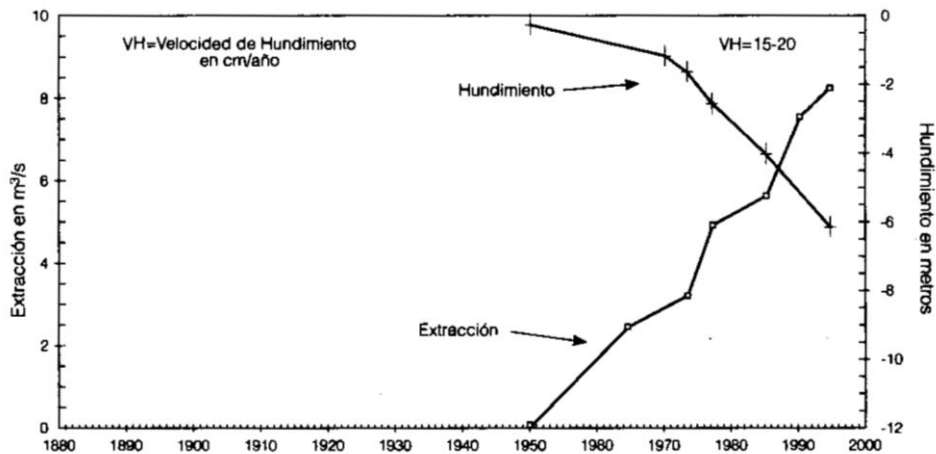


Figura 2.8. Extracción de agua y hundimientos en la Zona Sur (Xochimilco-Chalco) (Lesser y Cortés, 1998)

Con base en las nivelaciones de la Comisión Hidrográfica, de la Dirección de Geografía a partir de 1937 y las realizadas por la Comisión Hidrológica e ICA, se ha construido una gráfica de la evolución de asentamientos respecto al tiempo de algunos puntos representativos de la Ciudad de México, los asentamientos medidos se muestran en la Figura 2.9.

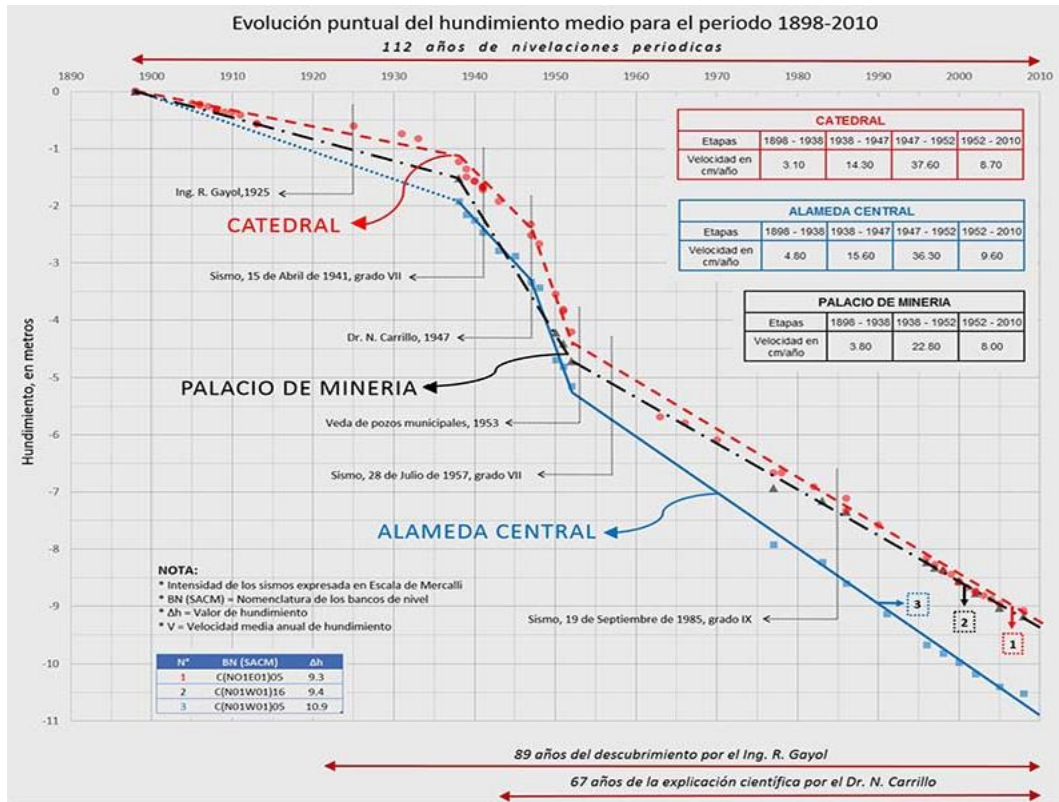


Figura 2.9. Hundimientos – tiempo de varios monumentos de la Ciudad (Laboratorio de geoinformática, 2017)

2.3.2 INTERPRETACIÓN DEL FENÓMENO

La mecánica del proceso de consolidación regional del Valle de México inicia cuando se explota el agua subterránea, una parte no proviene de los propios acuíferos, sino que corresponde a los estratos compresibles ubicados por encima de ellos denominados acuitardos (Reséndiz *et al.*, 2016). La extracción del agua subterránea provoca un abatimiento piezométrico, entonces el agua que satura a la arcilla comienza a fluir hacia la frontera inferior (acuífero), este flujo genera fuerzas de filtración en el acuífero. Por efectos de la pérdida de presión, la arcilla queda sometida a un incremento de cargas dirigido hacia abajo y comienza a perder humedad, las deformaciones que sufre por este nuevo estado de esfuerzos no son instantáneas y se rigen por la ley con que pierde el agua su estructura (consolidación). La interpretación de este fenómeno de acuerdo con la teoría de la consolidación se debe al Dr. Nabor Carrillo, (Marsal, 1956). En la Figura 2.10, se presentan los diagramas de presión de poro correspondientes a tres condiciones.

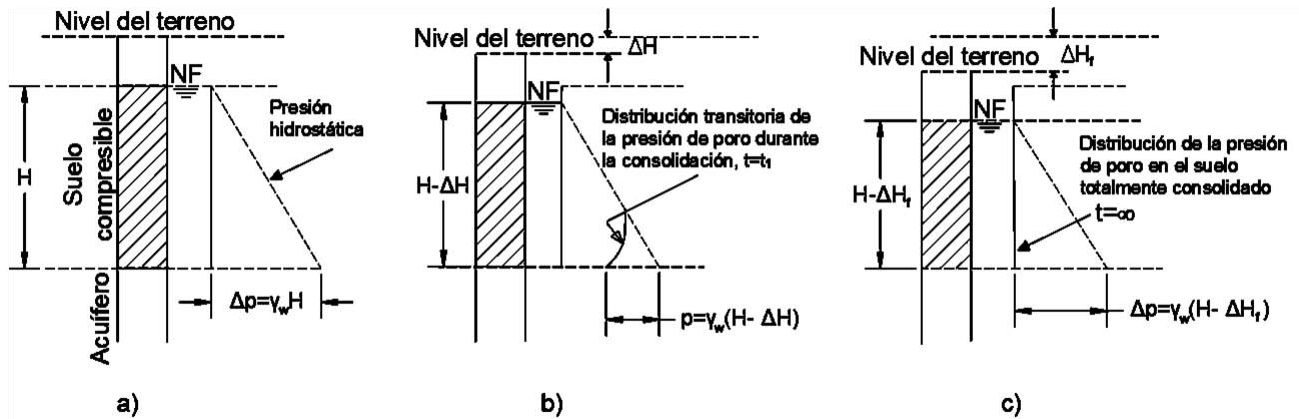


Figura 2.10. Distribución de la presión de poro en el subsuelo: (a) condición hidrostática, (b) condición transitoria durante la consolidación; (c) Suelo totalmente consolidado (Reséndiz et al., 2016)

2.3.3 EFECTOS SOBRE LAS ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS

Los efectos del hundimiento regional sobre las estructuras subterráneas son múltiples, uno de los más críticos es la existencia de depresiones topográficas locales asociadas a hundimientos no uniformes, lo que dificulta la canalización del drenaje hacia los colectores y puede propiciar inundaciones. En este contexto, se han generado cambios de pendientes en el gran Canal, por el que se canalizaba el drenaje general de la Ciudad de México hacia el túnel Tequisquiác, este cambio de pendiente ha significado grandes inversiones en plantas de bombeo y también se han tenido que construir sistemas de drenaje alterno.

Uno de los efectos en los que se pondrá especial atención en este trabajo es el efecto de emersión aparente por interacción con la consolidación regional que presentan las estructuras sobrecompensadas, es decir estructuras cuyo peso propio es inferior al peso del suelo excavado. En esta categoría se incluyen cimentaciones de edificios ligeros sobre cajones de concreto, pasos a desnivel y túneles superficiales, dicho efecto se observa en la Figura 2.11. La descarga neta en el suelo induce un estado de preconsolidación, lo que modifica su comportamiento ante consolidación regional y provoca una emersión aparente (diferencias de elevaciones entre A y B de la Figura 2.11) a lo largo de los años. Este fenómeno afecta los túneles construidos en los estratos arcillosos de la Ciudad de México (Auvinet et al., 2017).

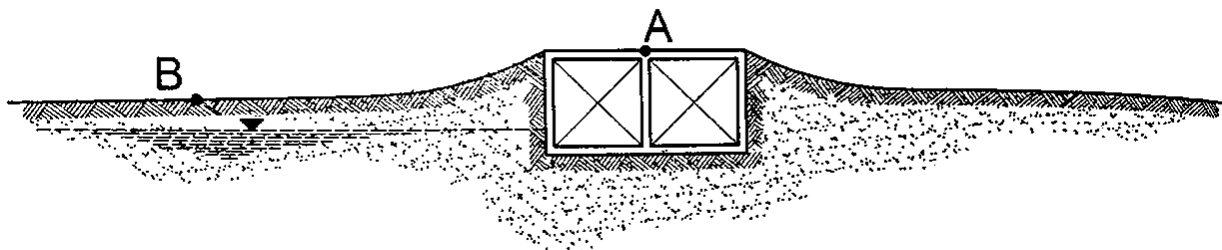


Figura 2.11. Emersión aparente de una estructura subterránea (Auvinet et al., 2017).

3 INCLUSIONES RÍGIDAS

Las inclusiones son elementos de forma cilíndrica, no conectados con la estructura, que pueden incluirse en el suelo recurriendo a diferentes técnicas como el hincado de elementos de concreto prefabricado o de tubos de acero, la inyección a baja presión, el jet grouting y la perforación previa con relleno de materiales granulares (columnas de grava) o de una mezcla de suelo con un material estabilizante formado de cal y cemento (columnas de cal-cemento).

Las inclusiones se llaman rígidas si el material que lo constituye presente una fuerte cohesión permanente, así como una rigidez significativamente mayor que el suelo circundante. El concepto de inclusión rígida asume que la estabilidad de la columna se logra sin ningún confinamiento lateral del suelo, lo cual la distingue de técnicas como las columnas balastadas, en donde el confinamiento lateral del suelo es necesario para su estabilidad. Las inclusiones se pueden clasificar como: prefabricadas y construidas *in situ*.

En la Ciudad de México, el uso de inclusiones rígidas para reforzar un suelo blando es relativamente nuevo, sin embargo, hay ejemplos muy importantes de su uso como en el caso de la Catedral Metropolitana, a la cual se le colocó una masa de mortero en el suelo compresible con el fin de uniformizar los hundimientos, adicionalmente se colocaron núcleos esbeltos de mortero confinados por una membrana instalada con una perforación y láminas verticales producidas por fracturamiento hidráulico.

Debido a las condiciones de compresibilidad en el Valle de México, el uso de inclusiones rígidas es una buena alternativa para reforzar el suelo y uniformizar los hundimientos, ya que es una técnica más económica que el uso de pilotes.

3.1 PRINCIPIO DEL REFUERZO CON INCLUSIONES RÍGIDAS

Las inclusiones rígidas se usan principalmente en zonas de suelo blando de alta compresibilidad, donde se pretende limitar los asentamientos totales y diferenciales, sin tener que utilizar sistemas de refuerzo de mayor costo, como lo son: pilotes de punta o de fricción, estas inclusiones tienen un papel de refuerzo y transferencia de cargas.

El sistema de inclusiones rígidas está formado de dos elementos básicos (Briançon *et al.*, 2004):

- Inclusiones rígidas verticales, cuya función es transferir la mayor parte de la carga a través de un medio compresible a un estrato más competente.
- Una plataforma granular de suelos colocada entre las inclusiones y la estructura, cuya función es transferir la mayor parte de la carga a la cabeza de las inclusiones como se muestra en la Figura 3.1.

Esta plataforma es la que diferencia esta técnica de las cimentaciones mixtas, donde la estructura descansa directamente sobre las inclusiones, limitando la carga transmitida al suelo compresible, esta plataforma reduce el asentamiento total y diferencial.

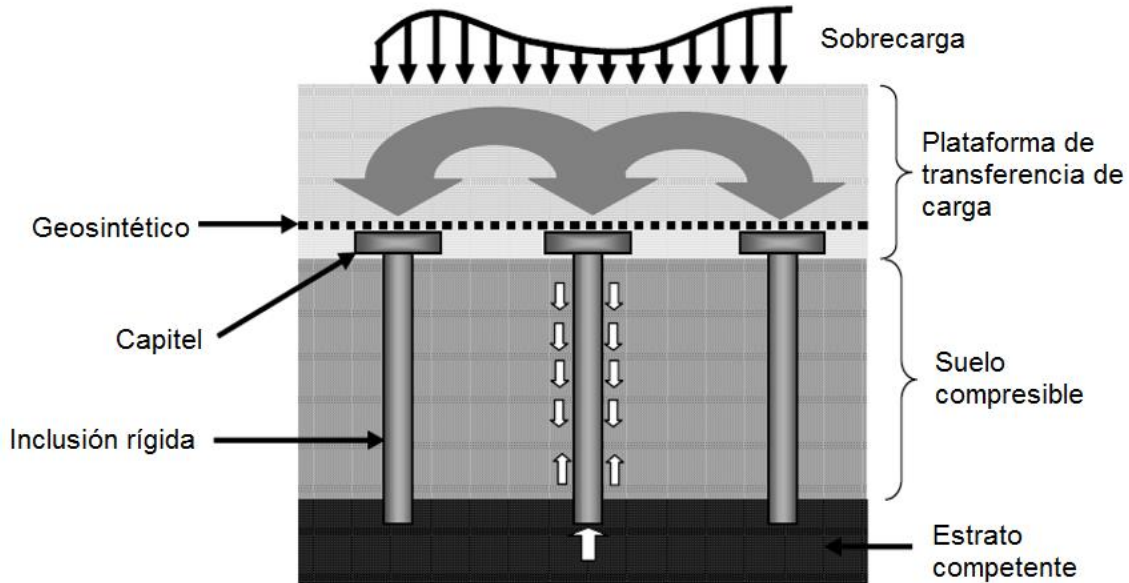


Figura 3.1. Esquema general del refuerzo con inclusiones (Briancon, 2004)

En una solución a base de inclusiones, se tiene un número mayor de inclusiones en comparación con una mediante pilotes, sin embargo, los costos de construcción son mucho menores.

La fricción que se desarrolla en el fuste de las inclusiones también contribuye al mecanismo de transferencia de carga, en la parte superior el suelo se hunde más que las inclusiones, por lo que se genera fricción negativa a lo largo de la inclusión, por lo cual las inclusiones pueden penetrar el estrato competente, dando como resultado una fricción positiva, en la base de la inclusión se desarrolla el esfuerzo máximo, este comportamiento se observa en la Figura 3.2.

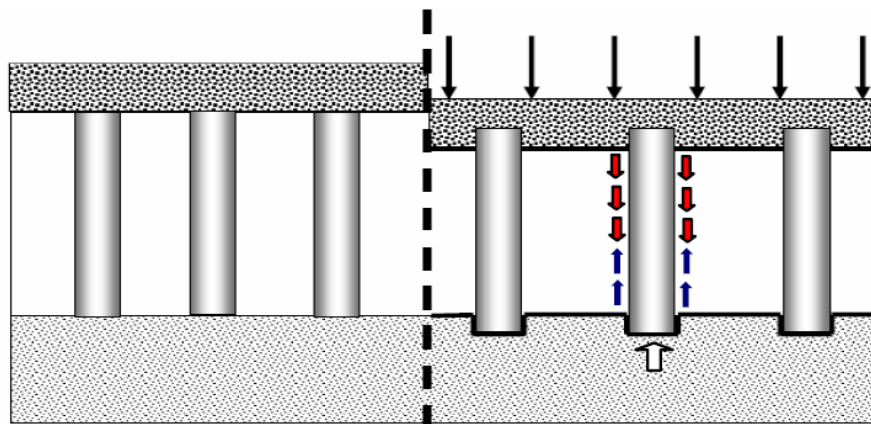


Figura 3.2. Inclusiones sujetas a carga (Jenck, 2005)

3.2 TIPOS DE INCLUSIONES

Las inclusiones se construyen directamente en el depósito de suelo que van a reforzar. Las inclusiones se pueden clasificar como: prefabricadas y construidas *in situ*; dentro del segundo tipo podemos distinguir los siguientes subgrupos: las inclusiones de concreto o mortero, las constituidas por mezclas de suelo y algún aglutinante y las columnas de grava.

3.2.1 INCLUSIONES PREFABRICADAS.

Son las que se construyen antes de instalarse. Su colocación generalmente consiste en el hincado por impacto o vibración; entre las más comunes se encuentran las de madera, metálicas y de concreto (Figura 3.3).

- Madera. Es de los materiales más antiguos utilizado para reforzamiento de suelo. Son resistentes a suelos ácidos y alcalinos y a los que tienen un alto contenido de sulfatos, cuando se colocan debajo del nivel freático, tienen baja degradación biológica, pero si en el suelo no se tiene nivel freático, o bien la fluctuación es mucha, el material es vulnerable a la degradación biológica.
- Metálicas. Son elementos estructurales, pueden ser perfiles estructurales “H”, “T” o tubulares con extremo inferior abierto o cerrado, los cuales se pueden rellenar de concreto o pueden dejarse huecos. Tienen resistencia alta y debido a que las secciones son más delgadas, presentan desplazamiento lateral pequeño durante su instalación. Su principal desventaja es que son susceptibles a la corrosión.
- Concreto. Son básicamente pilotes que no van ligados a la estructura; se fabrican de concreto simple, concreto reforzado, preesforzado o postensado, pueden tener o no acero de refuerzo. Sus principales ventajas son su gran resistencia, durabilidad y resistencia a los ambientes corrosivos. Según la geometría de su sección transversal pueden ser cuadrados, rectangulares o circulares.

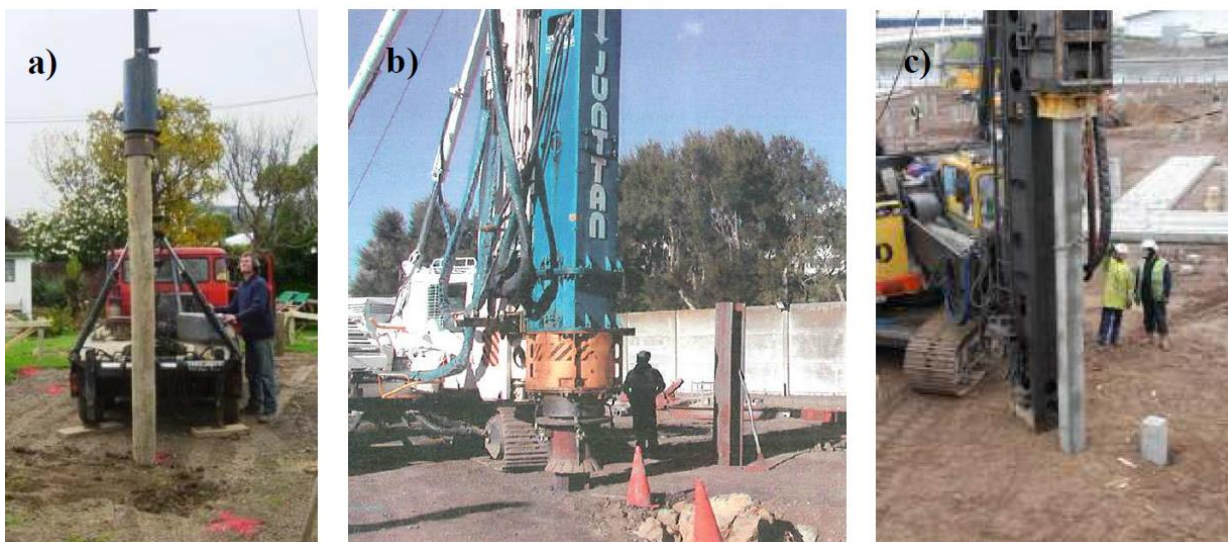


Figura 3.3. Inclusiones prefabricadas: a) de madera; b) metálicas y c) de concreto (Mánica, 2013)

3.2.2 INCLUSIONES CONSTRUIDAS *IN SITU*

Estas inclusiones se construyen directamente en el depósito de suelo que van a reforzar. Dentro de este tipo podemos distinguir los siguientes subgrupos: las inclusiones de concreto o mortero, las constituidas por mezclas de suelo con algún aglutinante y las columnas de grava.

3.2.2.1 Inclusiones de concreto o mortero

Inclusiones perforadas.

Consiste básicamente en la ejecución de una perforación, que posteriormente será rellenada con concreto o mortero para formar la inclusión, con diámetros de 20 a 30 cm.

Columnas de concreto vibrado (VCC).

Se usa una sonda vibratoria suspendida de una grúa. A medida que la sonda baja, ésta penetra el suelo blando hasta alcanzar la profundidad máxima de la inclusión. El concreto es bombeado a la punta de la sonda vibratoria, la cual se levanta y se baja varias veces a la profundidad de desplante para formar una base expandida. La sonda vibratoria es levantada al mismo tiempo que el concreto llena los vacíos creados por el vibrador durante su extracción, ver Figura 3.4.

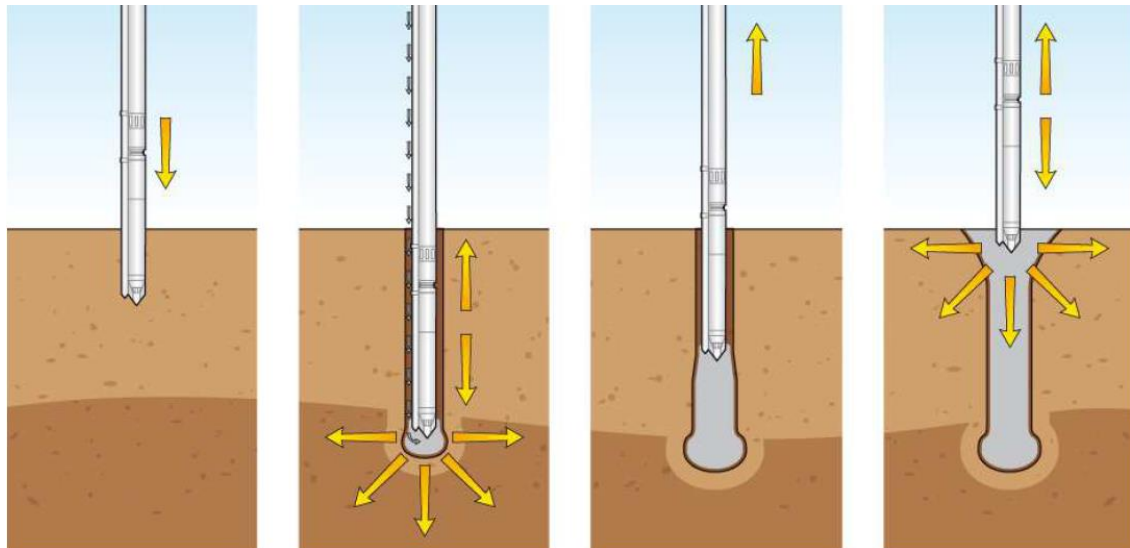


Figura 3.4. Columnas de concreto vibrado (Balfour Beatty, 2017)

Micropilotes

La característica principal de los micropilotes es su pequeño diámetro de perforación, lo que permite su uso en condiciones de acceso restringido con un equipo pequeño. Esta técnica es excelente para recimentaciones ya que genera una perturbación mínima a la estructura recimentada. El uso de la inyección para la colocación de los micropilotes permite incrementar el diámetro del elemento y la resistencia al esfuerzo cortante del material que lo rodea, pero también implica una mayor perturbación del suelo. Se usan inyecciones compuestas de una lechada de agua y cemento (a/c) con una relación de 0.40 y 0.55.

Los pasos para la construcción de un micropilote se muestran en la Figura 3.5.

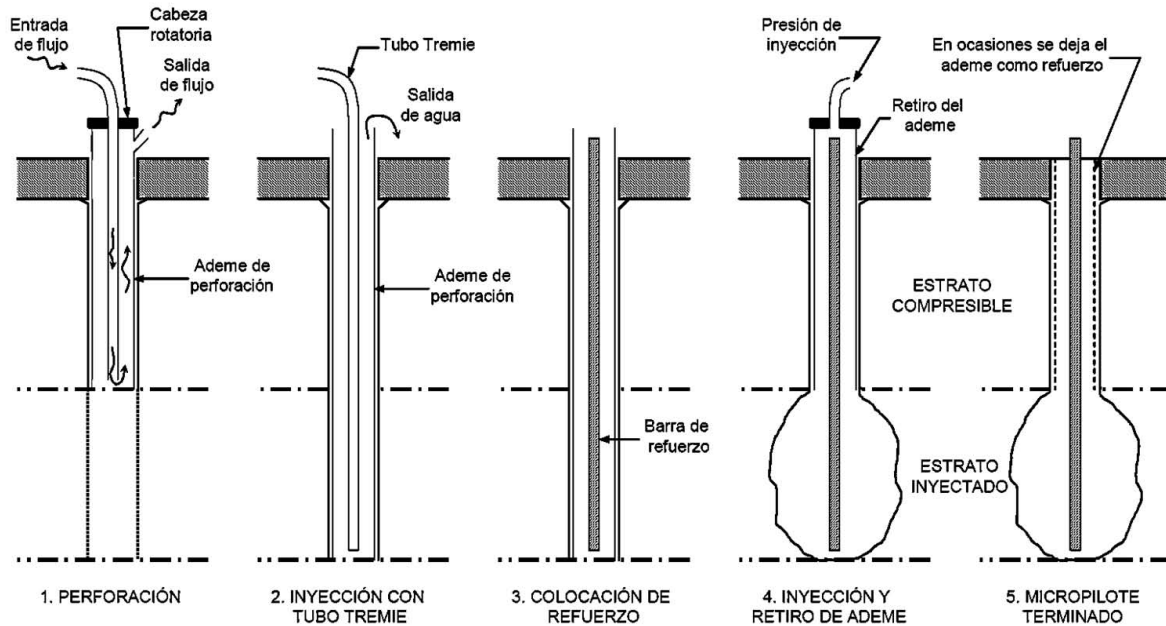


Figura 3.5. Pasos para la construcción de micropilotes (Rodríguez y Auvinet, 2002)

Inclusiones de mortero envueltas en geotextil

Las inclusiones de mortero envueltas en geotextil, originalmente se han utilizado para la estabilización de minas y cavernas, pero también para el refuerzo de suelos blandos. En los estratos huecos o compresibles, la inclusión toma un diámetro mayor que en los estratos rígidos, como se observa en la Figura 3.6.

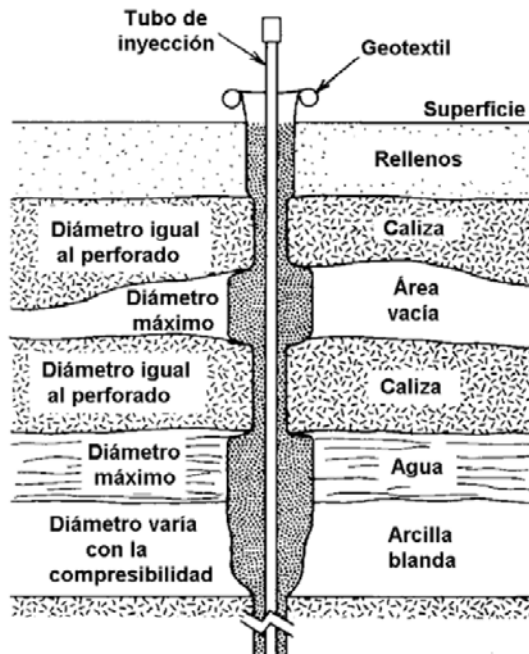


Figura 3.6. Inclusiones de mortero envueltas en geotextil (Rodríguez y Auvinet, 2002)

En la Ciudad de México para la conservación de monumentos históricos, se ha combinado el uso de inclusiones de mortero envueltas en geotextil con láminas de mortero inyectado por fracturamiento hidráulico del subsuelo arcilloso (Santoyo y Ovando, 2000). En la Figura 3.7 se muestra el principio de ejecución de las inclusiones envueltas en geotextil y en la Figura 3.8, se muestra el esquema general de las inclusiones envueltas en geotextil combinadas con láminas de mortero inyectado.

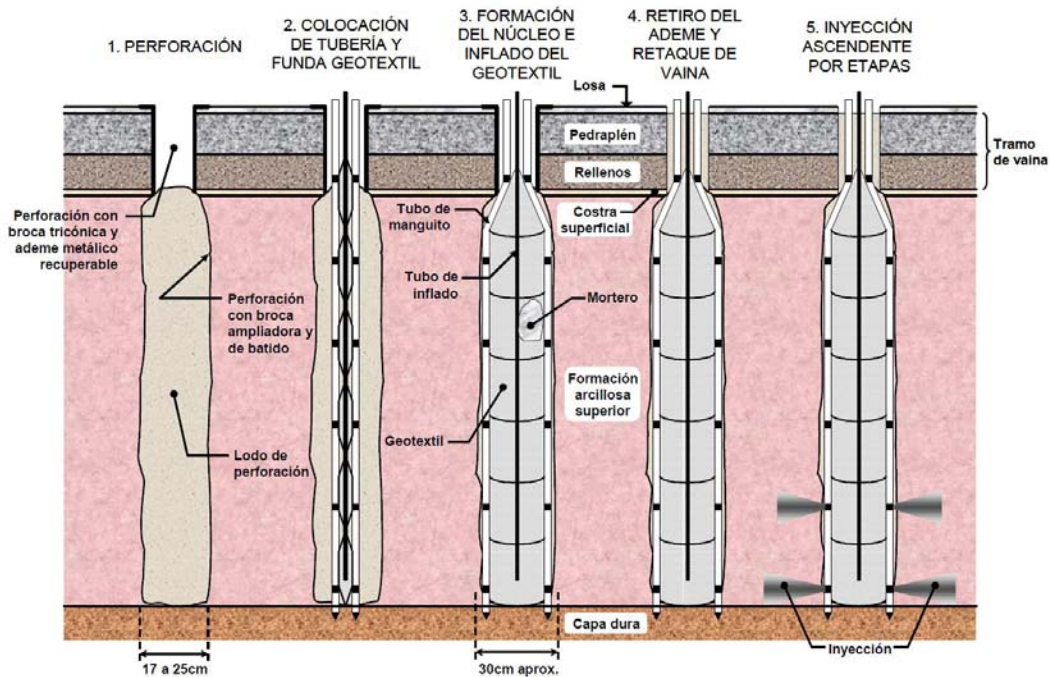


Figura 3.7. Principio de ejecución de inclusiones envueltas en geotextil en la Ciudad de México (Rodríguez y Avinet, 2002).

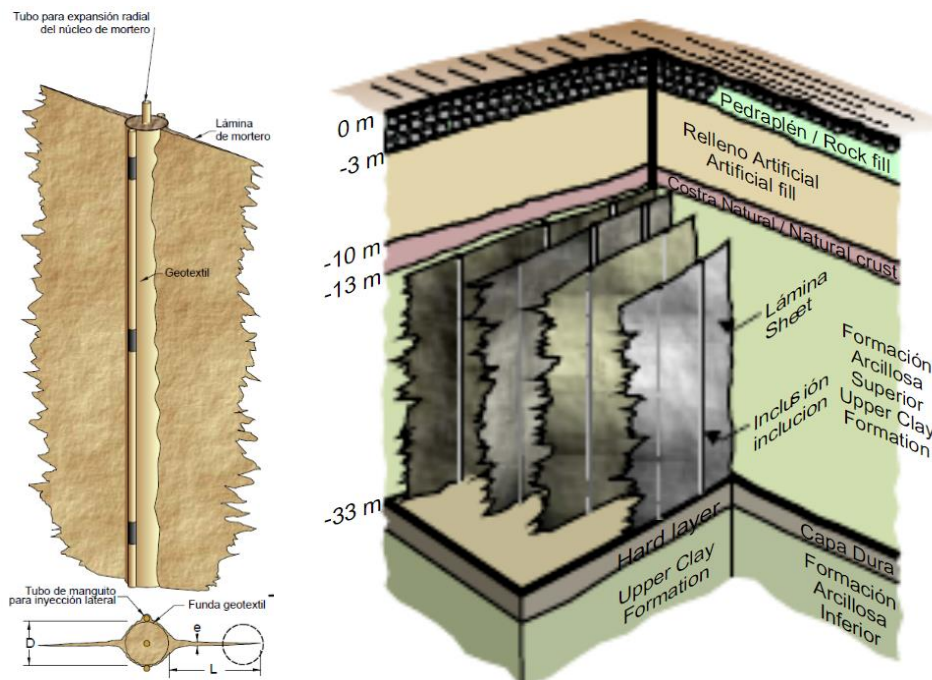


Figura 3.8. Inclusiones envueltas en geotextil con láminas de mortero inyectado en la Catedral (Ovando y Santoyo, 2008)

3.2.2.2 Inclusiones constituidas por mezclas de suelo y aglutinante.

Es una técnica de refuerzo de suelos blandos, mediante el mezclado de suelo con algún aglutinante para formar columnas de material mejorado, formando así inclusiones que son considerablemente más rígidas que el suelo sin mejoramiento; entre estas técnicas destacan: Jet Grouting y columnas de cal-cemento.

Jet Grouting

El Jet Grouting es una técnica relativamente nueva (Henn, 1996), consiste en inyecciones de mortero mediante chorros a alta presión dirigidos lateralmente a las paredes de un pozo. Este chorro excava y mezcla simultáneamente el suelo. Esta técnica mejora las características geotécnicas del suelo, de tal manera que resulta una inclusión de suelo-mortero con una resistencia mayor que el suelo sin mejoramiento.

El método consiste básicamente de dos etapas: la etapa de perforación y la de retracción con inyección simultánea (Figura 3.9); el radio final logrado de la inclusión de Jet Grouting se denomina radio de acción y depende de varios factores como: presión de trabajo, tiempo de inyección, esfuerzo cortante del suelo antes de la inyección, tamaño de los orificios de la barra de perforación y peso específico del mortero a inyectar.

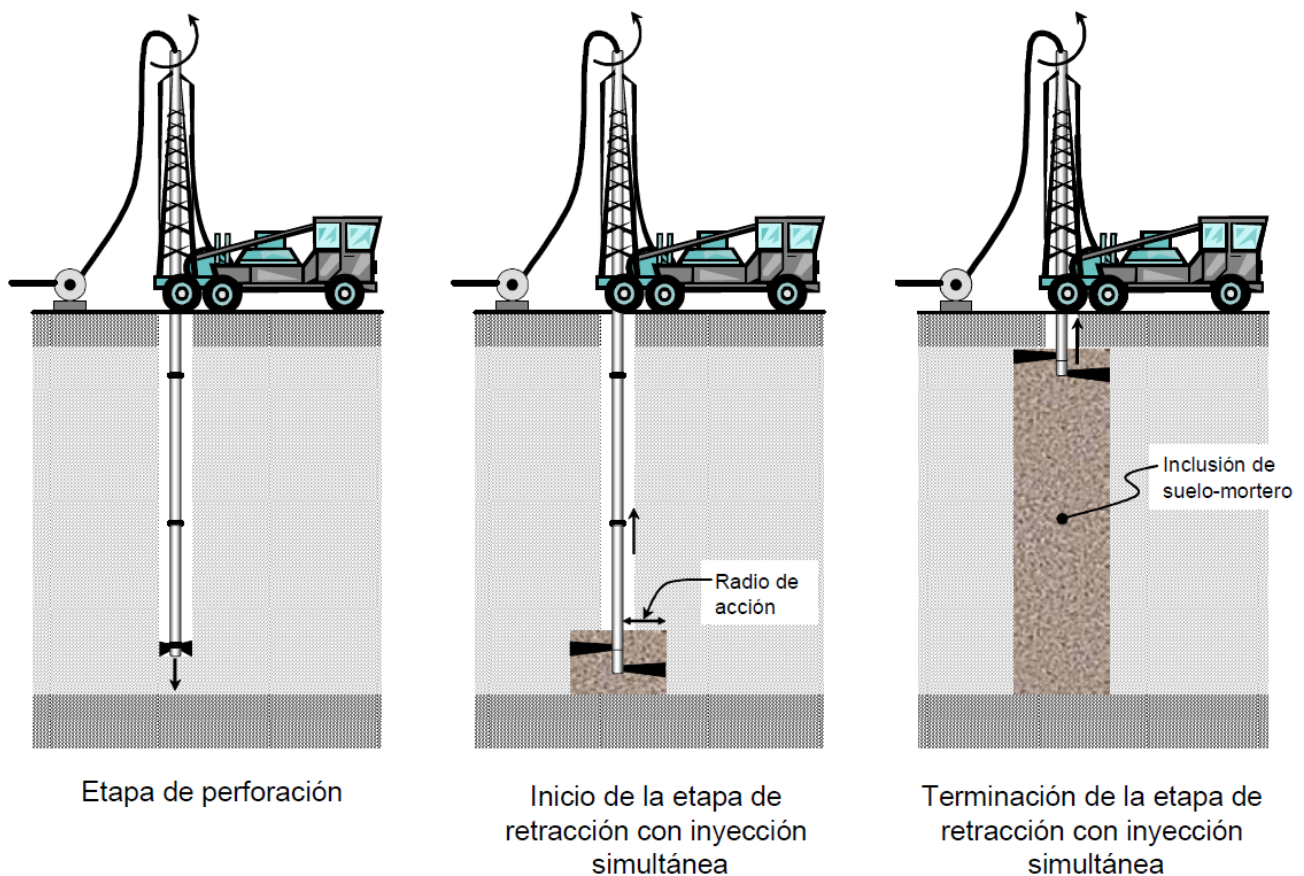


Figura 3.9. Etapas para el Jet Grouting (Rodríguez y Auvinet, 2002)

Columnas de cal-cemento

La estabilización mediante columnas de cal-cemento se ha usado en Suecia desde los años setenta (Holm, 1997), en esta técnica el suelo suave se mezcla *in situ* con un aglutinante formado por cal y cemento, creando una columna con un diámetro de 0.5 a 1.2 m y una profundidad de 15 a 25 metros. Esta técnica se utiliza principalmente para la reducción de asentamientos y para el mejoramiento de la estabilidad en proyectos de infraestructura tales como caminos y carreteras sobre depósitos de suelo blando. Su principal aplicación es en arcillas blandas, pero también se ha llegado a emplear en arcillas orgánicas y limos arcillosos.

Las propiedades del suelo estabilizado dependen de su microestructura (Larsson, 2005), la cual es determinada por la composición, las condiciones durante el periodo de curado y el proceso de mezclado. El proceso de mezclado se presenta en la Figura 3.10.

3.2.2.3 Inclusiones de grava o arena

El método consiste en reemplazar un suelo poco competente con grava o arena en forma de inclusiones, entre estas técnicas destacan las columnas de grava y el sistema Geopier.

Columnas de grava.

En esta técnica se reemplaza del 10 al 35 % del suelo poco competente con grava o arena. Se realiza primero una perforación hasta una profundidad que puede variar de 15 hasta 20 m, con un diámetro de 0.6 a 1 m, con la ayuda de una punta vibrante. Esta punta es un cuerpo cilíndrico de 0.30 a 0.40m de diámetro y de 2 a 5 m de largo que contiene un vibrador horizontal constituido por un conjunto rotativo de masas excéntricas movidas por un motor.

La punta penetra en el suelo bajo la acción de su peso propio, de la vibración y de un chorro de agua que permite recuperar los azolves. A continuación, se rellena la perforación con materiales granulares con alto ángulo de fricción (por ejemplo, grava para balasto), la columna así constituida se compacta bajo el efecto del vibrador. El diámetro final de la columna dependerá de la consistencia del terreno y será mayor para suelos de consistencia más blanda, el procedimiento antes descrito se observa en la Figura 3.11.

Sistema Geopier

El método consiste en hacer una perforación cuyo diámetro puede variar desde 0.61 m hasta 0.91 m, la profundidad de las perforaciones va desde 1.5 a 9.15 m. Luego se colocan capas de agregado de calidad base de 0.3 m de espesor en la cavidad perforada, la primera capa de agregado se conforma de grava limpia y se apisona lo suficiente para formar un bulbo bajo en nivel del fondo de la perforación. La compactación se hace mediante un pisón biselado a 45°, el cual se adapta a un martillo hidráulico de alta energía (Figura 3.12). Los esfuerzos laterales aumentan en la masa de suelo alrededor de la pila de grava produciendo un aumento en la rigidez y resistencia al esfuerzo cortante del suelo adyacente. El instalar o construir Pilas de Agregado Compactado en suelos compresibles resulta en un incremento de la capacidad de carga y un mejor control de asentamientos (Valverde *et al.* 2011)

1. Penetración de la herramienta de mezclado a la profundidad deseada

2. Dispersión del agente aglutinante en el suelo suave.
Sub-etapas:
(a) incorporación y esparcido del aglutinante
(b) humedecimiento de las partículas secas del aglutinante;
(c) Disgregado de aglomerados
(d) Distribución

3. Terminado de la columna
El mezclado continúa por difusión molecular

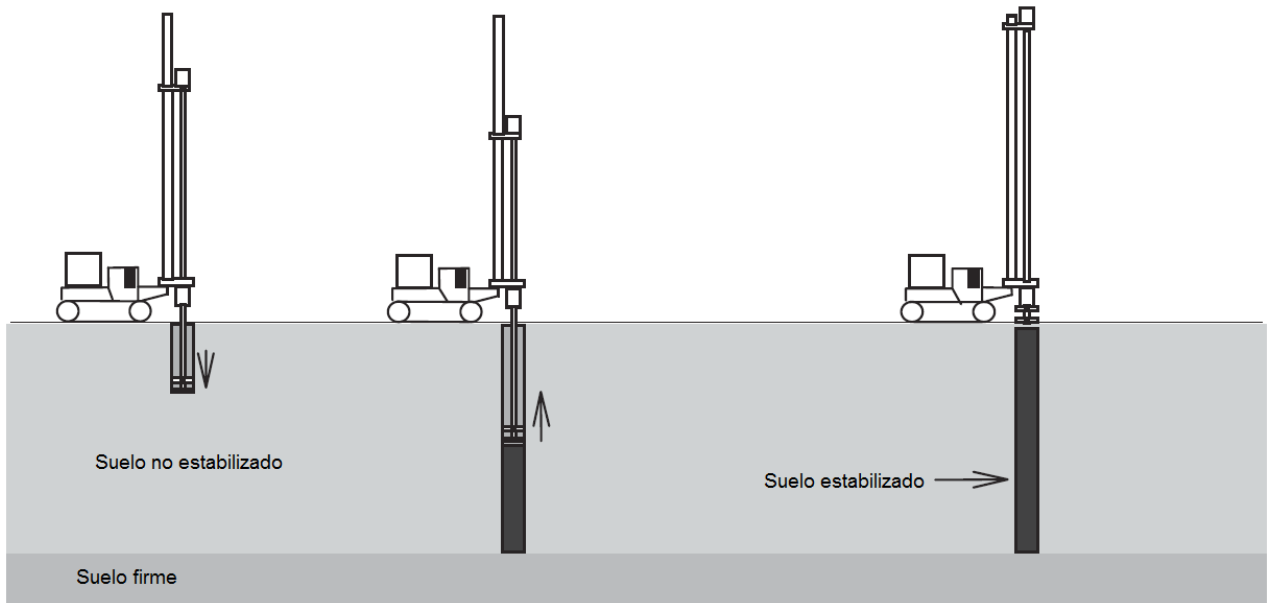


Figura 3.10. Proceso de mezclado para columnas de cal-cemento (modificado de Larsson, 2005)

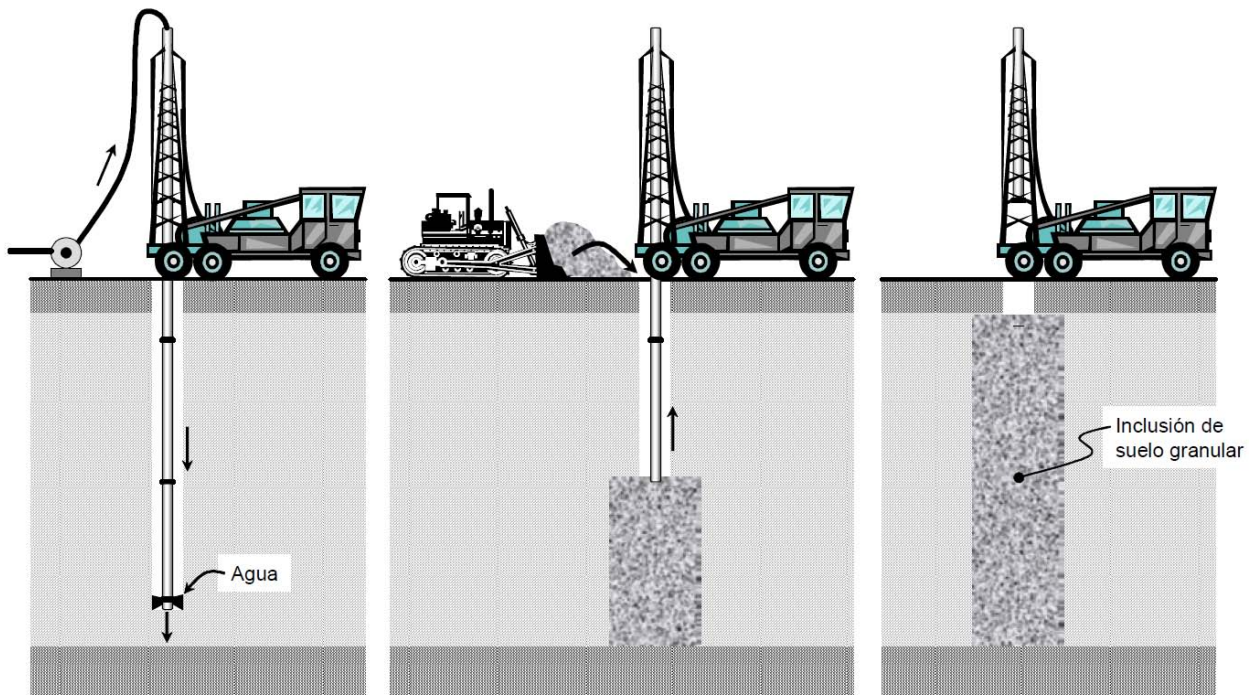


Figura 3.11. Columnas de cal-cemento mezcladas in situ (Rodríguez y Auvinet, 2002)

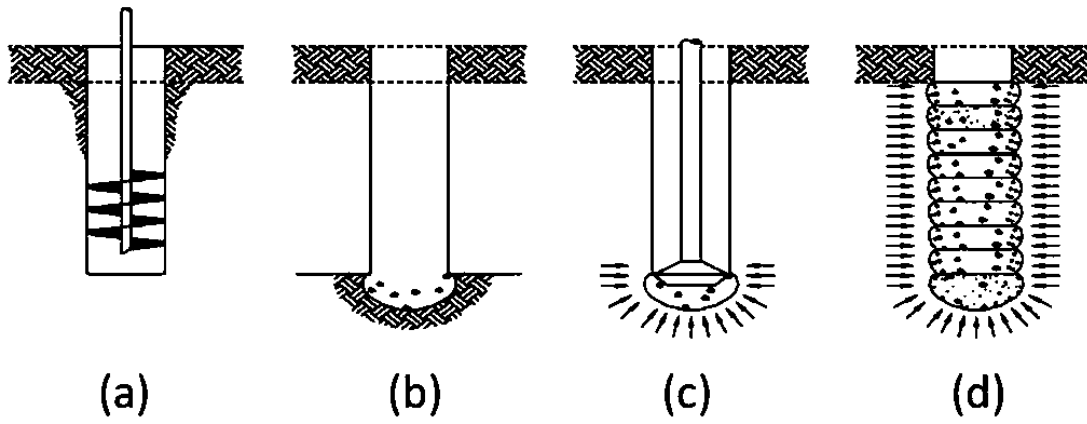


Figura 3.12. Procedimiento pilas geopier, a) perforación; b) Colocación de la capa de grava; c) Compactación de la capa de grava; d) Columna completa (Parra y Valverde, 2006)

4 MODELOS ANALÍTICOS PARA EL DISEÑO DE INCLUSIONES

4.1 FRICCIÓN ENTRE EL SUELO Y EL PILOTE

Los pilotes de fricción transmiten carga al suelo a lo largo de la superficie lateral, para evaluar los esfuerzos desarrollados entre el fuste y en el suelo se tienen dos criterios.

El primer criterio (Kerisel, 1965; Reséndiz, 1970; Enríquez y Rosenblueth, 1959) relaciona a $\tau(z)$ con la resistencia al corte no drenado c_u del suelo, obtenida en pruebas de compresión no confinada, en ensayos triaxiales no consolidados-no drenados (tipo UU), o en ensayos de veleta *in situ*:

$$\tau(z) = \alpha c_u \quad (4.1)$$

Donde:

c_u = resistencia al corte del suelo en condiciones no drenadas

α = coeficiente, función de las características del suelo y del pilote.

El factor α puede tomar valores desde 0.30 hasta valores superiores a 1 para arcillas firmes a blandas respectivamente.

El segundo criterio considera que la adherencia se debe evaluar en términos de esfuerzos efectivos

$$\tau(z) = \sigma'_z K \tan \phi \quad (4.2)$$

Donde:

σ'_z = es el esfuerzo vertical efectivo a la profundidad z

K = relación entre el esfuerzo efectivo horizontal σ'_h y vertical σ'_z

ϕ = ángulo de fricción del suelo en términos de esfuerzos efectivos.

4.2 CRITERIOS DE DISEÑO

El análisis de los pilotes de fricción se han dividido en dos enfoques (Auvinet y Mendoza, 1987), el primero relativo a su capacidad de carga y el segundo con respecto a las deformaciones.

DISEÑO TIPO I

En este enfoque el número y las dimensiones de los pilotes se determinan de tal manera que los pilotes por sí solos sean capaces de soportar las cargas tanto en condiciones estáticas como en condiciones dinámicas, mediante un factor de seguridad amplio. La posición del eje neutro se puede determinar mediante la siguiente ecuación de equilibrio:

$$W + FN = FP + C_p + U \quad (4.3)$$

Donde:

W = peso de la construcción

U = subpresión actuante sobre la subestructura (en su caso)

C_p = capacidad de carga por punta de los pilotes

FN = fricción negativa sobre la subestructura y la parte superior de los pilotes

FP = fricción positiva sobre la parte inferior de los pilotes.

DISEÑO TIPO II

Este enfoque considera que las cargas actuantes son soportadas tanto por la losa de cimentación como por los pilotes, se utiliza para disminuir los asentamientos. La capacidad de carga de los pilotes es inferior a las cargas de la estructura, por lo que parte de estas cargas se transmiten al suelo a través de la losa o cajón.

Los pilotes están sometidos exclusivamente a fricción positiva (Figura 4.1) por lo que el nivel neutro se encuentra a la profundidad de la losa de cimentación.

La ecuación de equilibrio es:

$$W = Q_L + FP + C_p + U \quad (4.4)$$

Donde:

Q_L = fuerza debida a la presión de contacto efectiva entre losa y suelo (la fricción negativa actuando sobre la subestructura puede en este caso despreciarse tomando en cuenta que la parte superior del estrato se encuentra poco afectada por la consolidación).

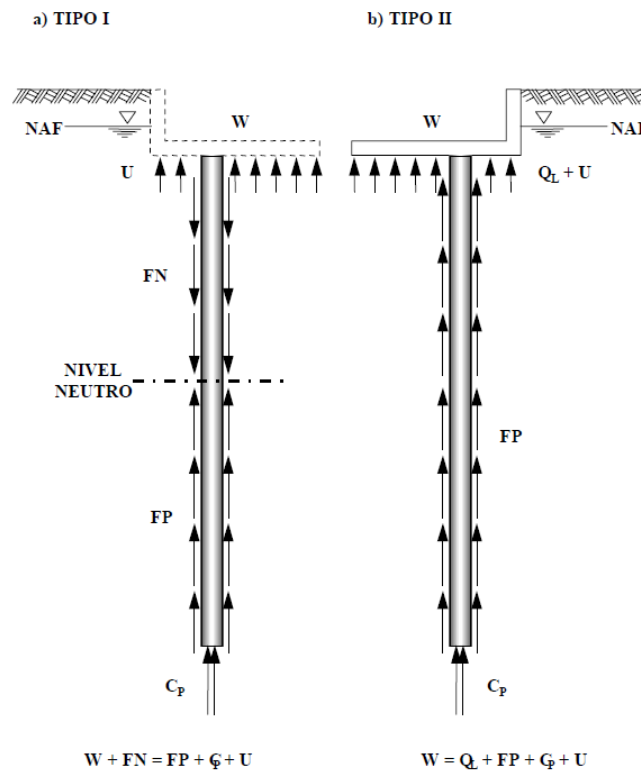


Figura 4.1. Criterios de diseño de pilotes de fricción (Rodríguez y Auvinet, 2002).

4.3 REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE LA CIUDAD DE MÉXICO (2017)

4.3.1 ESTADOS LÍMITE DE FALLA

Se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes o pilas y para cada elemento individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente ante las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas.

$$\Sigma Q F_c < R \quad (4.5)$$

Donde:

$\Sigma Q F_c$ es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su correspondiente factor de carga. Las acciones incluirán el peso propio de la subestructura y de los pilotes o pilas;

R es la capacidad de carga reducida (es decir afectada por el factor de resistencia correspondiente), cuyo valor será:

- 1) Para la revisión de cada pilote o pila individual, igual a la capacidad de carga de punta más la capacidad de adherencia del elemento considerado;
- 2) Para la revisión de los diversos subgrupos de pilotes o pilas en que pueda subdividirse la cimentación, igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del subgrupo de elementos considerados; y
- 3) Para la revisión de la cimentación en su conjunto, igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes o pilas más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de elementos considerados.

Para evaluar R , se recurrirá a alguno, y de preferencia a varios, de los métodos siguientes:

A) Métodos analíticos

La capacidad de carga por punta, C_p , para suelos cohesivos se calculará como:

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

donde:

A_p es el área transversal de la base de la pila o del pilote;

p_v es la presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes o pilas;

F_R se tomará igual a 0.65;

c_u es la cohesión aparente del suelo de apoyo determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado (UU) y

N_c^* es el coeficiente de capacidad de carga definido en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1. Coeficientes N_c^* (NTCDCC, 2017)

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

ϕ_u es el ángulo de fricción aparente.

La capacidad de carga por adherencia lateral, C_f , para suelos cohesivos se calculará como:

$$C_f = P_P F_R \sum_{i=1}^m \alpha_i c_{ui} L_i \quad (4.7)$$

donde:

P_P es el perímetro del pilote o pila o de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas

F_R se tomará igual a 0.65, salvo para pilotes hincados en perforación previa

m número de estratos cohesivos a lo largo del fuste de la inclusión

α_i es el coeficiente de adherencia lateral elemento–suelo del estrato i

c_{ui} es la cohesión media aparente determinada en ensaye triaxial no–consolidado no–drenado (UU) del estrato i

L_i es la longitud del pilote o pila correspondiente al estrato i .

El coeficiente α_i se calculará como:

$$\alpha_i = 0.5 \sqrt{\frac{\bar{p}_{vi}}{c_{ui}}} \quad (4.8)$$

\bar{p}_{vi} es la presión vertical efectiva 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.

La capacidad de carga por adherencia lateral, C_f , para suelos friccionantes se calculará como:

$$C_f = P_P F_R \sum_{i=1}^m \bar{p}_{vi} \beta_i L_i \quad (4.9)$$

donde:

F_R se tomará igual a 0.65

m número de estratos friccionantes a lo largo del fuste de la inclusión

β_i es el coeficiente de fricción elemento–suelo del estrato i , que se estimará como:

$$\beta_i = 1.50 - 0.24\sqrt{z_i}; \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.20 \quad (4.10)$$

donde:

z_i es la profundidad media del estrato i .

El valor límite de la resistencia unitaria en el fuste ($\bar{p}_{vi}\beta_i$) de la ecuación (4.9) no podrá ser superior a 200 kPa.

4.3.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Para cimentaciones a base de pilas o pilotes en la zona II y III se estimará el hundimiento regional, los asentamientos o emersiones bajo cargas estáticas, considerando la penetración de los pilotes o pilas y las deformaciones del suelo que lo soporta, así como la fricción negativa y su interacción con el hundimiento regional.

4.3.2.1 Estimación de la fricción negativa

La fricción negativa es la tracción descendente que se genera en el fuste de los pilotes o pilas, cuando el terreno circundante se consolida por el abatimiento piezométrico en el interior del suelo o por una carga superficial aplicada en el mismo. Las acciones que se oponen a la penetración del pilote o pilas son la fricción positiva y la resistencia por punta, se denomina nivel neutro a la elevación donde los desplazamientos relativos entre el pilote y el suelo son nulos, es decir donde la fricción pasa de negativa a positiva (Figura 4.2)

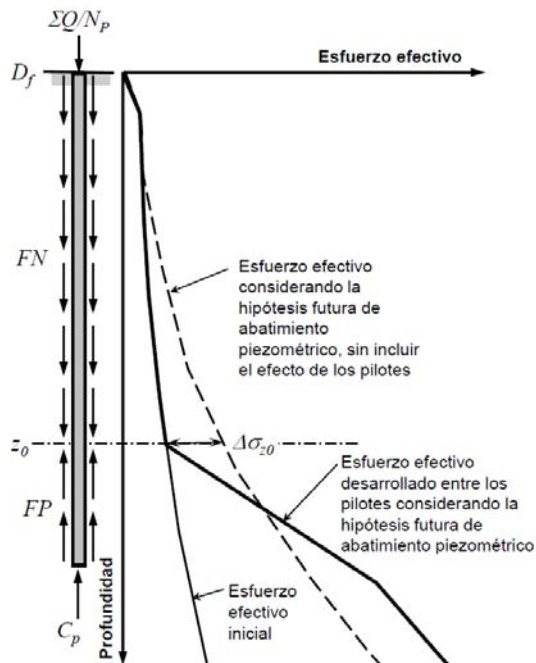


Figura 4.2. Consideraciones para la estimación de la fricción negativa (NTCDCC, 2017)

Para la determinación de la fricción negativa se recurrirá a la modelación numérica explícita del problema, en esta modelación se adoptarán hipótesis conservadoras en cuanto a la evolución previsible de la consolidación del suelo. Alternativamente, esta estimación podrá efectuarse de la manera siguiente:

1. La magnitud de la fricción negativa debe considerarse nula cuando la combinación de las acciones permanentes junto con las variables (con su intensidad media) sea igual o mayor a la capacidad de carga del pilote, considerando un factor de resistencia F_R unitario.

2. En pilas o pilotes apoyados sobre un estrato duro, con separación S (de centro a centro) y ancho o diámetro B , debe considerarse que la magnitud de la fricción negativa puede ser igual a la capacidad de carga por adherencia lateral, considerando los coeficientes de reducción que se muestran en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Coeficientes de reducción para el cálculo de la fricción negativa sobre pilotes apoyados en un estrato duro (NTCDCC, 2017)

Tipo de pila o pilote	S/B	C_R
Individual		1.00
De esquina	2.50	0.50
	5.00	0.90
De borde	2.50	0.40
	5.00	0.80
Interior	2.50	0.15
	5.00	0.50

3. En pilotes centrales que no se apoyan en un estrato duro, la magnitud de la fricción negativa puede estimarse mediante tanteos, modificando la profundidad del eje neutro (z_0), hasta que se cumpla la ecuación:

$$\frac{\sum Q}{N_p} + FN = FP + C_p \quad (4.11)$$

Donde:

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

N_p = número de pilotes

$FP = C_f|_{z_0}^{D_f+L_p}$ = Fricción positiva, igual a la capacidad de carga por adherencia lateral desarrollada desde z_0 hasta la profundidad de la punta del pilote ($D_f + L_p$), considerando un factor de resistencia unitario.

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

L_p = Longitud de la pila

D_f = Profundidad de desplante del cajón, zapata o losa.

FN = Fricción negativa, igual a:

$$FN = \min \left\{ \begin{array}{l} C_f|_{D_f}^{z_0} \\ \Delta\sigma_{z_0} A_T \end{array} \right.$$

Donde:

$C_f|_{z_0}^{D_f+L_p}$ Capacidad de carga por adherencia lateral desde D_f hasta 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) generado por el abatimiento de la presión de poro en el futuro que se considere más probable;

A_T área tributaria entre pilotes.

4.4 MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES CFE (2017).

4.4.1 SEPARACIÓN DE INCLUSIONES

En el diseño de un sistema de cimentación con inclusiones es importante encontrar la separación máxima posible tal que se garantice el trabajo de grupo del conjunto. A continuación, se presentan cuatro criterios con los cuales se puede estimar la separación entre inclusiones.

4.4.1.1 Criterio empírico

Para garantizar el trabajo en grupo, las inclusiones deben cumplir con el siguiente criterio.

$$s \leq \beta_s D_{inc} \quad (4.12)$$

Donde:

s es separación entre los ejes de las inclusiones.

D_{inc} es el diámetro de la inclusión, en m

β_s es el factor empírico mayor que la unidad; depende de las características del suelo y de la inclusión, su valor varía entre 4 y 8

4.4.1.2 Criterio basado en la capacidad friccionante lateral

En este criterio se supone que cierto volumen de suelo queda adherido a la inclusión debido a las fuerzas friccionantes que actúan en el área lateral. Esta resistencia friccionante se calcula como:

$$F_f = \alpha c_{umf} \pi D_{inc} L \quad (4.13)$$

Donde:

F_f resistencia friccionante, en kN

α coeficiente de adherencia que reduce la resistencia no drenada de la arcilla a lo largo de la longitud embebida del pilote. Para la arcilla del valle de México es igual a la unidad, $\alpha = f_s/c_u$

F_s adherencia, en kPa, que se determina con la Figura 4.3.

c_{umf} resistencia no drenada media que se moviliza a lo largo del fuste, en kPa

D_{inc} es el diámetro de la inclusión, en m

b_p distancia embebida del pilote (medida desde la superficie del terreno al límite inferior del estrato de arcilla o a la punta del pilote, la que sea menor), en m

L Longitud de la inclusión, en m

γ peso volumétrico del suelo, en kN/m³

El coeficiente α depende de la naturaleza de la arcilla y resistencia de la arcilla, las dimensiones del pilote, el método de instalación del pilote y los efectos del tiempo. La variación del coeficiente de adhesión como función de la resistencia no drenada de suelos arcillosos, para pilotes de acero y pilotes de otros materiales, se muestra en la Figura 4.3.

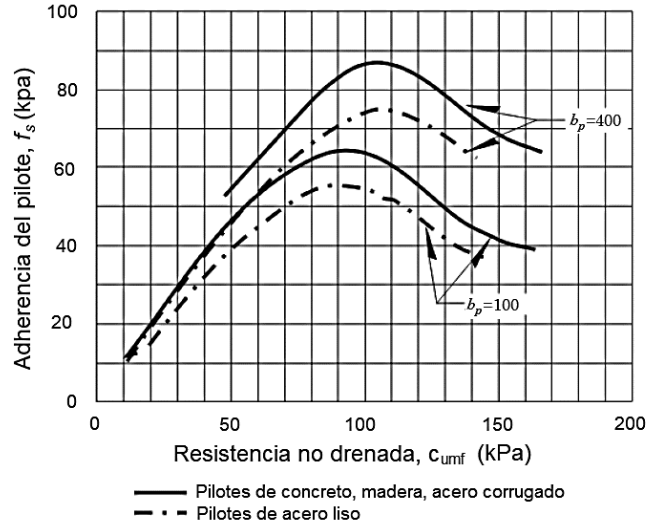


Figura 4.3. Coeficiente de adhesión para pilotes en suelos cohesivos (MDOC CFE, 2017)

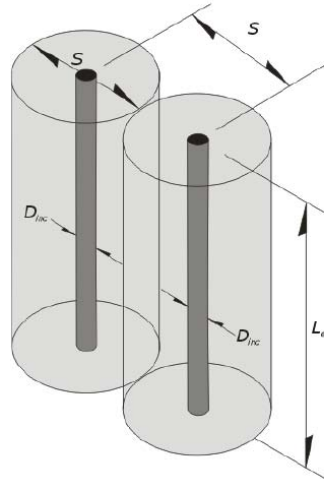


Figura 4.4. Cilindro virtual de suelo adherido a una inclusión (MDOC CFE, 2017)

El suelo se cuelga del fuste de la inclusión como se muestra en la Figura 4.4, suponiendo que se moviliza toda la resistencia friccionante, el peso total del volumen cilíndrico del suelo de diámetro s se determina como:

$$W_s = \gamma \left[\frac{\pi}{4} (s^2 - D_{inc}^2) L_{ef} \right] \quad (4.14)$$

Finalmente, la separación entre inclusiones se calcula con la siguiente ecuación:

$$s = \sqrt{\frac{4\alpha D_{inc} c_{umf}}{\gamma} + D_{inc}^2} \quad (4.15)$$

4.4.1.3 Criterio de las normas británicas

Las normas británicas para rellenos reforzados (BSI, 1995) proponen que la separación de las inclusiones se calcule con la ecuación (4.16):

$$s = \sqrt{\frac{Q_{ad}}{\gamma_s H_{pt} + q}} = \sqrt{\frac{Q_u}{FS (\gamma_s H_{pt} + q)}} \quad (4.16)$$

donde:

- Q_{ad} es la capacidad de carga admisible de una de las inclusiones que forman el conjunto, en kN
- Q_u es la capacidad de carga última, en kN
- FS es el factor de seguridad
- H_{pt} es el espesor de la plataforma de transferencia o de la costra superficial, en m
- γ_s peso volumétrico del suelo de la plataforma de transferencia, en kN/m³
- q es la sobrecarga que se aplica superficialmente, en kPa

El factor de seguridad varía entre 2 y 4, dependiendo del método de control que se esté utilizando, el MDOC CFE (2017) para el diseño de inclusiones recomienda un factor de seguridad de 3.

4.4.1.4 Criterio convencional para pilotes de fricción.

Según el MDOC CFE (2017), la separación óptima para lograr el trabajo en grupo es aquella en la cual la suma de las capacidades de los fustes de las inclusiones es igual a la capacidad friccionante total del grupo, es decir, igual a la capacidad del prisma reforzado. Considerando que este criterio se aplica a las inclusiones significa que, en caso de estar separadas una distancia menor que la óptima, parte de la capacidad de carga individual de las inclusiones no se aprovecha; por el contrario, cuando la separación es mayor que siete veces su diámetro, la suma de las capacidades individuales de las inclusiones siempre será menor que la capacidad del prisma reforzado. Por lo tanto, la separación óptima se calcula con la ecuación (4.40).

$$S_{op} = \sqrt{\left[\left(\frac{1}{m_i - 1} + \frac{1}{n_i - 1} \right) \frac{L_{ef}}{R_{c1} N_c} \right]^2 + \frac{m_i n_i \pi D_{inc} L_{ef}}{(m_i - 1)(n_i - 1) R_{c1} N_c} - \left(\frac{1}{m_i - 1} + \frac{1}{n_i - 1} \right) \frac{L_{ef}}{R_{c1} N_c}} \quad (4.17)$$

donde:

- D_{inc} diámetro de las inclusiones, en m
- L_{ef} longitud efectiva, en m
- m_i número de inclusiones instaladas a lo largo de un eje que coincide con la mayor dimensión en planta de la cimentación
- n_i número de inclusiones instaladas a lo largo de un eje que coincide con la menor dimensión en planta de la cimentación
- mn número total de inclusiones.

El área encerrada por la envolvente de la sección transversal del prisma reforzado es AB, esta se muestra en la Figura 4.5.

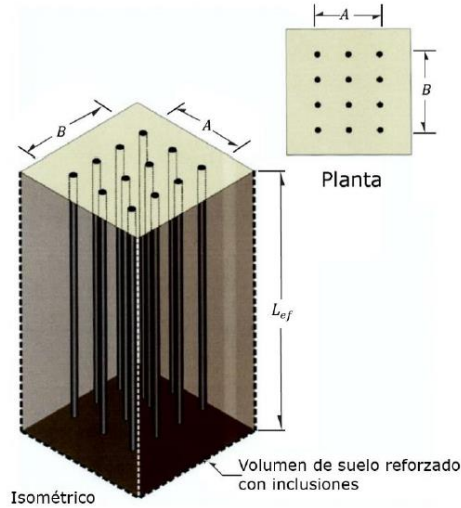


Figura 4.5. Prisma de suelo reforzado con inclusiones

N_c es un factor de capacidad de carga y está dado por:

$$N_c = (2 + \pi)(1 + 0.2B/A)(1 + 0.2L_{ef}/B) \quad (4.18)$$

El factor R_{c1} es el cociente entre el promedio de la resistencia no drenada de la arcilla bajo el prisma de suelo reforzado y el promedio de la resistencia no drenada a lo largo de los fustes de las inclusiones:

$$R_{c1} = \frac{c_b}{c_f} \quad (4.19)$$

donde:

c_b valor medio de la resistencia no drenada de la arcilla bajo el prisma de suelo reforzado, en kPa

c_f valor medio de la resistencia no drenada a lo largo de los fustes, en kPa

Para inclusiones de diámetro D_{inc} con una separación uniforme s , las dimensiones A y B son:

$$A = (n_i - 1)s + D_{inc} \quad (4.20)$$

$$B = (m_i - 1)s + D_{inc} \quad (4.21)$$

Si el número de inclusiones es grande, se puede tomar el límite de la ecuación (4.17) cuando m y n tienden a infinito:

$$S_{op} \approx \sqrt{\frac{\pi D_{inc} L_{ef}}{R_{c1} N_c}} \quad (4.22)$$

4.4.2 ARQUEO Y TRANSFERENCIA DE CARGA

Los esfuerzos verticales se concentran en las cabezas de las inclusiones. El mecanismo de transferencia de carga es el arqueo, cuya eficiencia es máxima cuando la suma de las cargas aplicadas en las cabezas de las inclusiones equilibra a la totalidad de los esfuerzos verticales que se tendrían en el nivel de dichas cabezas. Este fenómeno ha sido estudiado por diversos autores, en el MDOC CFE (2017) se resumen los enfoques británicos y de Mendoza para estimar los efectos del arqueo.

4.4.2.1 Recomendaciones de la norma británica

La norma británica recomienda utilizar la ecuación de Marston (1930) desarrollada para conductos enterrados, para calcular el cociente entre el esfuerzo vertical aplicado sobre las cabezas de las inclusiones, σ_d , dividido entre el esfuerzo vertical medio en la base de la plataforma de transferencia (o costra dura), σ'_v :

$$\frac{\sigma_d}{\sigma'_v} = \left[\frac{C_c \alpha_1}{H_1} \right]^2 \quad (4.23)$$

donde:

C_c “factor de arqueo”, adimensional, cuyos valores dependen de H_1 y α_1 , de acuerdo con la Tabla 4.3

H_1 Altura o espesor de la plataforma de transferencia, en m

α_1 diámetro de la cabeza o capitel de la inclusión, en m

Tabla 4.3. Valores del factor de arqueo según las normas británicas (MDOC CFE, 2017)

Tipo de inclusión	Valores del coeficiente de arqueo
Inclusiones con sus puntas apoyadas en un estrato duro	$C_c = 1.95 \frac{H_1}{\alpha_1} - 0.18$
Inclusiones de fricción y otras	$C_c = 1.5 \frac{H_1}{\alpha_1} - 0.07$

4.4.2.2 Criterio de Mendoza (1984)

Este criterio se aplica en plataformas de carga conformadas por un espesor de material seleccionado mayor a 2.5 veces el espaciamiento de las inclusiones, el esfuerzo en la cabeza de la inclusión, σ_d , se calcula con la ecuación (4.24)

$$\sigma_d = \kappa \left[\frac{(s - D_{inc})\gamma}{2} - c \right] + \left[\gamma \left(H_{pt} - 5 \left(\frac{s - D_{inc}}{2} \right) \right) + q \right] \frac{\sigma_{vq}}{q} \quad (4.24)$$

donde:

κ y σ_{vq}/q factores que dependen del empuje de tierras, de la separación de los pilotes y de la profundidad de la plataforma de transmisión de carga. Se obtienen de la Figura 4.6 y la Figura 4.7 respectivamente, para $z = z_2 = 2.5$ (s - Dinc) (Figura 4.8)

- D_{inc} diámetro del pilote o inclusión, en m
 s separación centro a centro entre pilotes o inclusiones, en m
 z profundidad en la plataforma de carga, medida desde la superficie, en m
 q sobrecarga, en kPa
 γ peso volumétrico del material de relleno de la plataforma, en kN/m³
 ϕ ángulo de fricción interna del material de la plataforma, en grados
 c cohesión o resistencia no drenada, en kPa
 H_{pt} espesor de la plataforma de transmisión de carga, en m

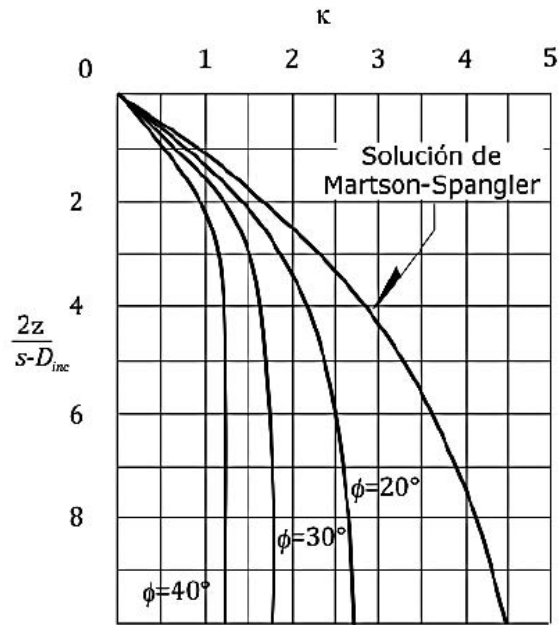


Figura 4.6. Factor de arqueado (Mendoza, 2006)

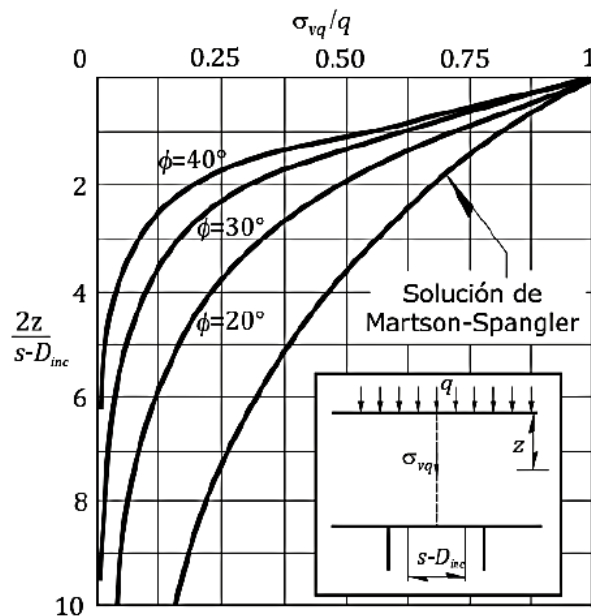


Figura 4.7. Cociente de esfuerzos afectado por arqueado (Mendoza, 2006)

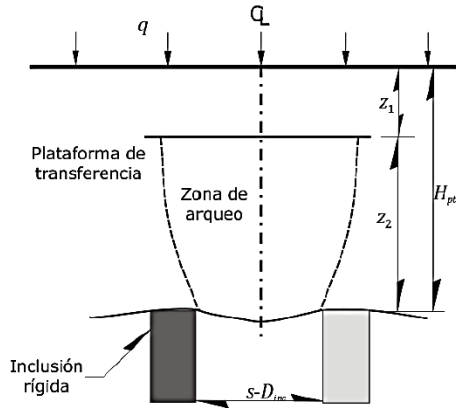


Figura 4.8. Desarrollo del arqueado en el suelo de la plataforma de carga (Mendoza, 2006)

4.4.3 ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA

Si las inclusiones trabajan como grupo, se considera un prisma de suelo reforzado, la capacidad de carga última se obtiene suponiendo un mecanismo de falla como el que se muestra en la Figura 4.9, aunque también puede un mecanismo como el de la Figura 4.10. En ambos casos se considera suelo reforzado con inclusiones flotantes.

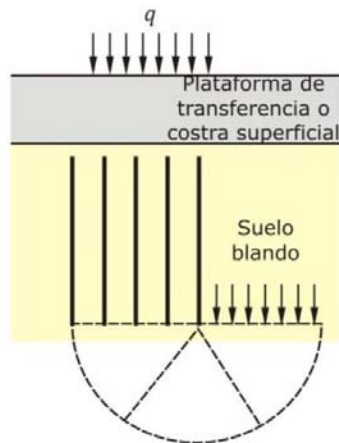


Figura 4.9. Mecanismo de falla generalizada bajo un volumen de suelo reforzado con inclusiones (Mendoza, 2006)

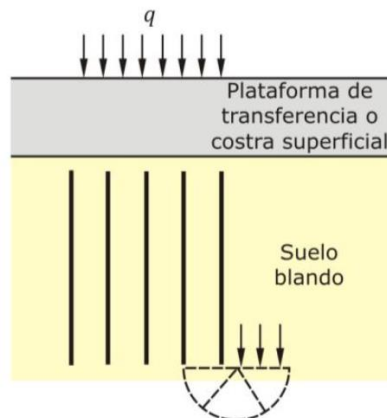


Figura 4.10. Mecanismo de falla local en el extremo de un volumen de suelo reforzado con inclusiones (Mendoza, 2006)

Se revisa si la capacidad del prisma de suelo reforzado es menor que la suma de las capacidades individuales de las inclusiones, la suma de las capacidades individuales del conjunto de inclusiones se determina mediante la ecuación:

$$\Sigma Q_i = N_{inc}(p_i L c_{up} + c_{ub} N_c \pi r_{inc}^2) \quad (4.25)$$

donde:

- p_i perímetro de la sección transversal de la inclusión, en m
- L longitud de la inclusión, en m
- N_{inc} número de inclusiones
- r_{inc} radio de la inclusión, en m

En algunas ocasiones se desprecia el primer sumando de manera conservadora.

La capacidad de carga última del prisma de suelo reforzado se calcula con la ecuación (4.26):

$$Q_u = 2(B + A)Lc_{up} + c_{ub}N_cBA \quad (4.26)$$

donde:

- B y A dimensiones en planta del suelo reforzado, en m
- L espesor del suelo reforzado con las inclusiones o bien la longitud de las mismas, en m
- c_{up} resistencia cortante no drenada promedio a lo largo de la longitud de las inclusiones, en kN/m^2
- c_{ub} resistencia cortante no drenada promedio en el suelo que queda debajo de las puntas de las inclusiones, en kN/m^2
- N_c factor de capacidad de carga adimensional, determinado con la ecuación (4.18)

Si las inclusiones trabajan en grupo se cumple la siguiente desigualdad

$$\Sigma Q_i \leq Q_u \quad (4.27)$$

donde:

- ΣQ_i suma de las capacidades individuales del conjunto de inclusiones, en kN
- Q_u capacidad de carga última del bloque de suelo reforzado con las inclusiones, en m

4.4.3.1 Falla por punzonamiento

Se calcula el esfuerzo en la cabeza del pilote necesario para producir el punzonamiento con la ecuación (4.28) de acuerdo con Mendoza (2006), el mecanismo de punzonamiento se muestra en la Figura 4.11.

$$q_{cp} = F_{for}(cN_c + \sigma_d N_\gamma + \gamma_s D_{inc} N_m) \quad (4.28)$$

- q_{cp} esfuerzo en la cabeza del pilote necesario para producir punzonamiento
- F_{for} factor de forma cuyo valor puede suponerse igual a 1.2
- N_{co} , N_γ , N_m factores de capacidad de carga que únicamente dependen del ángulo de fricción interna del material donde se apoya la cabeza y se puede obtener de la Figura 4.12.
- c cohesión o resistencia no drenada, en kN/m^2

σ_d esfuerzo vertical al nivel de la cabeza de la inclusión, afectado por el efecto de arqueo, en kN/m^2
 γ_s peso volumétrico del material de relleno de la plataforma, en kN/m^3
 D_{inc} diámetro de la inclusión, en m

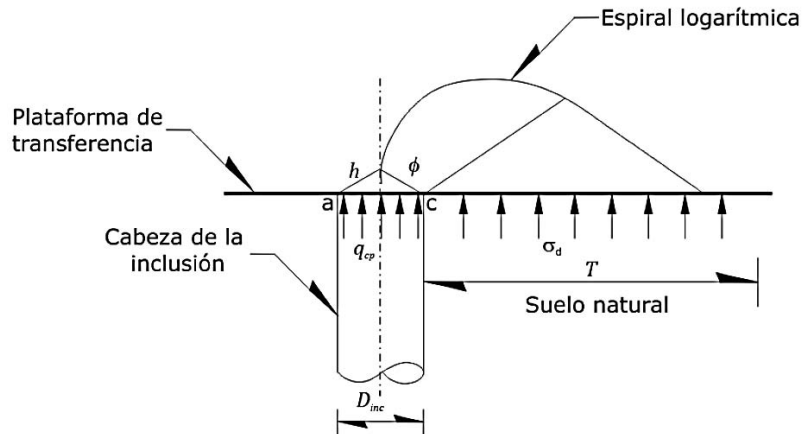


Figura 4.11. Mecanismo de falla por punzonamiento de la cabeza (CFE, 2017).

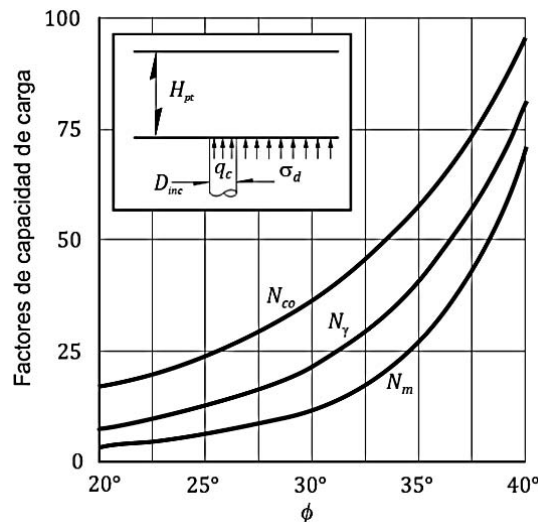


Figura 4.12. Factores para capacidad de carga por falla de punzonamiento (Mendoza, 2006)

4.4.3.2 Distancia de punzonamiento

La falla por punzonamiento sólo puede ocurrir si la distancia entre las inclusiones es lo suficientemente grande para que se desarrolle el mecanismo ilustrado en la Figura 4.13. La distancia para que tenga lugar el punzonamiento es:

$$T = D_{inc} \left\{ \frac{\text{sen } \beta}{\text{cos } \alpha} \exp[(\alpha + \beta) \tan \phi] \right\} \quad (4.29)$$

donde:

T distancia mínima para que ocurra el punzonamiento, en m

D_{inc} diámetro de la inclusión, en m

α y β ángulo indicados en la Figura 4.13 que se calculan con la ecuación (4.30)

$$\alpha = 90^\circ - \phi \text{ y } \beta = 45^\circ + \phi / 2 \quad (4.30)$$

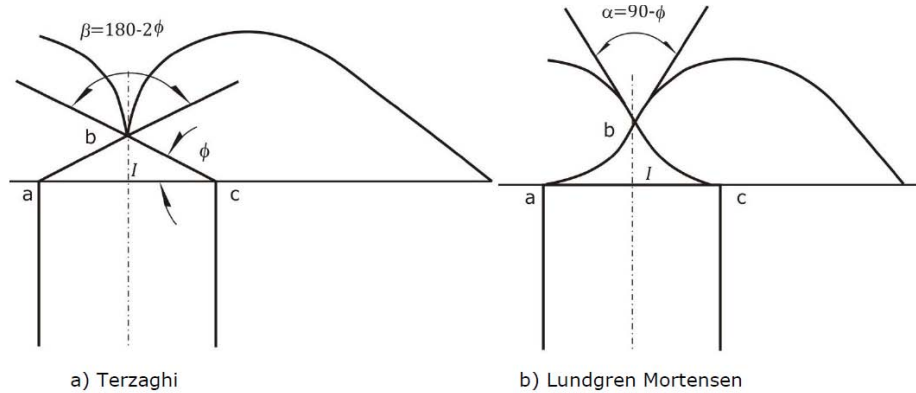


Figura 4.13. Mecanismo de falla debajo de la cimentación adaptados de los propuestos para zapatas por a) Terzaghi y b) Lundgren Mortensen (MDOC CFE, 2017)

4.4.4 RESISTENCIA ESTRUCTURAL

Se revisa la resistencia a la compresión y el pandeo (Rodríguez, 2001)

Resistencia a la compresión: se calcula la carga axial máxima que se desarrolla en la inclusión y que se presenta a la profundidad del nivel neutro.

Recurriendo a las interpretaciones obtenidas por Vesic, se calcula la distribución de esfuerzos cortantes en el fuste en un medio sometido a algún proceso de consolidación (Figura 4.14)

$$\tau(z) = -\frac{1}{P_p} \frac{dQ(z)}{dz} \quad (4.31)$$

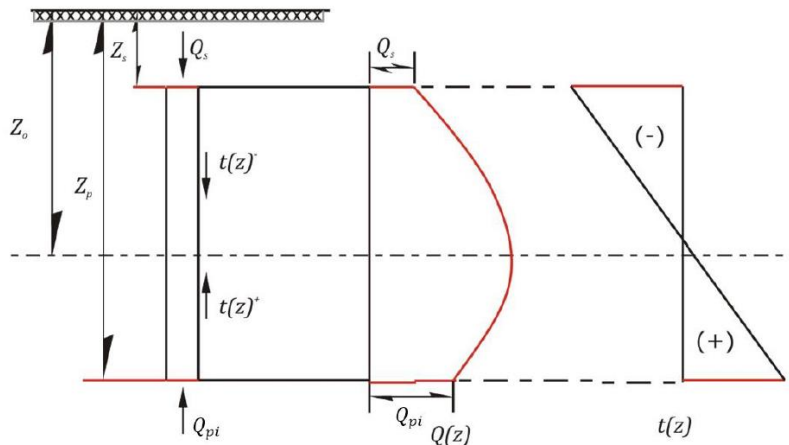


Figura 4.14. Cargas transmitidas por una inclusión (MDOC CFE, 2017)

La carga axial para cualquier momento del proceso de consolidación es:

$$Q_{zo} = Q_s + P_p \int_{z_s}^{z_o} \tau(z) dz = Q_{pi} + P_p \int_{z_o}^{z_p} \tau(z) dz \quad (4.32)$$

donde:

- Q_{zo} carga axial máxima en el eje neutro, en kN
- z_o profundidad del eje neutro, en m
- z_s y z_p profundidades de la punta inferior y la punta superior respectivamente, en m
- Q_s y Q_{pi} cargas en las puntas de la inclusión a las profundidades de z_s y z_p , respectivamente, en kN

La carga axial en condiciones límite es:

$$|Q_{zo}|_{max} = C_s + |F_N|_{z_s}^{z_o} = Q_{pi} + |F_P|_{z_o}^{z_p} \quad (4.33)$$

donde:

- $|Q_{zo}|_{max}$ carga axial máxima, en kPa
- F_N fuerza de fricción negativa, en kN
- F_P fuerza de fricción positiva, en kN
- Q_{pi} carga en la punta inferior de la inclusión, en kN

La resistencia a la compresión simple (R_c) de una inclusión debe ser mayor de la carga axial máxima:

$$R_c > |Q_{zo}|_{max} \quad (4.34)$$

Resistencia al pandeo. Se deberá cumplir la siguiente desigualdad

$$|Q_{zo}|_{max} < \frac{N_{dt}^2 \pi EI}{4L^2} + \frac{4K_s D_{inc} L^2}{N_{dt}^2 \pi^2} \quad (4.35)$$

donde:

- D_{inc} diámetro de la inclusión, en m
- E módulo de elasticidad de la inclusión, en kPa
- N_{dt} Número entero que se calcula por tanteos
- L longitud de la inclusión
- K_s coeficiente de reacción horizontal del suelo a la profundidad z , en kN/m³.

$$K_s = \frac{(67 c_u)}{1.5 D_{inc}} \quad (4.36)$$

4.5 ESFUERZOS ENTRE EL SUELO Y LA INCLUSIÓN

4.5.1 INCLUSIONES EN UN SUELO SUJETO A CONSOLIDACIÓN REGIONAL

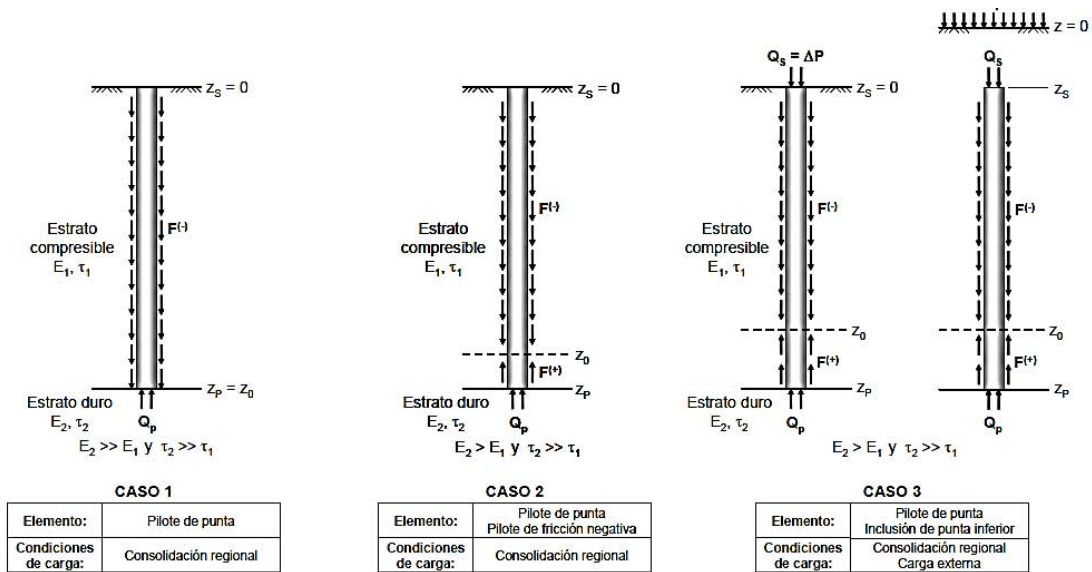
Los esfuerzos desarrollados entre el suelo y la interfaz de la inclusión se pueden analizar recurriendo a las interpretaciones de pilotes instrumentado obtenidas por Vesic en 1970. Se considera una inclusión de diámetro D , sometida a un proceso de consolidación entre las profundidades Z_S y Z_P . Se define la función $Q(z)$ que representa la carga axial transmitida a lo largo del elemento. Q_S y Q_P representan la carga en las puntas de la inclusión a una profundidad Z_S y Z_P respectivamente. La pendiente de la función $Q(z)$ dividida por el perímetro de la inclusión (P_p) representa la distribución de los esfuerzos de cortante sobre el fuste $\tau(z)$, como se presentó anteriormente en la ecuación (4.31).

$Q(z)$ puede obtenerse de los desplazamientos δ medidos en el interior del elemento a distintas profundidades z , como:

$$Q(z) = AE_p \frac{d\delta}{dz} \quad (4.37)$$

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

Tomando como base lo planteado por Vesic (1970) y los resultados de ensayos de campo y laboratorio, Rodríguez (2010) hace una recopilación de los casos que se pueden presentar en el análisis de las cargas desarrolladas en el suelo alrededor de las cimentaciones con base en pilotes o inclusiones, en dicha recopilación considera diferentes rigideces (E) y resistencias (τ) de los estratos de instalación y de apoyo, así como las distintas condiciones de carga.



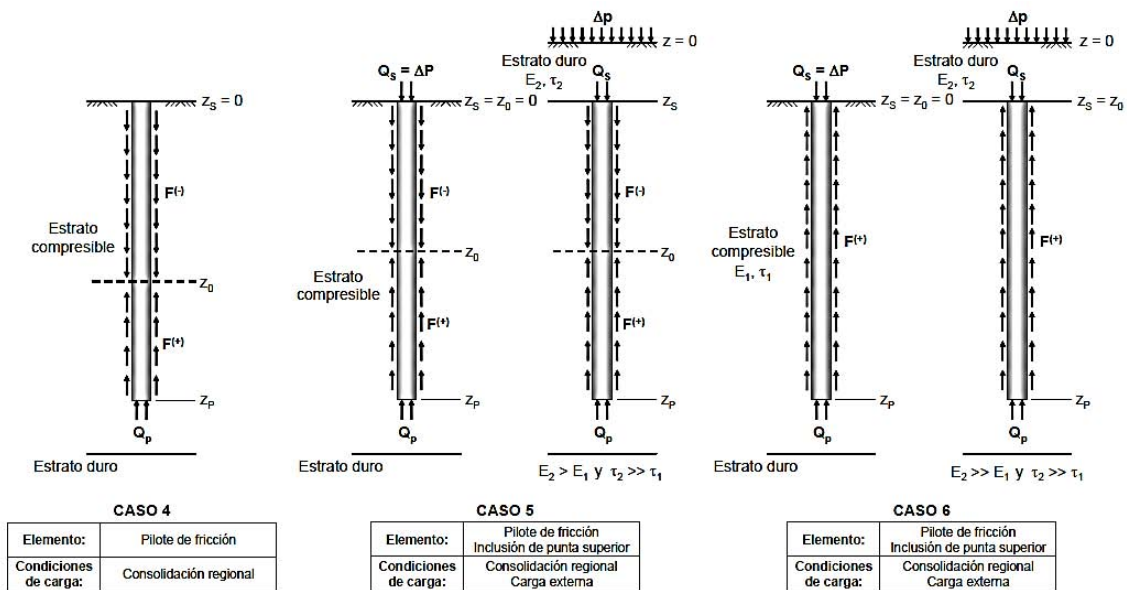


Figura 4.15. Solicitaciones desarrolladas en el suelo alrededor de distintos tipos de pilotes e inclusiones (Rodríguez, 2010)

Aplicando las ecuaciones (4.31) y (4.37) y los casos de la Figura 4.15, los esfuerzos verticales desarrollados en el interior del elemento se presentan en la Figura 4.16 y los esfuerzos cortantes a lo largo de la interfaz elemento suelo se muestran en la Figura 4.17.

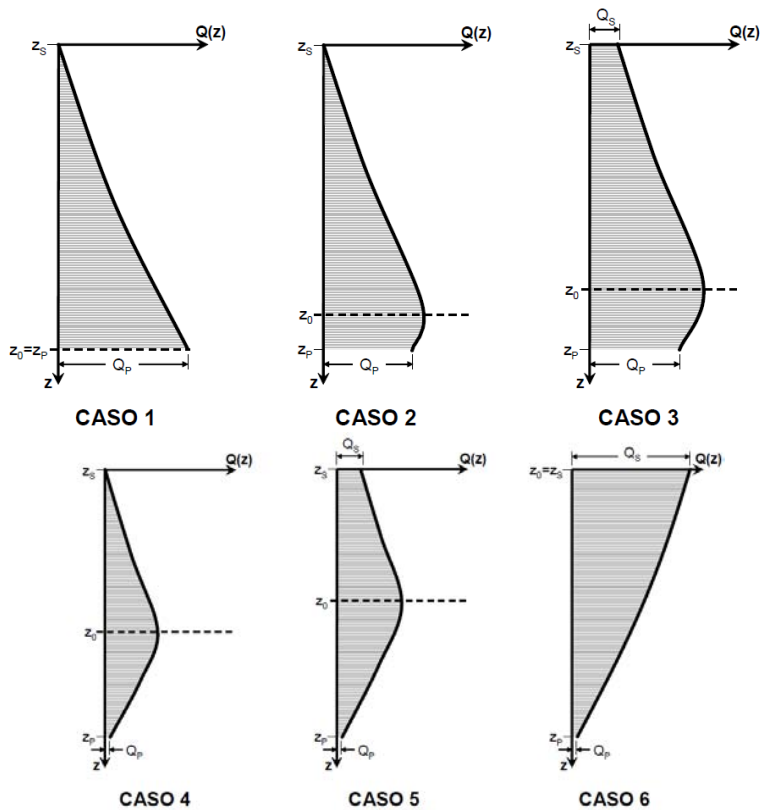


Figura 4.16. Esfuerzos en el interior del elemento de los casos expuestos en la Figura 4.15 (Rodríguez, 2010)

El caso que se analizará en este trabajo es el caso 5, inclusiones que no se apoyan en un estrato duro, sometidas a consolidación regional y a carga externa, en este caso en la parte superior de la inclusión, $Q(z)$ aumenta con la profundidad mientras que $\tau(z)$ disminuye y permanece negativo hasta la elevación z_0 , conocida como nivel neutro: el suelo se cuelga del fuste de la inclusión generando la fricción negativa. Debajo de esta elevación, $Q(z)$ disminuye y $\tau(z)$ aumenta y cambia de signo: el suelo en el fuste se opone a la penetración del elemento, desarrollándose la fricción positiva.

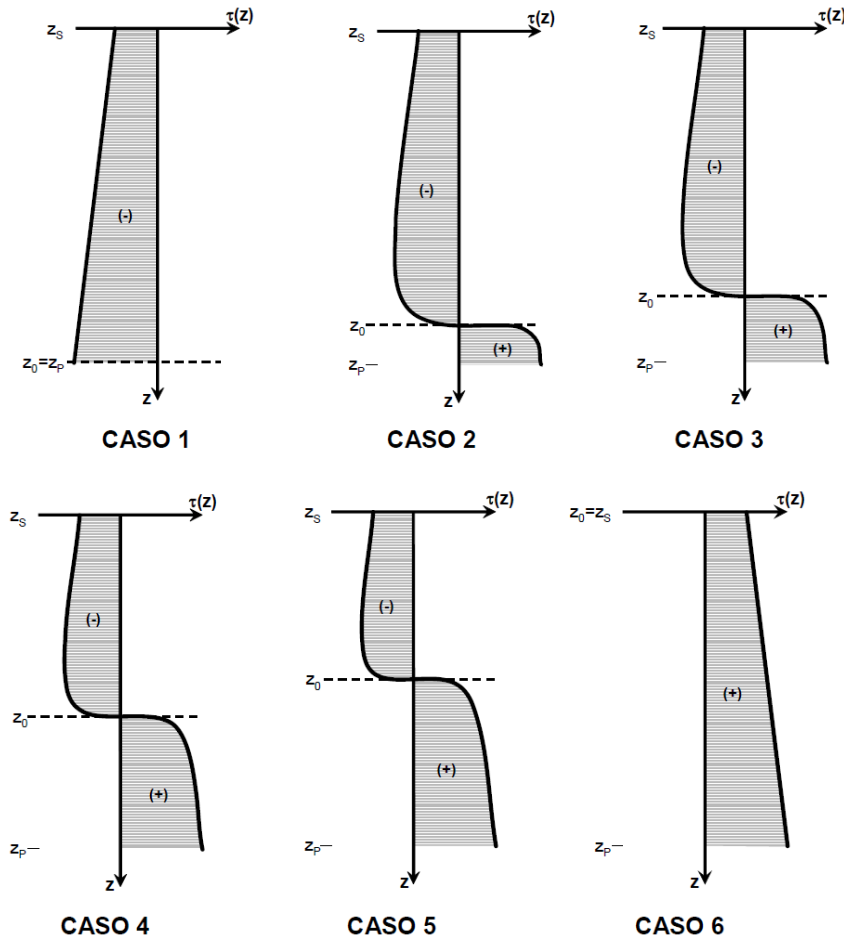


Figura 4.17. Esfuerzos en interfaz elemento-suelo para los casos expuestos en la Figura 4.15 (Rodríguez, 2010)

Esfuerzos y deformaciones inducidas por la presencia de inclusiones en un medio continuo

Los cambios de esfuerzos inducidos dentro de un medio por las inclusiones, se puede calcular recurriendo a la teoría de la elasticidad, dicho esfuerzo en cualquier punto de un medio semi-infinito elástico por una carga vertical puntual P , localizada a una profundidad c , puede calcularse a partir de la ecuación (4.38), propuesta por Mindlin en 1936.

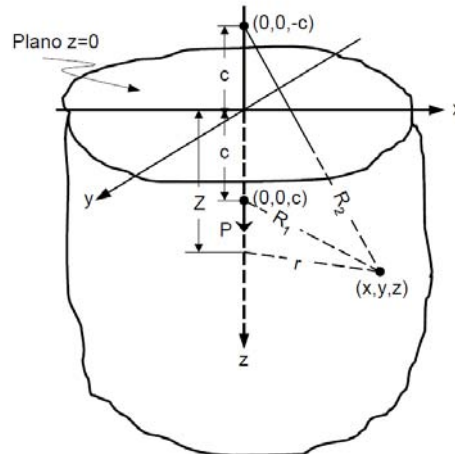


Figura 4.18. Problema de Mindlin (Manual de Construcción Geotécnica, 2002)

$$\sigma_z = \frac{P}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{-3(z-c)^3}{R_1^5} - \frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_2^3} \right. \\ \left. + \frac{-3(3-4\nu)(z+c)^3 + 12c(2-\nu)(z+c)^2 - 18c^2(z+c)}{R_2^5} - \frac{30cz(z+c)^3}{R_2^7} \right\} \quad (4.38)$$

Los esfuerzos verticales inducidos por una carga repartida a lo largo de una línea vertical fueron obtenidos por Geddes, 1966, mediante la integración de la ecuación (4.38). Dicha solución se puede aplicar a inclusiones trabajando por fricción uniforme a lo largo del fuste. La solución integrada se presenta en la ecuación (4.39), la cual permite obtener los esfuerzos inducidos por tramos de inclusiones con diferentes adherencias, por diferencia entre dos inclusiones completas, aplicando el principio de superposición (Figura 4.19).

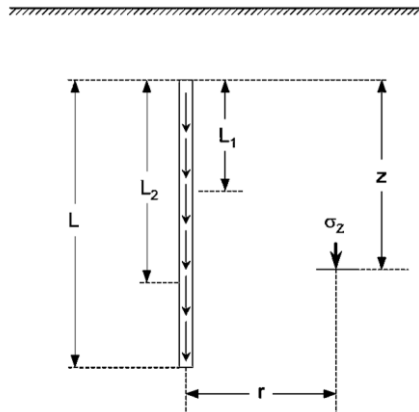


Figura 4.19. Cargas distribuidas a lo largo de líneas verticales (Manual de Construcción Geotécnica, 2002)

$$\sigma_z = \frac{f}{L} K_z \quad (4.39)$$

Donde:

f carga por unidad de longitud

L longitud donde la carga está distribuida

K_z se define como:

$$K_z = \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{-2(2-\nu)}{A_1} + \frac{[2(2-\nu) + 2(1-2\nu)\frac{m}{n}(\frac{m}{n} + \frac{1}{n})]}{A_2} - \frac{2(1+2\nu)(\frac{m}{n})^2}{A_3} \right. \\ \left. + \frac{n^2}{A_1^3} + \frac{[4m^2 - 4(1+\nu)(\frac{m}{n})^2 m^2]}{A_3^3} + \frac{[4m(1+\nu)(m+1)](\frac{m}{n} + \frac{1}{n})^2}{A_2^3} \right. \\ \left. + \frac{6m^2 \left[\frac{m^4 - n^4}{n^2} \right]}{A_3^5} + \frac{6m \left[mn^2 - \frac{1}{n^2}(m+1)^5 \right]}{A_2^5} \right\} \quad (4.40)$$

Donde:

$$m = \frac{z}{L} \text{ y } n = \frac{r}{L}$$

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

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

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

Si se requiere incluir además el efecto de cargas repartidas sobre superficies circulares localizadas en la superficie o a cierta profundidad y con radio R (Figura 4.20), se puede recurrir a la integración realizada por Auvinet y Díaz, 1981.

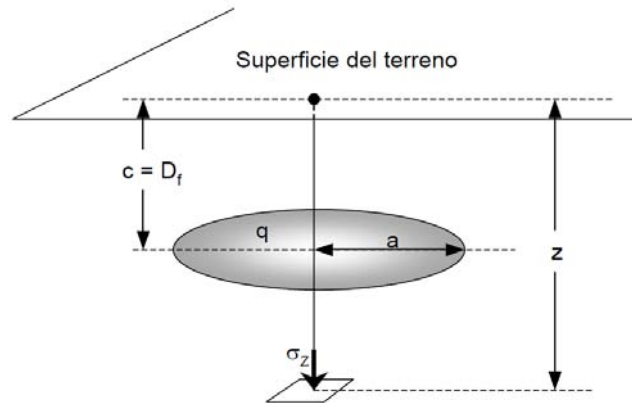


Figura 4.20. Carga uniformemente repartida en una superficie circular a una profundidad D_f

$$\sigma_z = \frac{q}{4(1-\nu)} (I + II + III + IV + V) \quad (4.41)$$

Donde:

q carga uniformemente repartida

I, II, III, IV y V se definen como:

$$\begin{aligned} I &= (z - D_f)^3 \cdot \left\{ \frac{1}{[R^2 + (z - D_f)^2]^{3/2}} - \frac{1}{|z - D_f|^3} \right\} \\ II &= (1 - 2\nu) \cdot (z - D_f) \cdot \left\{ \frac{1}{[R^2 + (z - D_f)^2]^{1/2}} - \frac{1}{|z - D_f|} \right\} \\ III &= -(1 - 2\nu) \cdot (z - D_f) \cdot \left\{ \frac{1}{[R^2 + (z + D_f)^2]^{1/2}} - \frac{1}{(z + D_f)} \right\} \\ IV &= \left[(3 - 4\nu) \cdot (z + D_f)^3 - 4(2 - 2\nu) \cdot D_f(z + D_f)^2 + 6 \cdot D_f(z + D_f) \right] \\ &\quad \cdot \left\{ \frac{1}{[R^2 + (z + D_f)^2]^{3/2}} - \frac{1}{(z + D_f)^{3/2}} \right\} \\ V &= 6zD_f \cdot (z - D_f)^3 \cdot \left\{ \frac{1}{[R^2 + (z + D_f)^2]^{5/2}} - \frac{1}{(z + D_f)^{5/2}} \right\} \end{aligned}$$

5 CONSIDERACIONES PARA LA MODELACIÓN NUMÉRICA

El programa de elemento finito Plaxis 2D, permite hacer análisis de deformación plana o axisimétrico (Figura 5.1), el mallado puede hacerse considerando elementos de 6 o 15 nodos (Figura 5.2), el primero proporciona una interpolación de segundo orden para desplazamientos e involucra tres puntos de Gauss (puntos de esfuerzo) para la integración numérica, mientras que los elementos de 15 nodos, proporcionan una interpolación de cuarto orden y para la integración numérica involucra doce puntos de Gauss.

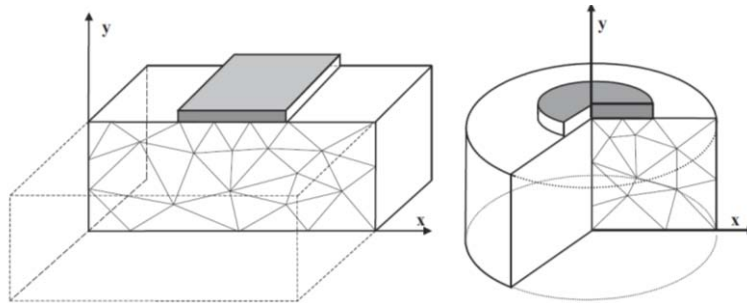


Figura 5.1. Ejemplos de problemas de deformación plana y axisimétrica.

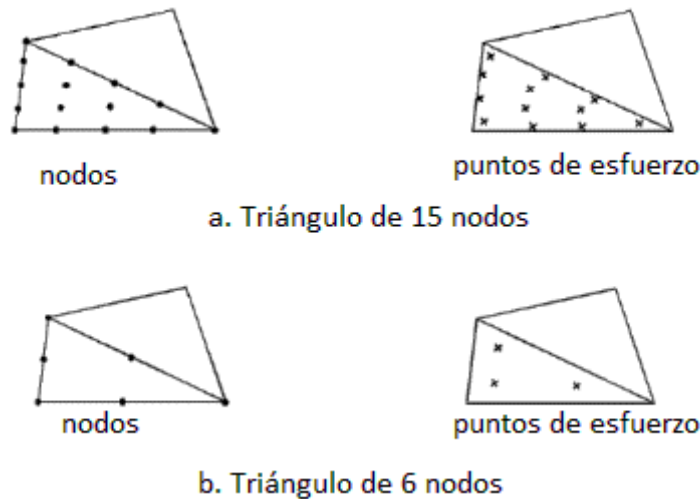


Figura 5.2. Posición de los nodos y puntos de esfuerzo por elementos triangulares de 6 y 15 nodos

5.1 MODELOS CONSTITUTIVOS

Caracterizar el suelo mediante un modelo de comportamiento es complejo, ya que su comportamiento no es lineal o isótropo. Su comportamiento es dependiente del tiempo cuando se somete a esfuerzos o cambios de esfuerzo. Para modelar el comportamiento mecánico del suelo se han generado diversos modelos constitutivos, algunos basados en la teoría de la plasticidad y otros en la teoría del estado crítico.

5.1.1 MODELOS BASADOS EN LA TEORÍA DE LA PLASTICIDAD

5.1.1.1 Ley de Hooke

La ley de Hooke representa la relación lineal entre los incrementos de esfuerzos, $\Delta\sigma$, y los incrementos de deformación, $\Delta\varepsilon$. Este modelo utiliza sólo dos parámetros para la caracterización del suelo: El módulo de Young, E , y la relación de Poisson.

La matriz que relaciona los esfuerzos con las deformaciones está formada por 36 constantes, ya que se tienen 6 esfuerzos y 6 deformaciones; debido a que esta matriz satisface la anisotropía y la simetría, las 36 constantes se reducen a sólo 2: el módulo de elasticidad o módulo de Young (E) y la relación de Poisson (ν), las ecuaciones son:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} [\sigma_{xx} - \nu(\sigma_{yy} + \sigma_{zz})] \quad (5.1)$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} [\sigma_{yy} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{zz})] \quad (5.2)$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} [\sigma_{zz} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})] \quad (5.3)$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{1 + \nu}{E} \tau_{xy} = \frac{\gamma_{xy}}{2} \quad (5.4)$$

$$\varepsilon_{yz} = \frac{1 + \nu}{E} \tau_{yz} = \frac{\gamma_{yz}}{2} \quad (5.5)$$

$$\varepsilon_{zx} = \frac{1 + \nu}{E} \tau_{zx} = \frac{\gamma_{zx}}{2} \quad (5.6)$$

Donde:

σ_{ii} son los esfuerzos normales en el plano perpendicular a i en la dirección de i

τ_{ij} es el esfuerzo cortante en el plano perpendicular a i en la dirección j

ε_{ii} es la deformación normal asociada con el esfuerzo normal σ_{ij}

ε_{ij} es la deformación cortante asociada con los esfuerzos cortantes τ_{ij}

γ_{ij} es la deformación angular

En forma de matriz, las ecuaciones de la elasticidad se muestran en la ecuación (5.7):

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 + \nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 + \nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 + \nu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix} \quad (5.7)$$

La representación del estado tenso-deformacional de la relación de esfuerzos elásticos con las deformaciones elásticas es la siguiente:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/2-\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2-\nu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} \quad (5.8)$$

La representación anterior refleja un material isótropo.

Algunos otros módulos obtenidos de E y ν , son el módulo cortante G y el módulo volumétrico K , a continuación, se presentan las ecuaciones para la obtención de dichos módulos.

$$G = \frac{\tau_{xy}}{\gamma_{xy}} = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5.9)$$

$$K = \frac{\sigma}{\Delta V/V} = \frac{\frac{1}{3}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz})}{\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}} = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (5.10)$$

5.1.1.2 Modelo de Mohr Coulomb

Este es un modelo elasto-plástico perfecto (Isotrópico), este comportamiento se muestra en la Figura 5.3. Ésta es una aproximación que se hace al comportamiento no lineal del suelo, las deformaciones se descomponen en una parte elástica (ε^e) y otra parte plástica (ε^p) que representa las deformaciones no reversibles del suelo.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (5.11)$$

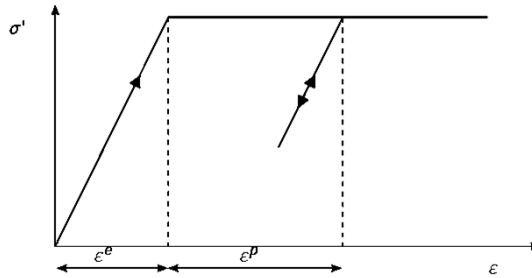


Figura 5.3. Comportamiento elasto-plástico (Plaxis, 2017)

Este modelo combina la Ley de Hooke y el Criterio de falla generalizado de Coulomb, según este criterio, el esfuerzo cortante se incrementa con el incremento de esfuerzo normal, en un plano de falla siguiente:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (5.12)$$

Donde:

τ es el esfuerzo cortante en el plano de falla,

c' es la cohesión del material

σ' es el esfuerzo efectivo normal de la superficie de falla

ϕ' es el ángulo de fricción interna.

El criterio de falla se muestra en la Figura 5.4.

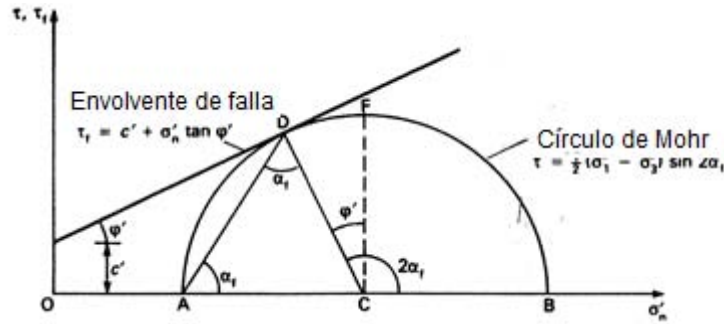


Figura 5.4. Criterio de falla de Mohr Coulomb (Whitlow, 2001)

Este modelo involucra dos parámetros de la Ley de Hooke (Modulo de Young, E y relación de Poisson, ν), así como los parámetros del criterio de falla de Coulomb (el ángulo de fricción interna, ϕ y la cohesión, c), también incluye el ángulo de dilatación, (Brinkgreve, 2005).

La superficie de fluencia de Mohr-Coulomb es una extensión de la Ley de fricción de Coulomb, consiste en seis superficies de fluencia mostradas en las ecuaciones (5.13), formuladas en términos de esfuerzos principales (Plaxis, 2017).

$$\begin{aligned}
 f_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_{2} - \sigma'_{3}) + \frac{1}{2}(\sigma'_{2} + \sigma'_{3})\text{sen } \phi - c \cos \phi \leq 0 \\
 f_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_{3} - \sigma'_{2}) + \frac{1}{2}(\sigma'_{3} + \sigma'_{2})\text{sen } \phi - c \cos \phi \leq 0 \\
 f_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_{3} - \sigma'_{1}) + \frac{1}{2}(\sigma'_{3} + \sigma'_{1})\text{sen } \phi - c \cos \phi \leq 0 \\
 f_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_{1} - \sigma'_{3}) + \frac{1}{2}(\sigma'_{1} + \sigma'_{3})\text{sen } \phi - c \cos \phi \leq 0 \\
 f_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_{1} - \sigma'_{2}) + \frac{1}{2}(\sigma'_{1} + \sigma'_{2})\text{sen } \phi - c \cos \phi \leq 0 \\
 f_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_{2} - \sigma'_{1}) + \frac{1}{2}(\sigma'_{2} + \sigma'_{1})\text{sen } \phi - c \cos \phi \leq 0
 \end{aligned} \tag{5.13}$$

La representación gráfica de las superficies de fluencia es un cono hexagonal en el espacio de esfuerzos principales, que conforma una superficie de fluencia fija mostrada en la Figura 5.5.

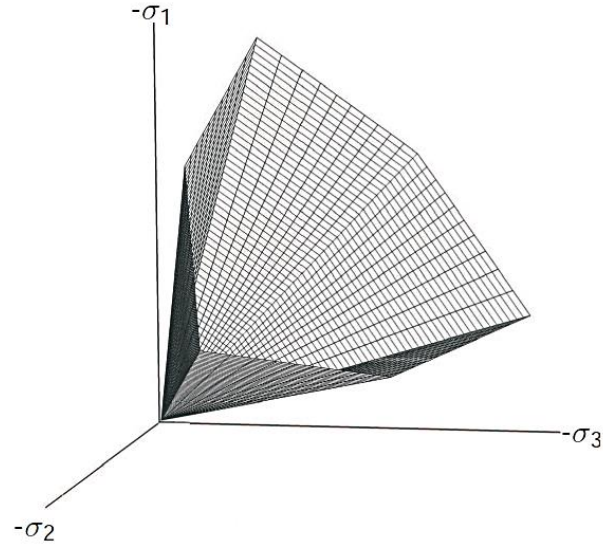


Figura 5.5. Superficie de fluencia del Modelo de Mohr-Coulomb (Plaxis, 2017).

Adicional a las seis funciones de fluencia, se definen seis funciones de potencial plástico para el Modelo Mohr-Coulomb.

$$\begin{aligned}
 g_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \operatorname{sen} \psi \\
 g_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \operatorname{sen} \psi \\
 g_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \operatorname{sen} \psi \\
 g_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \operatorname{sen} \psi \\
 g_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \operatorname{sen} \psi \\
 g_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \operatorname{sen} \psi
 \end{aligned}
 \tag{5.14}$$

5.1.2 MODELOS BASADOS EN LA TEORÍA DEL ESTADO CRÍTICO.

La idea central del estado crítico fue desarrollada de la aplicación de la teoría de la plasticidad a la mecánica de suelos, se basa en que los suelos fallan sobre una superficie única en el espacio q, p', e . El modelo de estado crítico incorpora el cambio de volumen a su criterio de falla.

Los tres parámetros que se usan para describir el cambio de estado de una muestra en una prueba triaxial (Britto and Gunn, 1987) son:

- Esfuerzo efectivo medio, p' .
- Esfuerzo desviador, q .
- Volumen específico, $v = 1+e$.

Estos parámetros se definen de la siguiente manera:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad (5.15)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2} \quad (5.16)$$

Si nos encontramos en el plano triaxial ($\sigma'_2 = \sigma'_3$)

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad (5.17)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (5.18)$$

Si a una muestra de suelo se le aplica compresión y expansión isotrópica, la trayectoria de esfuerzos graficada en el plano (p', v) que se muestra en la Figura 5.6a, es similar a la gráfica (σ'_v, e) obtenida de una prueba de consolidación. En la teoría del Estado Crítico, tanto la línea de consolidación normal como las de expansión y recompresión, se asumen como líneas rectas en el plano $(\ln p', v)$, con pendientes $-\lambda$ y $-\kappa$ respectivamente, como se observa en la Figura 5.6b.

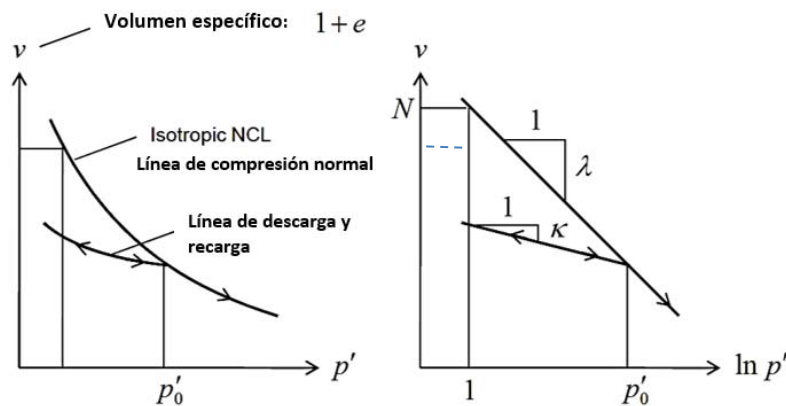


Figura 5.6. a) Gráfica de compresión isotrópica, expansión y recompresión en el plano (p', v) ; b) Curva idealizada en el plano $(\ln p', v)$ en la teoría del Estado Crítico (modificado de Britto y Gunn, 1987)

La ecuación de la línea de consolidación normal isotrópica es la siguiente (*ncl*):

$$v = N - \lambda \ln(p') \quad (5.19)$$

Donde:

N es una constante para un suelo en particular para una presión de referencia ($p'=1$), el valor de N depende de las unidades utilizadas para medir la presión.

La línea de descarga y recarga (*url*) se define mediante la siguiente ecuación:

$$v = v_{\kappa} - \kappa \ln(p') \quad (5.20)$$

La línea de estado crítico (*csl*) representa el estado final de las muestras de suelo en una prueba triaxial, en esta condición el estado de esfuerzos efectivos es el máximo de la superficie de fluencia y el esfuerzo cortante plástico puede producirse indefinidamente sin mayor expansión o contracción de la superficie de fluencia (Wood, 1990)

La superficie de estados críticos en el plano de esfuerzos (p' , q), es la línea que une los máximos de las superficies de fluencia (Figura 5.7 a). La línea *csl* se presenta cuando se satisfacen simultáneamente las siguientes ecuaciones:

$$q = Mp' \quad (5.21)$$

$$v = \Gamma - \lambda \ln(p') \quad (5.22)$$

Donde:

Γ es el volumen específico que intercepta a la presión de referencia ($p'=1$)

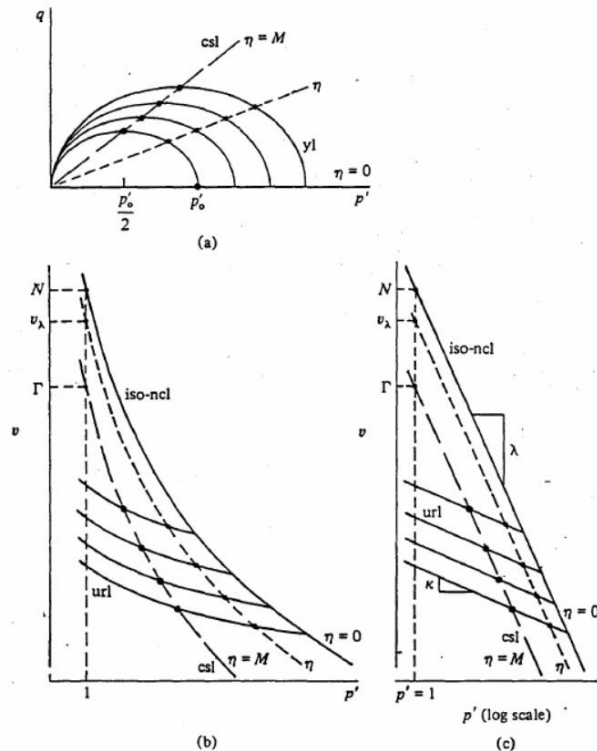


Figura 5.7 Línea de estado crítico (Wood, 1990)

5.1.2.1 Modelo Cam Clay modificado

El Modelo elasto-plástico de Cam Clay fue desarrollado en la Universidad de Cambridge por Roscoe *et al.* (1958) y luego modificado (Roscoe y Burland, 1968), se basa en la teoría del Estado Crítico y fue inicialmente pensada para simular el comportamiento de arcillas normalmente consolidadas bajo pruebas de compresión triaxial.

- **Comportamiento elástico**

El comportamiento del material se asume en dos partes, un comportamiento elástico y un comportamiento plástico; se puede asumir que el comportamiento elástico es isotrópico y definido por dos factores: el módulo de corte, G' y el módulo volumétrico, K' (Wood, 2012)

Este modelo asume que los cambios recuperables en volumen, se acompañan con algunos cambios en los esfuerzos efectivos principales p' de acuerdo a la expresión (5.23), ésta implica una relación lineal entre el volumen específico v , y el logaritmo del esfuerzo efectivo p' para carga-descarga elástica del suelo. Este modelo también asume que las deformaciones cortantes recuperables se acompañan de algunos cambios en el esfuerzo desviador q , de acuerdo con la expresión (5.24) (Wood, 2012).

$$\delta \varepsilon_p^e = \kappa \frac{\delta p'}{vp'} \quad (5.23)$$

$$\delta \varepsilon_q^e = \frac{\delta q}{3G'} \quad (5.24)$$

Donde:

ε_p^e es la deformación volumétrica elástica

ε_q^e es la deformación desviadora elástica

G' es el módulo de corte, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$G' = \frac{3(1 - 2\nu')K'}{2(1 + \nu')} \quad (5.25)$$

Donde:

ν' es la relación de Poisson.

K' es el módulo volumétrico, el cual se incrementa con el esfuerzo efectivo

$$K' = \frac{vp'}{\kappa} \quad (5.26)$$

Combinando las ecuaciones (5.23) y (5.24) la respuesta elástica esfuerzo-deformación se puede resumir en la siguiente matriz:

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_p^e \\ \delta \varepsilon_q^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \kappa/vp' & 0 \\ 0 & G'/3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (5.27)$$

- **Superficie de fluencia**

La superficie de fluencia en el plano de esfuerzos (p' , q) es una elipse centrada en el eje p' , lo que es más conveniente para hacer que pase por el plano de esfuerzos efectivos, en la Figura 5.8 se puede observar la superficie de fluencia en el plano de esfuerzos como en el plano de compresión.

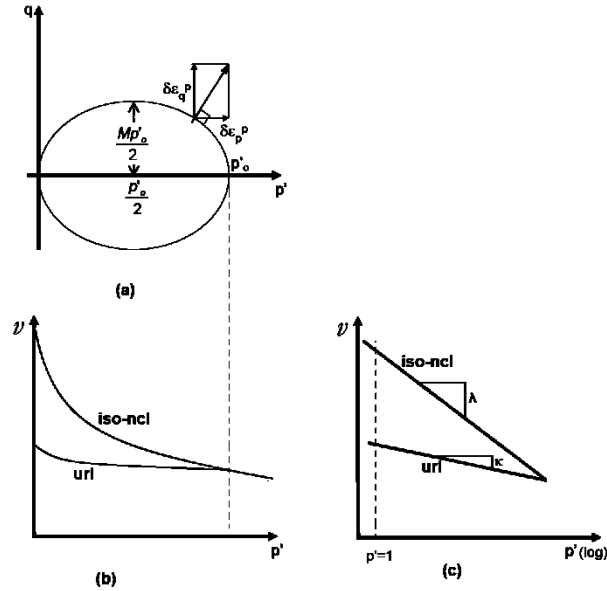


Figura 5.8. a) Superficie de fluencia en el plano (p' , q); b) c) Línea de compresión normal y línea de carga y descarga en el plano de compresión (Wood, 1990)

La ecuación de la elipse de la Figura 5.8, se presenta a continuación.

$$\frac{p'}{p'_o} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \quad (5.28)$$

Donde $\eta = \frac{q}{p'}$

La ecuación (5.28), representa un conjunto de elipses de la misma forma (controladas por M), todas pasando por el origen y controlado su tamaño por p'_o .

La ecuación de la superficie de fluencia también puede ser escrita de la siguiente manera:

$$f(\sigma, p'_o) = \frac{q^2}{M^2} - p'(p'_o - p') = 0 \quad (5.29)$$

En la ecuación (5.29), si $f < 0$ indica comportamiento elástico, si $f = 0$ indica que está ocurriendo la fluencia, si $f > 0$ no es válido.

- **Regla de fluencia.**

De acuerdo con Wood (2012), asumiendo que el suelo obedece a la condición de la normalidad, es decir que el vector incremental de deformación plástica es normal a la superficie de fluencia, entonces la ecuación de los potenciales plásticos es la misma ecuación (5.29)

$$g(\sigma) = f(\sigma, p'_0) = \frac{q^2}{M^2} - p'(p'_0 - p') = 0 \quad (5.30)$$

Por la condición de la normalidad, cuando las deformaciones plásticas se han producido, la relación de deformaciones plásticas se puede escribir como:

$$\frac{\delta \varepsilon_p^p}{\delta \varepsilon_q^p} = \frac{\partial g / \partial p'}{g / \partial q}$$

Finalmente:

$$\frac{\delta \varepsilon_p^p}{\delta \varepsilon_q^p} = \frac{M^2(2p' - p'_0)}{2q} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \quad (5.31)$$

Donde:

ε_p^p es la deformación volumétrica plástica

ε_q^p es la deformación desviadora plástica

El mecanismo de la deformación plástica únicamente depende de la relación de esfuerzos a la que está sucediendo la fluencia, y cambia continuamente conforme cambia la relación de esfuerzos.

Mediante la relación de esfuerzos, se puede evaluar cómo se comportará el suelo, muchos casos particulares son de especial interés:

- Para $\eta=0$, $\frac{\delta \varepsilon_p^p}{\delta \varepsilon_q^p} = \infty$, implica compresión sin distorsión y este es adecuado para consolidación isotrópica sin aplicación de esfuerzo desviador.
- Para $\eta=M$, $\frac{\delta \varepsilon_p^p}{\delta \varepsilon_q^p} = 0$, implica distorsión sin compresión y este es adecuado para consolidación isotrópica sin aplicación de esfuerzo desviador.
- Para $\eta < M$, $\frac{\delta \varepsilon_p^p}{\delta \varepsilon_q^p} > 0$, implica que hay distorsión y además compresión.
- Para $\eta > M$, $\frac{\delta \varepsilon_p^p}{\delta \varepsilon_q^p} < 0$, implica que hay distorsión y además expansión.

Ley de endurecimiento

Asumiendo que la superficie de fluencia se expande con una forma constante, el tamaño inicial está controlado por p'_0 , la expansión de la superficie de fluencia y el endurecimiento del suelo, están ligados con la compresión normal del suelo. Suponiendo una relación lineal entre el volumen específico v y el logaritmo del esfuerzo efectivo medio p'_0 durante la compresión normal isotrópica.

$$v = N - \lambda \ln(p'_0) \quad (5.32)$$

Donde N es una constante del suelo que especifica la posición de la línea de compresión normal isotrópica en el plano de compresión (p' , v). Entonces la magnitud de la deformación volumétrica plástica está dada por la ecuación

$$\delta\varepsilon_p^p = \left(\frac{\lambda - \kappa}{v}\right) \frac{\delta p'_0}{p'_0} \quad (5.33)$$

Los elementos de endurecimiento se convierten:

$$\frac{\delta p'_0}{\delta\varepsilon_p^p} = \frac{vp'_0}{\lambda - \kappa} \quad (5.34)$$

$$\frac{\delta p'_0}{\delta\varepsilon_q^p} = 0 \quad (5.35)$$

Así la respuesta esfuerzo-deformación plástica se puede resumir en la siguiente matriz

$$\begin{bmatrix} \delta\varepsilon_p^p \\ \delta\varepsilon_q^p \end{bmatrix} = \frac{(\lambda - \kappa)}{vp'(M^2 + \eta^2)} \begin{bmatrix} (M^2 + \eta^2) & 2\eta \\ 2\eta & \frac{4\eta}{M^2 + \eta^2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (5.36)$$

La cantidad de endurecimiento (H , por hardening) está dada por:

$$H = -\frac{\partial f}{\partial p'_0} \frac{\partial p'_0}{\partial\varepsilon_p^p} \frac{\partial g}{\partial p'} = -(-p') \left(\frac{vp'_0}{\lambda - \kappa}\right) (2p' - p'_0) \quad (5.37)$$

5.1.2.2 Modelo Soft Soil

El modelo soft soil está basado en el modelo Cam Clay Modificado, mejorando algunos inconvenientes de este modelo; así el modelo soft soil no involucra la sobre-predicción de resistencia al esfuerzo cortante para estados de esfuerzos sobreconsolidados. El comportamiento de rigidez en el modelo se basa en una relación logarítmica entre el esfuerzo efectivo medio y la deformación volumétrica, ε_p (en lugar de la relación de vacíos), para ello involucra el índice de compresión modificado λ^* , en lugar de λ del modelo Cam Clay modificado (Brinkgreve, 2005). En la línea de consolidación normal, la relación entre los cambios en la deformación volumétrica y los cambios en los esfuerzos efectivos medios es la siguiente:

$$\varepsilon_p - \varepsilon_{p0} = \lambda^* \ln\left(\frac{p' + c' \cot\phi'}{p'_0 + c' \cot\phi'}\right) \quad (5.38)$$

En la condición de descarga y recarga isotrópica, la relación de la deformación volumétrica elástica con el esfuerzo efectivo medio se presenta en la ecuación (5.39).

$$\delta\varepsilon_p^e - \delta\varepsilon_{p0}^e = \kappa^* \ln\left(\frac{p' + c' \cot\phi'}{p'_0 + c' \cot\phi'}\right) \quad (5.39)$$

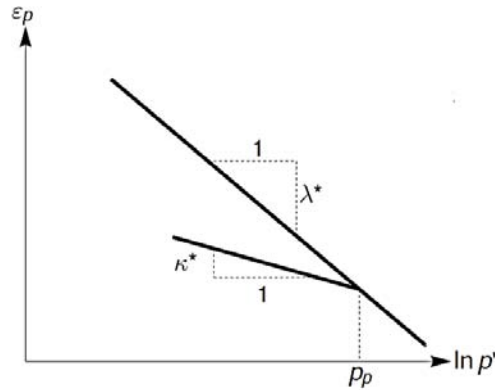


Figura 5.9 Relación logarítmica entre la deformación volumétrica y el esfuerzo efectivo medio (Plaxis, 2017).

El parámetro κ^* es el índice de recompresión modificado, determinado mediante el comportamiento del suelo durante descarga y recarga. Este comportamiento se asume elástico y se describe mediante la ley de elasticidad de Hooke, por lo tanto, hay una dependencia lineal de esfuerzos con el módulo de volumétrico:

$$K_{ur} = \frac{E_{ur}}{3(1 - 2\nu_{ur})} = \left(\frac{p' + c' \cot \phi}{\kappa^*} \right) \quad (5.40)$$

El subíndice “ur” significa que los parámetros están relacionados con rama de descarga y recarga.

- **Superficie de fluencia**

El modelo Soft Soil puede representar el comportamiento de suelos bajo un estado de esfuerzos general. Para el caso de condición de carga triaxial ($\sigma'_2 = \sigma'_3$), la superficie de fluencia en el modelo Soft Soil, está dada por:

$$f = \bar{f} - p_p \quad (5.41)$$

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

$$\bar{f} = \frac{\tilde{q}^2}{M^2 + (p' + c \cot \phi)} + p' \quad (5.42)$$

$$p_p = p_p^0 \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* + \kappa^*}\right) \quad (5.43)$$

Donde:

M es el parámetro que rige la altura de la elipse

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

$$\alpha = \frac{(3 + \text{sen } \phi)}{(3 - \text{sen } \phi)}$$

El valor de p_p se determina por la deformación volumétrica plástica, siguiendo la relación de endurecimiento de la ecuación (5.43), esta ecuación refleja que el esfuerzo de preconsolidación incrementa exponencialmente con el decremento de la deformación volumétrica plástica (compactación)

La superficie de fluencia ($f=0$) representa una elipse en el plano de esfuerzos $p' - \tilde{q}$, como se muestra en la Figura 5.10. El parámetro M determina la altura de la elipse. La parte más alta de todas las elipses se localiza en la línea con pendiente M , en (Burland, 1965) y (Burland, 1967), la línea con pendiente M se conoce como la línea de estado crítico y representa un estado de esfuerzos después de la falla pico, este parámetro se basa en el ángulo de fricción del ángulo crítico. Sin embargo, en el modelo Soft Soil, la falla no necesariamente está relacionada con el estado crítico. El criterio de falla de Mohr Coulomb es una función de la resistencia de los parámetros ϕ y c , el cual podría no corresponder a la línea M .

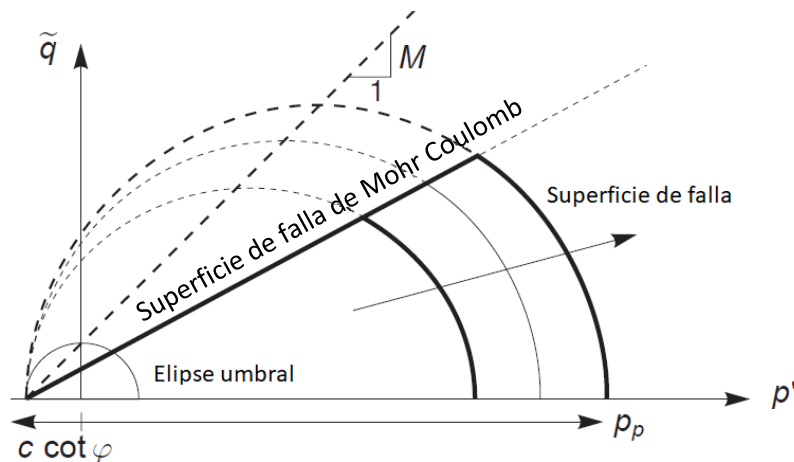


Figura 5.10. Superficie de falla del modelo Soft Soil en el plano $p' - \tilde{q}$ (Plaxis, 2017)

El esfuerzo de preconsolidación isotrópica p_p determina la extensión de la elipse en el eje p' , durante la carga un número infinito de elipses pueden existir, cada una corresponde a un valor en particular de p_p . En tensión ($p' < 0$) la elipse se extiende hasta $c \cot \phi$, para asegurar que el lado derecho de la elipse siempre permanezca en el lado de la compresión ($p' > 0$) un mínimo valor de $c \cot \phi$. Para $c=0$, un valor mínimo de p_p igual al esfuerzo unitario. Por lo tanto, hay una elipse “límite” como se muestra en la Figura 5.10.

En el modelo Soft Soil la superficie de fluencia dada por la ecuación (5.41), describe la deformación volumétrica irreversible en consolidación primaria y forma la “tapa o envolvente” de la superficie de fluencia, para modelar el estado de falla, una función de fluencia tipo Mohr-Coulomb perfectamente plástica es usada. Esta función de fluencia representa una línea de resistencia en el plano $p' - \tilde{q}$, como se muestra en la Figura 5.10.

Para el estado general de esfuerzos (p', q) el comportamiento plástico del modelo Soft Soil es definido por la combinación de la superficie de fluencia de la tapa y las funciones de fluencia de Mohr Coulomb. La superficie de fluencia total en el estado de esfuerzos como se indica en la Figura 5.11.

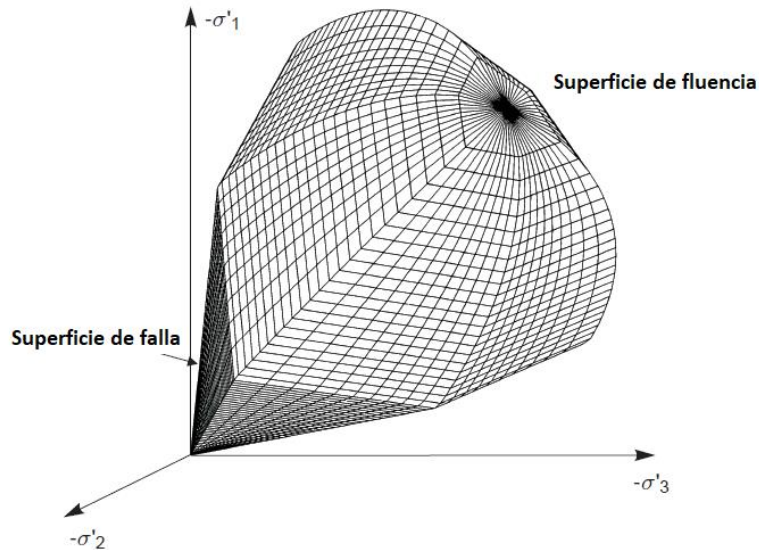


Figura 5.11. Superficie de fluencia total de fluencia del modelo Soft Soil en el espacio de esfuerzos principales (Plaxis, 2017)

- **Parámetros del modelo Soft Soil**

El modelo Soft Soil requiere de los parámetros del Criterio de falla de Mohr Coulomb, así como los índices de compresión y expansión, en total los parámetros que se requiere para modelar el comportamiento del suelo con Soft Soil se muestran en la Tabla 5.1

Tabla 5.1 Parámetros básicos del modelo Soft Soil (Plaxis, 2017)

λ^* :	Índice de compresión modificado	[-]
κ^* :	Índice de recompresión modificado	[-]
c :	Cohesión efectiva	[kN/m ²]
ϕ :	Ángulo de fricción	[°]
ψ :	Ángulo de dilatancia	[°]
σ_t :	Resistencia a la tensión	[kN/m ²]

La relación de estos parámetros con el coeficiente de compresión (C_c) y en coeficiente de recompresión (C_r) son las siguientes:

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3 (1 + e_0)} \quad (5.44)$$

$$\kappa^* \approx \frac{2}{2.3} \left(\frac{C_r}{1 + e_0} \right) \quad (5.45)$$

Donde:

C_c : es el coeficiente de compresión obtenido de una prueba de consolidación unidimensional

C_r : es el coeficiente de recompresión obtenido mediante una prueba de consolidación unidimensional

5.2 VIGAS EMBEBIDAS

Los pilotes e inclusiones son elementos tridimensionales y modelarlos en 2D siempre ha representado un problema, Plaxis ha incorporado a sus análisis 2D los elementos denominado “vigas embebidas o pilotes embebidos” (Engin *et al.*, 2007), los cuales modelan el efecto tridimensional de los pilotes, considerando la separación entre ellos, este modelo fue desarrollado por Plaxis 3D foundation software, en este caso la inclusión se modela mediante elementos vigas que se conectan con el suelo usando elementos de interfaz, estos elementos no distorsionan la malla e introducen unos pocos nodos, lo cual reduce el esfuerzo de cómputo de manera significativa en comparación con los elementos de volumen.

El modelo de viga embebida se implementa a partir de un elemento tipo viga, el cual está conectado al suelo mediante interfaces de fricción lateral y punta. Las fuerzas que actúan en la inclusión o pilote son representadas por la fricción lateral y la fuerza en la punta (Figura 5.12). De acuerdo con Engin (2009), la fricción lateral actuando en el contacto pilote-suelo se determina con base en el “deslizamiento” entre los nodos del pilote y del suelo; la fuerza actuante en la base se determina por movimientos relativos en la punta del pilote. Cuando se usa un modelo elástico la fricción lateral y la fuerza se incrementan linealmente de acuerdo con la relación lineal fuerza-desplazamiento, para limitar este incremento, se pueden usar modelos inelásticos basados en pruebas de carga de pilotes o métodos convencionales para diseño por capacidad de carga.

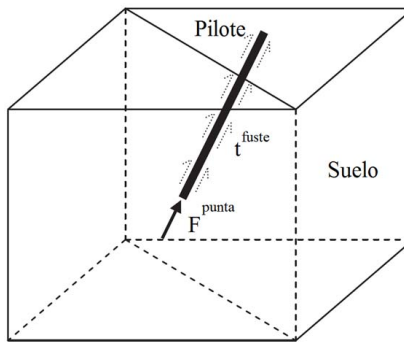


Figura 5.12 Esquema simplificado del modelo “viga embebida” (Engin *et al.*, 2009)

La dependencia del tamaño de la malla se verificó en trabajos previos (Engin *et al.*, 2007), diferentes curvas esfuerzo deformación y/o capacidad de carga se obtienen para una capacidad de pila definida. Se obtiene un comportamiento suave usando un tamaño de malla más pequeño, sin embargo, mallas finas a muy finas llegan a fallar antes de alcanzar la capacidad de carga del pilote. Esto se debe a que cuando hay elementos de suelo pequeños alrededor del pilote, hay elementos que están en la “región real del pilote” (Figura 5.13). Embebiendo el sub-pilote, el único elemento adyacente del suelo llevará a un comportamiento local que sufre el efecto del tamaño del elemento, cuanto más pequeño sea el elemento, el efecto local será más fuerte. Para reducir este efecto, se introduce la llamada “aproximación de región elástica” en la cual los puntos Gaussianos del suelo que caen dentro del radio del pilote se asumirá que permanecerán elásticos.

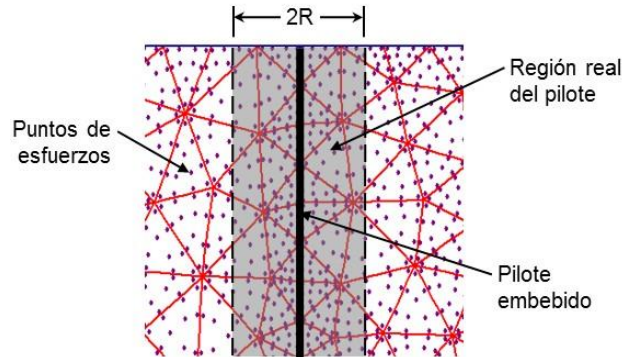


Figura 5.13. Aproximación de la región elástica (Rodríguez et al., 2014)

El comportamiento de un pilote embebido en compresión se validó con base en los datos de la prueba de carga del pilote del puente Alzey y una pila de desplazamiento en Amsterdam (Engin et al., 2007). Los resultados muestran que el modelo puede ser eficiente para el caso de pilotes con perforación previa.

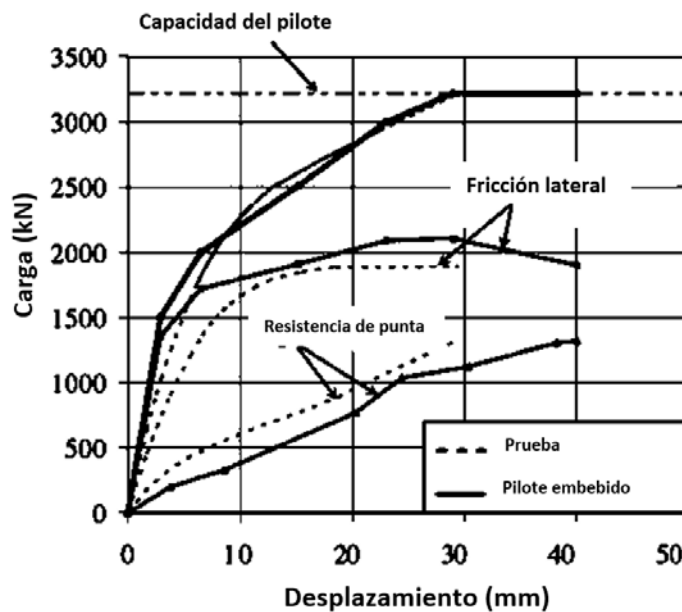


Figura 5.14. Curvas de carga desplazamiento de la prueba de carga del pilote del puente de Alzey presentada junto con los resultados del pilote embebido modelado en Plaxis 3D foundation (Engin et al., 2009)

En México se han hecho estudios recientes para la validación del modelo de los pilotes embebidos en Plaxis (Rodríguez et al., 2014), dicha validación se hizo comparando los resultados de pilotes embebidos con el comportamiento de un grupo de pilotes de volumen en un medio formado por suelos blandos saturados sometidos al proceso de consolidación regional. Para analizar la influencia del hundimiento regional, Rodríguez (2014) utilizó las hipótesis de abatimiento piezométrico mostradas en la Figura 5.15. El análisis se efectuó en tres etapas: en la primera se aplicó una carga directa de 50 kPa sobre la losa de cimentación, en la Etapa 2, se aplicó el abatimiento intersticial de la hipótesis 1, en la etapa 3 se consideró el abatimiento de la hipótesis 2.

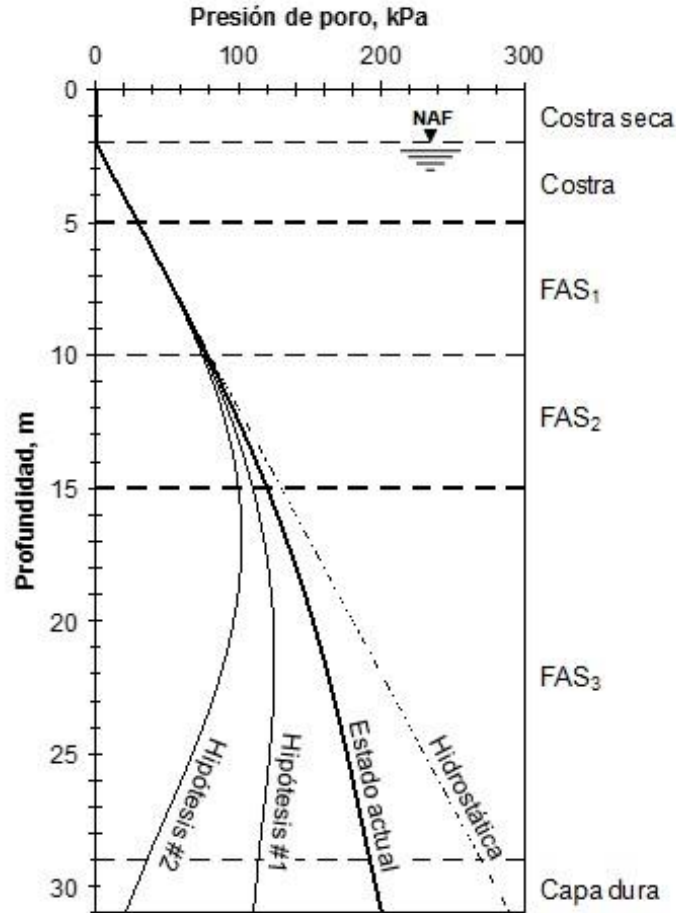


Figura 5.15. Condiciones piezométricas actuales e hipótesis de abatimiento (Rodríguez et al., 2014)

Para definir al pilote embebido, Rodríguez determinó la capacidad límite por fricción (C_f) a partir de la resistencia no drenada media del suelo a lo largo del fuste ($c_u = 68.60$ kPa) y un factor de adherencia (α) unitario, calculó la capacidad de carga límite por punta (C_p) considerando un valor de c_u en la punta del pilote de 70kPa y un factor de capacidad de carga (N) de 7.

Los modelos desarrollados por Rodríguez *et al.* (2014) son los que se muestran en la Figura 5.16. El autor evaluó la necesidad de incluir un elemento de interfaz y encontró que la variación máxima obtenida en los valores de asentamientos fue de tan sólo 0.30%, por lo que se confirmó lo establecido por Rodríguez (2010) “... para el modelado a largo plazo del comportamiento de un pilote que forma parte de un grupo, no es necesario emplear elementos de interfaz fuste-suelo. Esto se debe a que su comportamiento depende en mayor medida de la compresibilidad del suelo que de su resistencia al corte”.

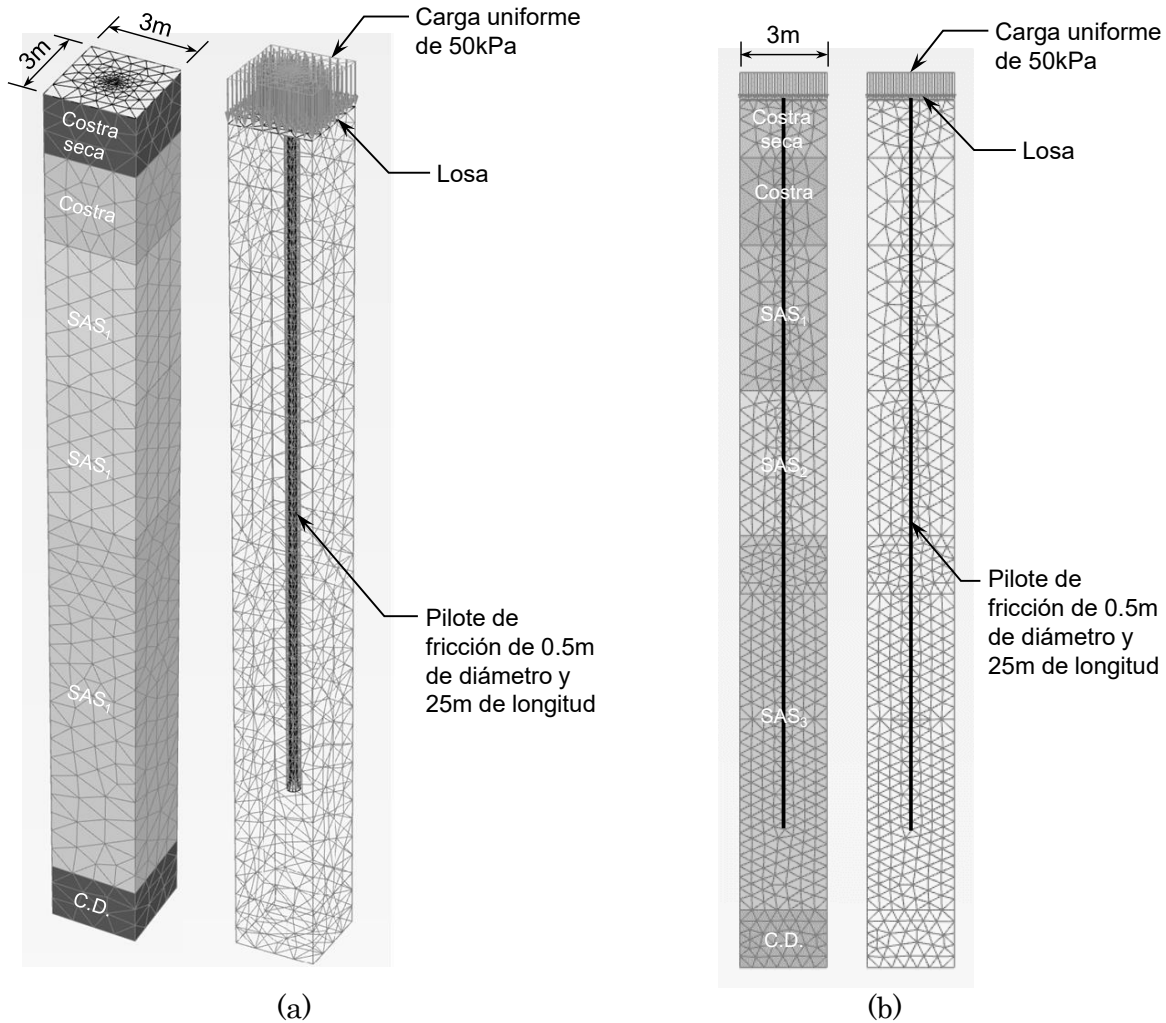


Figura 5.16. (a) Malla de elementos finitos modelo 3D, (b) Malla de elementos finitos modelo 2D. (Rodríguez et al., 2014)

Rodríguez *et al.* (2014), presentó como resultados la relación de asentamientos δ_p/δ_{ref} (asentamiento con “pilote embebido” / asentamiento con pilote de volumen) para las tres etapas de análisis (Tabla 5.2). Asimismo, presentó las gráficas de la variación con la profundidad de la relación de cargas axiales Q_p/Q (carga axial desarrollada a lo largo del pilote / carga transmitida por la cabeza del pilote) para los “pilotes embebidos” en 3D y 2D, respectivamente, y su comparación con el pilote de volumen (Figura 5.16).

Tabla 5.2. Relación de asentamientos para los “pilotes embebidos” (Rodríguez et al., 2014)

Pilote	δ_p / δ_{ref}		
	Etapla 1	Etapla 2	Etapla 3
Embebido 3D	0.96	1.03	-
Embebido 2D	0.97	1.13	1.24

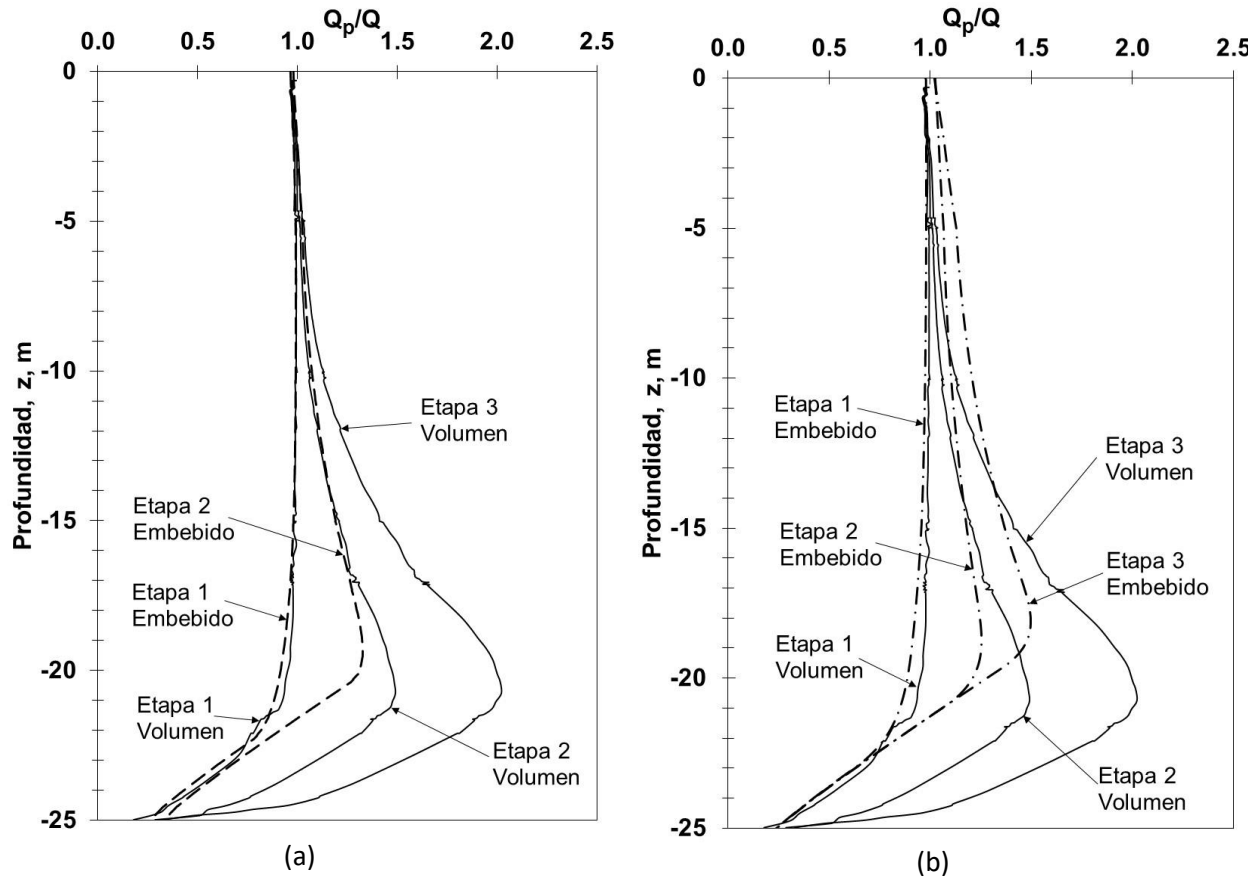


Figura 5.17. (a) Carga axial en pilotes embebidos y de volumen en un modelo 3D, (b) Carga axial en pilotes embebidos y de volumen en un modelo 2D (Rodríguez et al., 2014)

De los resultados anteriores, el autor concluye que los “pilotes embebidos” son una excelente herramienta para modelar problemas de capacidad de carga y asentamientos generados por carga externa, sin embargo, al modelar el hundimiento regional pierden precisión conforme se aumenta la magnitud del abatimiento.

6 CASO DE ESTUDIO

6.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES

Dentro de los trabajos para la construcción del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México se proyecta la construcción de cuatro túneles en cajón que conectarán el edificio terminal con otras áreas del aeropuerto (Figura 6.1).

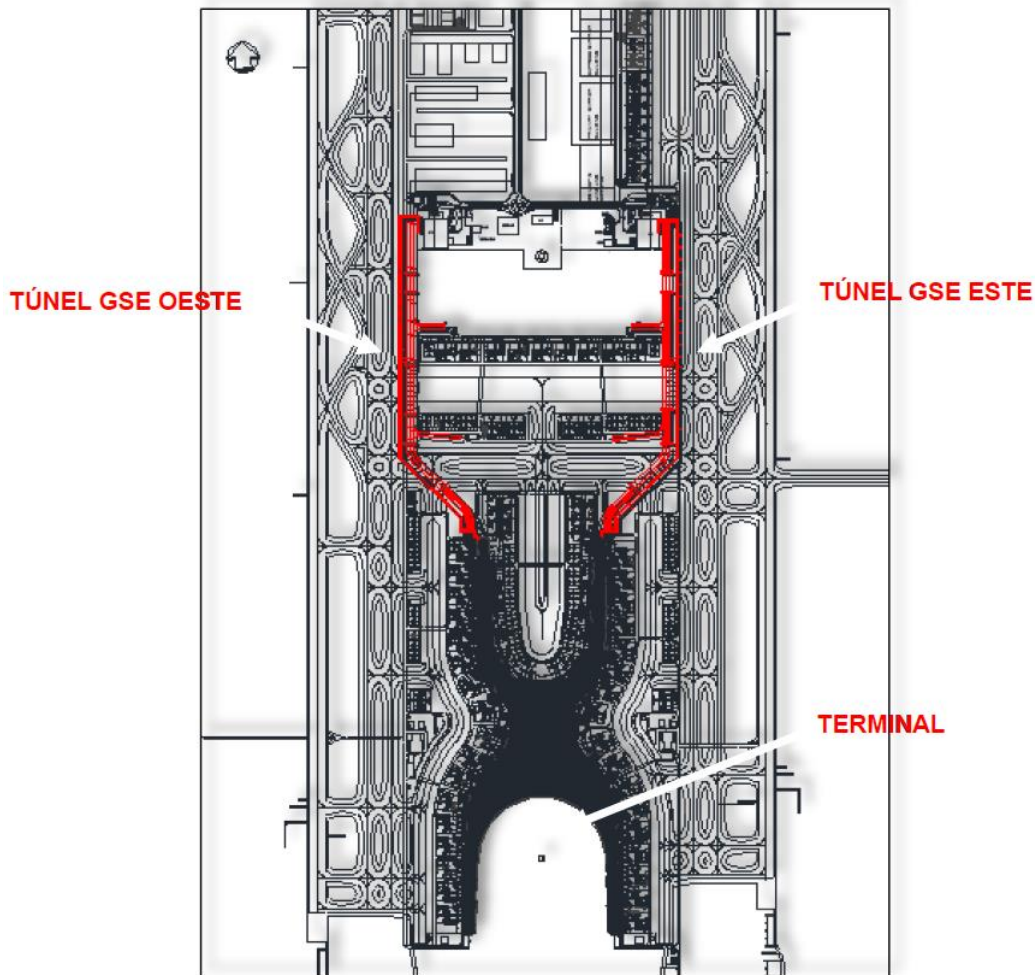


Figura 6.1. Localización de los túneles GSE Oeste y Este (TASANA, 2016)

En este trabajo se analiza el túnel GSE este, el cual se proyecta con 4 carriles, dos por sentido. Como se observa en la Figura 6.2, se tendrán secciones abiertas y cerradas (partes sombreadas), estas últimas serán parte de las calles de rodaje sobre las cuales circularán los aviones y vehículos auxiliares del aeropuerto, en esta figura se muestra la ubicación de la sección de análisis. El túnel constará de dos secciones, una de ellas tendrá un muro intermedio como se muestra en la Figura 6.3, y la otra tendrá una galería para emergencia (Figura 6.4).

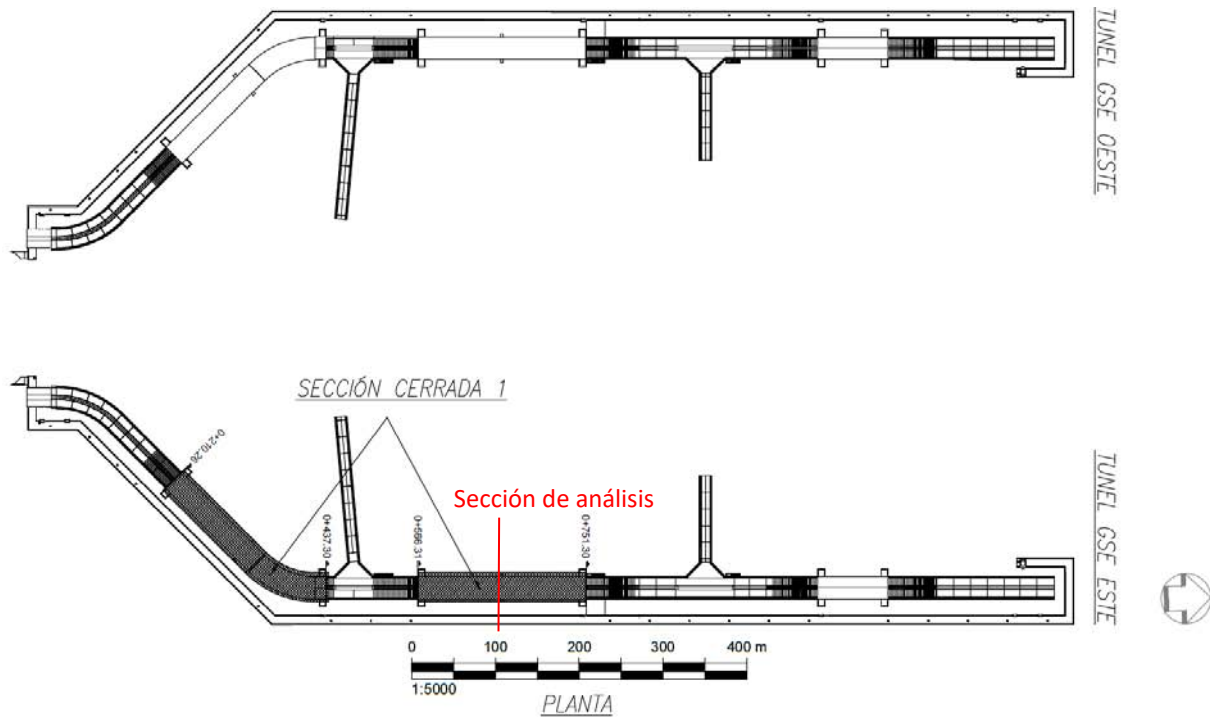


Figura 6.2. Planta general con localización de las zonas cerradas del túnel GSE Este (II UNAM, 2016)

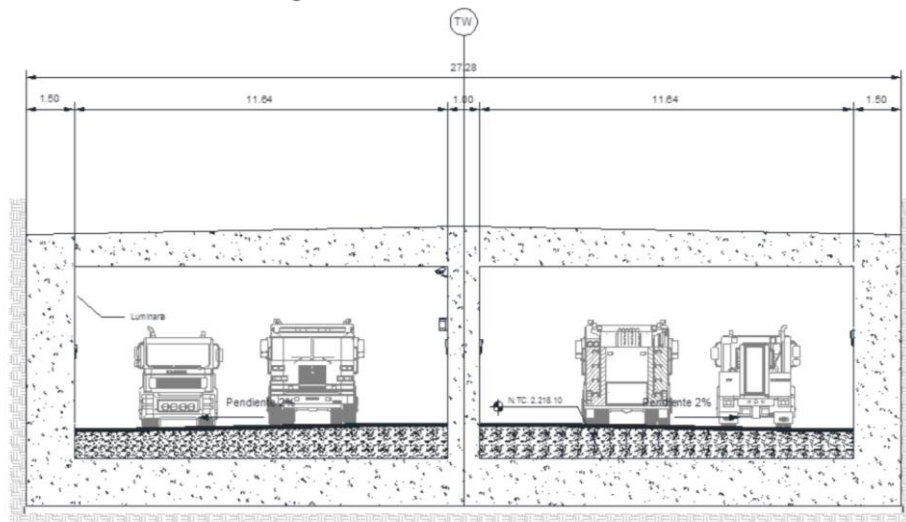


Figura 6.3. Sección en cajón con muro intermedio, túneles GSE Este (TASANA, 2016)

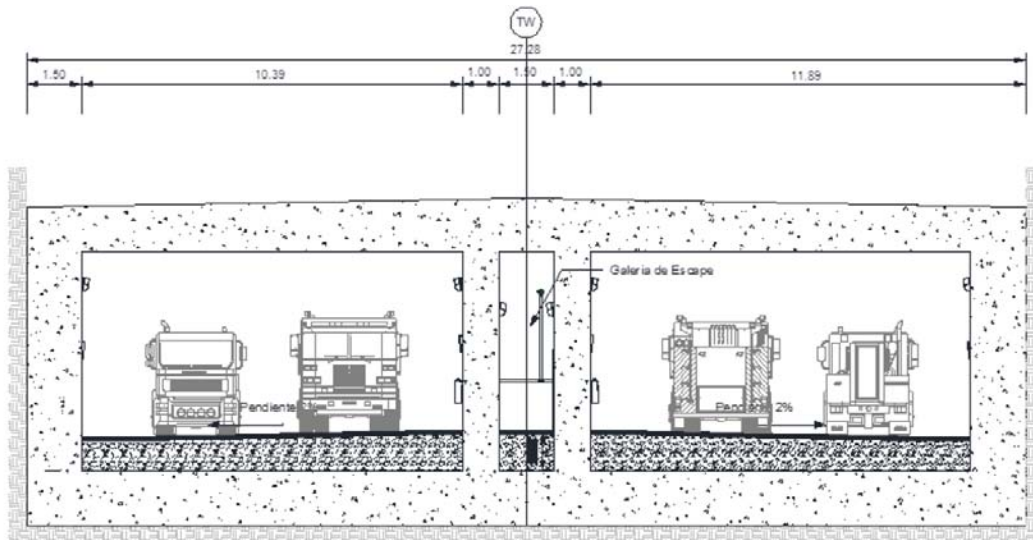


Figura 6.4. Sección en cajón con galería intermedia, túneles Este (TASANA, 2016)

La sección de análisis corresponde al cajón con galería intermedia.

6.2 CONDICIONES DE CARGA

Para análisis a largo plazo, se considera la carga del avión de diseño (Avión tipo New Large Aircraft, NLA), en la Figura 6.5 se muestra el arreglo de neumáticos, tomando en cuenta que para cada neumático se aplica a la superficie de rodamiento una carga puntual de 34 t, carga a la cual se le incrementará un 30% por efectos de impacto por el movimiento del avión (TASANA, 2016).

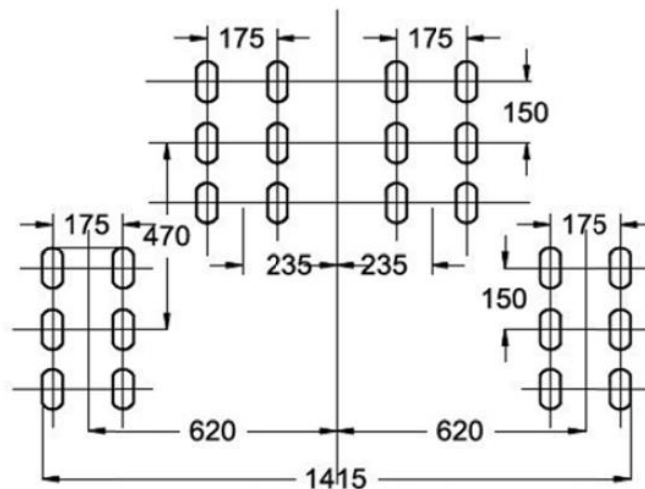


Figura 6.5. Arreglo de neumáticos del avión de diseño (TASANA, 2016)

Otra de las cargas consideradas para el análisis a largo plazo, es la estructura del terraplén de tezontle y pavimento colocado en toda el área donde se construirá el túnel en sección cerrada.

6.3 CONDICIONES PIEZOMÉTRICAS

La campaña de exploración indica que el nivel freático en el sitio de estudio se encuentra a 0.65 m de profundidad, a partir del terreno natural. Para el túnel GSE Este, la estación piezométrica más cercana es la EPZ-10, la ubicación de dicha estación se encuentra en la Figura 6.6, las mediciones piezométricas en dicha estación se muestran en la Figura 6.7.

Además, esta información se complementó con la información del sondeo EMS-10, cuya piezometría se muestra en la Figura 6.8.

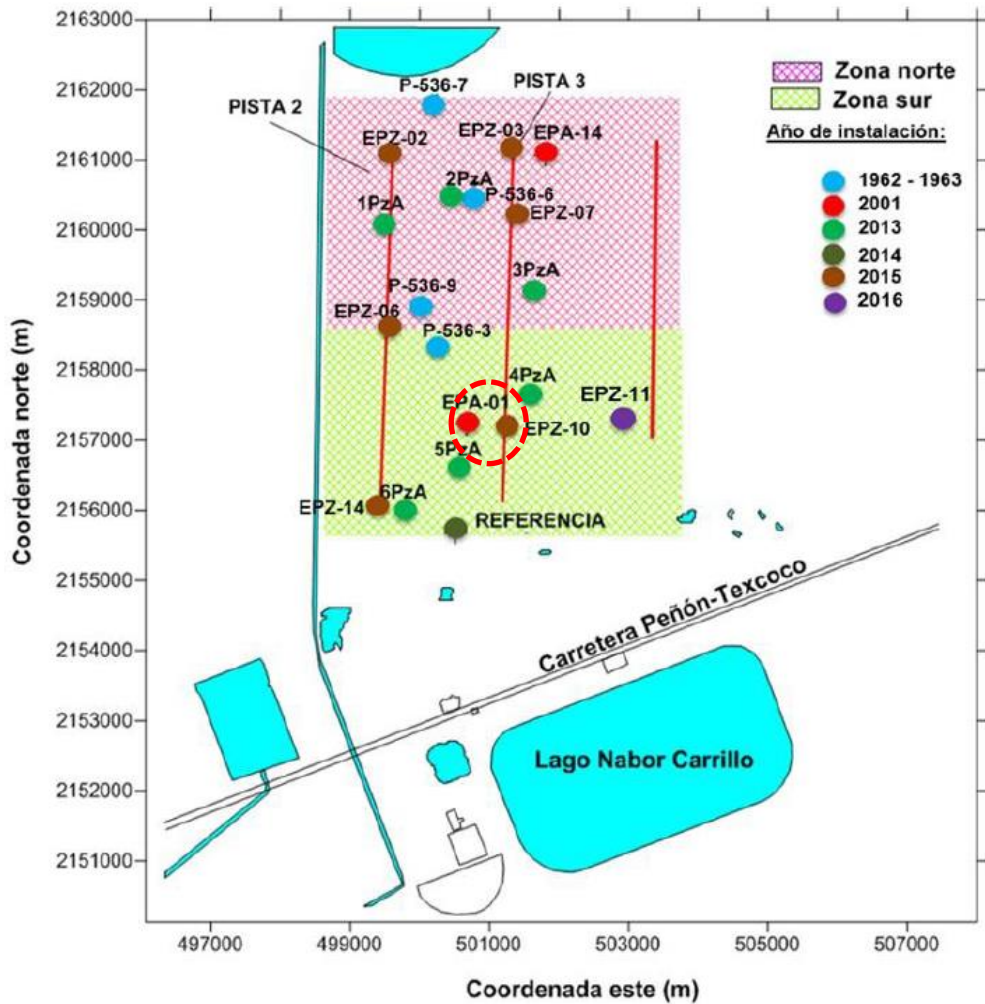


Figura 6.6. Localización de las estaciones piezométricas (II UNAM, 2016)

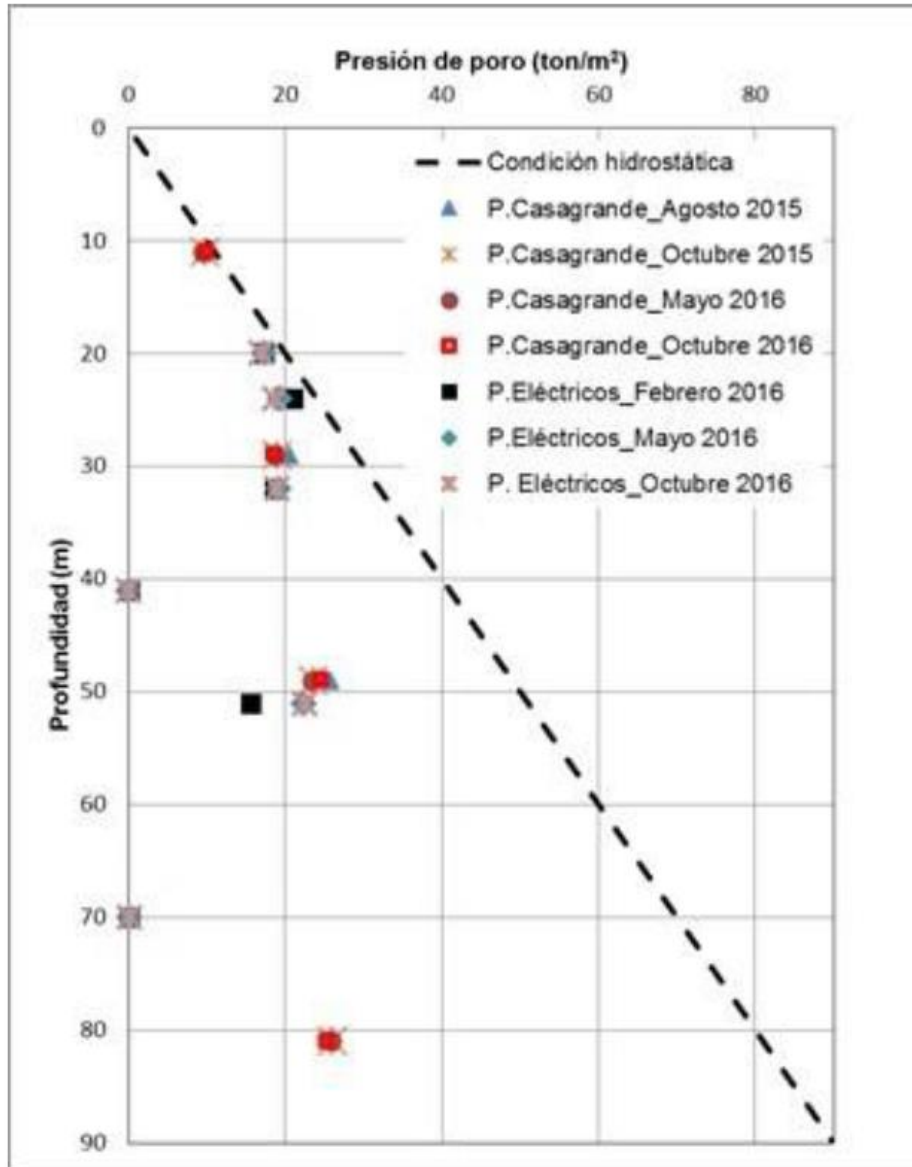


Figura 6.7. Piezometría de la Estación EPZ-10 (IIUNAM, 2016)

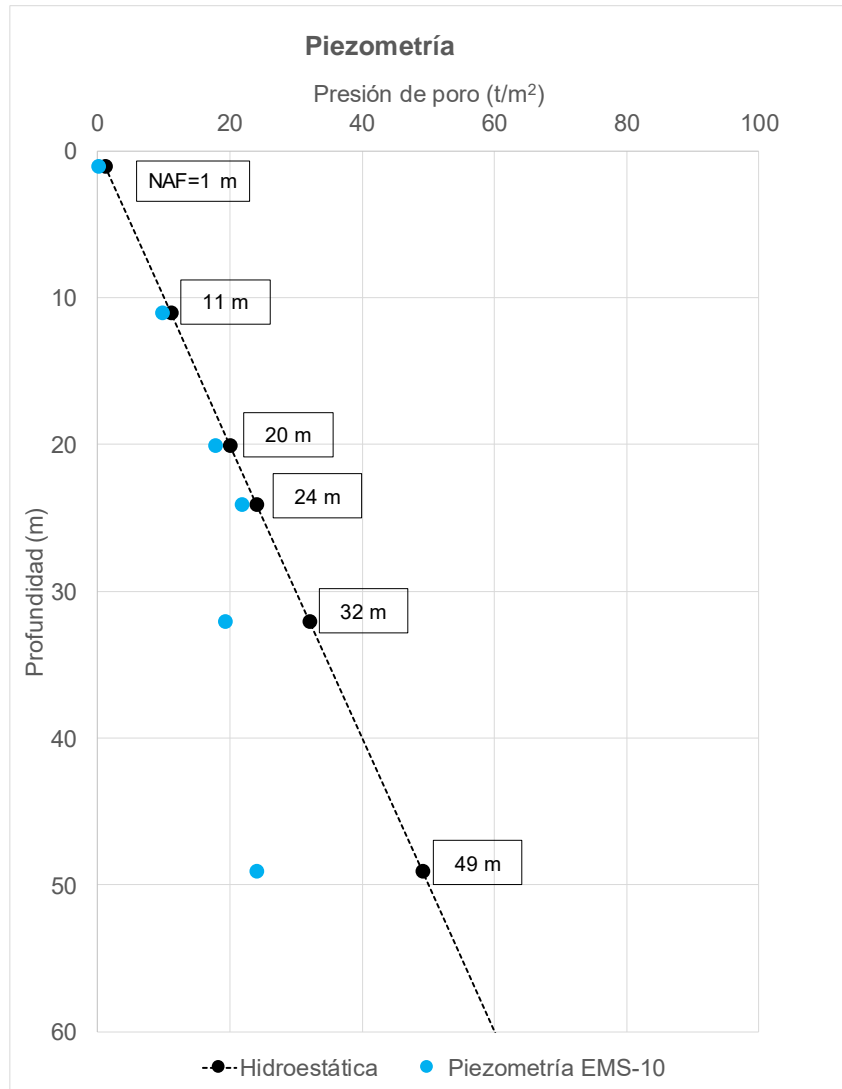


Figura 6.8. Distribución de presión de poro del sondeo EMS-10 (II UNAM, 2016)

Con la información de las estaciones anteriores, la presión de poro considerada para la modelación numérica se presenta en la Figura 6.9.

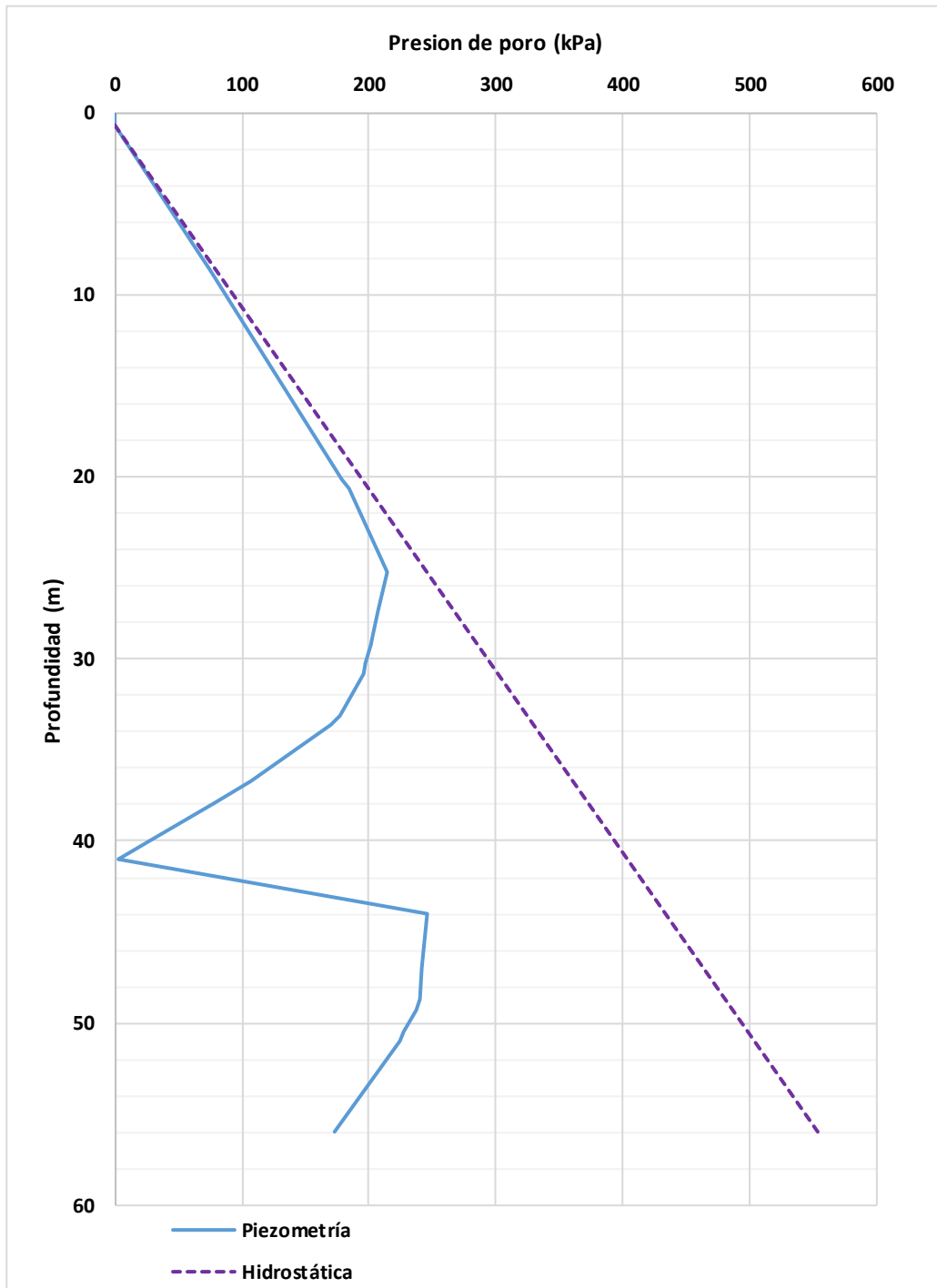


Figura 6.9. Presión de poro considerada para modelado numérico

Para determinar las curvas de abatimiento a futuro, fueron utilizadas las estimaciones de abatimiento de presión de poro estimadas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (IINGEN, 2016), las cuales se basaron en las mediciones de las velocidades de abatimiento de los estratos permeables, obtenidas entre junio de 2015 y mayo de 2016 de las estaciones EPZ-02, EPZ-03, EPZ-06, EPZ-07, EPZ-10 y EPZ-14 ubicadas a lo largo de las pistas 2 y 3. Así las velocidades de abatimiento de presión de poro de los extremos superior e inferior de los estratos compresibles, calculadas en cada una de las estaciones se muestran en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1. Velocidades de abatimiento (II UNAM, 2016)

Estrato compresible	Frontera permeable	Velocidades de abatimiento de la presión de poro (ton/m ²)/año						
		EPZ-02	EPZ-03	EPZ-06	EPZ-07	EPZ-10	EPZ-14	EPZ-11
	Costra superficial	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
FAS								
	Capa dura	1.002	1.440	3.693	3.630	1.974	1.736	2.986
FAI								
	Depósitos profundos	0.278	1.320	1.002	0.402	2.956	0.570	0.882
FAP								
	Formación estratificada profunda	3.218	0.096	0.846	1.165	0.916	1.011	1.039

Además fue modelada la evolución de la presión de poro de febrero a mayo de 2016 para el sitio TB-08, el cual se encuentra muy cerca de la zona del túnel GSE Este (Figura 6.10), las velocidades de hundimiento para este sitio fueron las que se determinaron para el punto de la estación EPZ-10 de la Tabla 6.1.

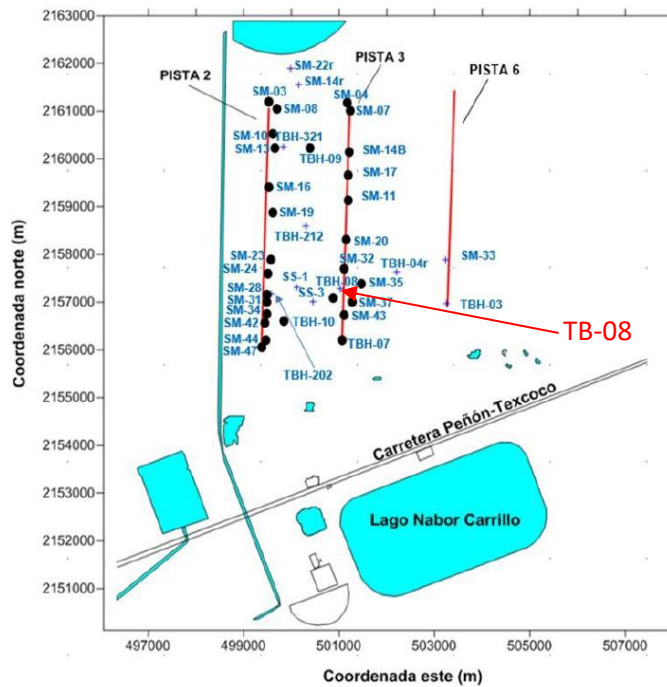


Figura 6.10. Ubicación del sitio TB-08 (II UNAM, 2016)

Como puede observarse en la Figura 6.11, la estimación de la evolución piezométrica en el sitio modelado dentro del periodo de calibración de febrero a mayo de 2016 fue similar a los valores medidos en campo en el mismo periodo.

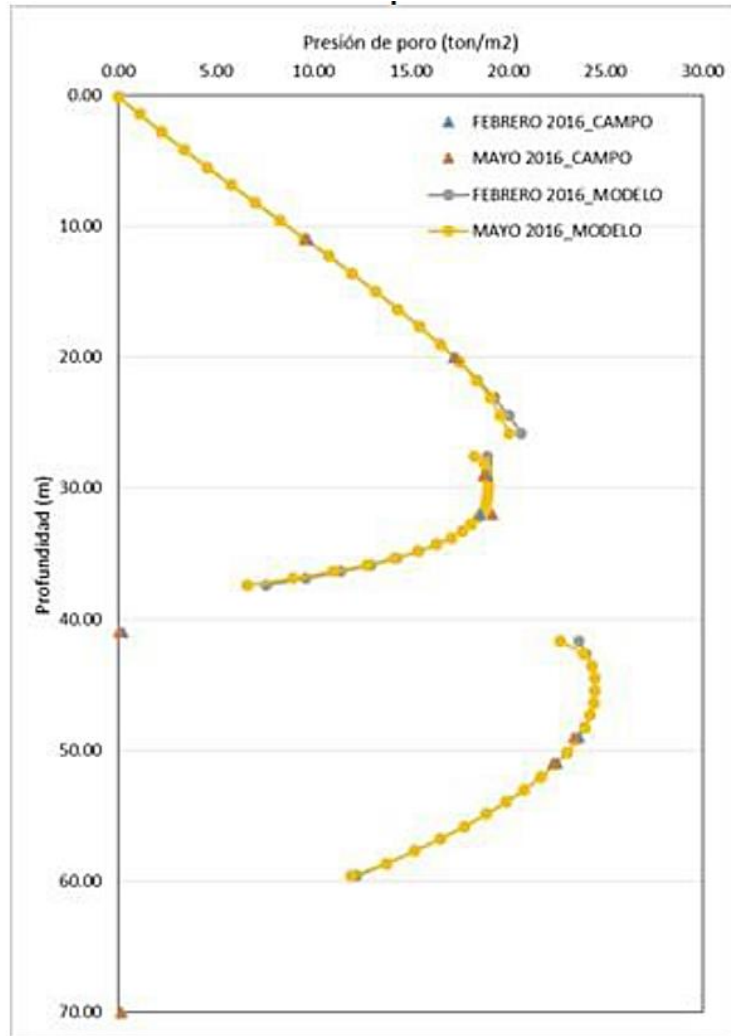


Figura 6.11. Isócrona de calibración TB-08 (II UNAM, 2016)

Por medio de la calibración del modelo, se realizaron las estimaciones para un periodo de 50 años (Figura 6.12.). En dicha figura se presenta la evolución de la presión de poro para los años 2016, 2036, 2046, 2056 y 2066.

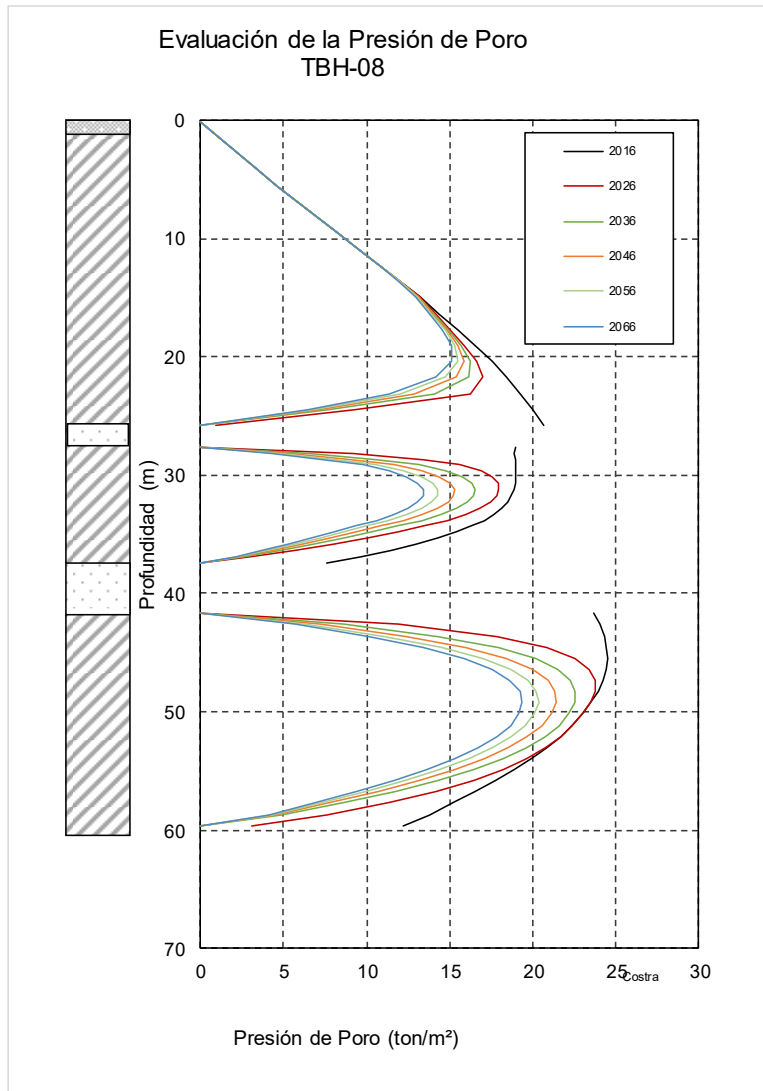


Figura 6.12. Estimaciones futuras de las condiciones piezométricas TB-08 (II UNAM, 2016)

6.4 CONDICIONES DE PRECARGA

El Proyecto del NAICM, comprende el mejoramiento del suelo arcilloso mediante precarga. La precarga en el sitio de estudio se conforma de la siguiente manera: 3 capas de tezontle (2 de 0.50 m de espesor y una de 1.00 m) y dos de balasto (ambas de 1.00 m de espesor) por un periodo mayor a un año. Concluido ese periodo, las capas de balasto serían retiradas, en la Figura 6.13, se muestra la distribución de esta precarga.

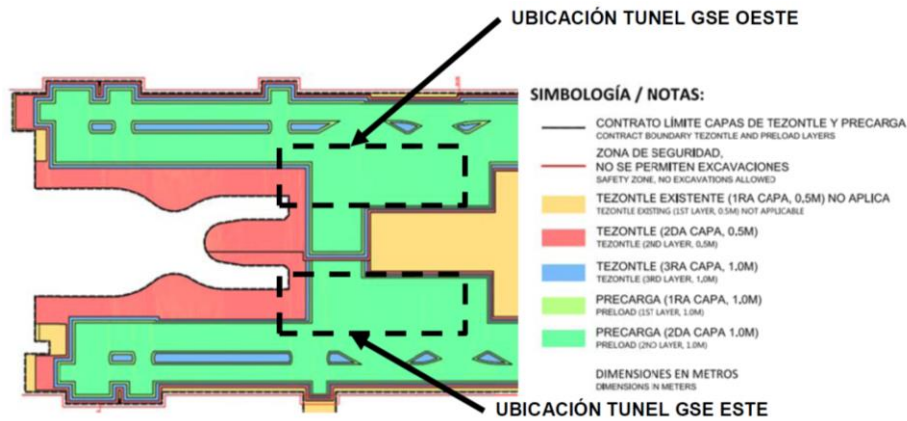


Figura 6.13. Precarga sobre la zona (TASANA, 2016)

Sin embargo, la precarga se modificó tanto en espesor como en tiempos; para la zona del Túnel GSE Este se tomó como representativa la precarga del cadenamiento 2+060 de la pista 3, cuya ubicación se muestran en la Figura 6.14

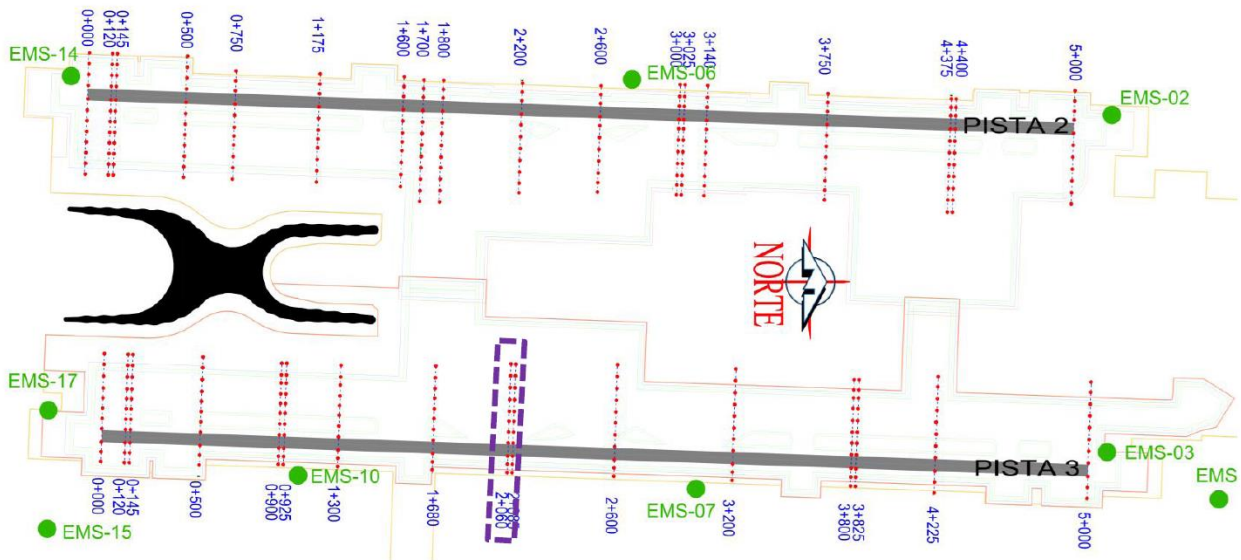


Figura 6.14. Ubicación del cadenamiento representativo de la precarga para el túnel GSE Este (CFE, 2018)

Para el cadenamiento 2+060 de la pista 3, la secuencia de colocación de capas de tezontle y precarga de acuerdo con el monitoreo de pistas elaborado por CFE (2016-2018), es la que se muestra en la Tabla 6.2 y la Figura 6.15

Tabla 6.2. Secuencia de colocación de tezontle y precarga en campo (CFE, 2018)

CAPA	MES	AÑO	Tiempo inicial (días)	Tiempo final (días)	Altura inicial (m)	Altura final (m)	Espesor (m)
1a. Capa tezontle	JULIO	2016	0	210	0.00	0.50	0.50
2a. Capa tezontle	FEBRERO	2017	210	270	0.50	1.00	0.50
3A. Capa tezontle	ABRIL	2017	270	330	1.00	1.50	0.50
3B. Capa tezontle	JUNIO	2017	330	390	1.50	2.00	0.50
1A. Capa de precarga	AGOSTO	2017	390	420	2.00	2.50	0.50
1B. Capa de precarga	SEPTIEMBRE	2017	420	435	2.50	3.00	0.50
2A. Capa de precarga	SEPTIEMBRE	2017	435	450	3.00	3.50	0.50
2B. Capa de precarga	OCTUBRE	2017	450	600	3.50	4.00	0.50
3 ER. Capa de precarga	MARZO	2018	600	630	4.00	4.50	0.50
4a. Capa de precarga	ABRIL	2018	630	660	4.50	5.00	0.50

Así la configuración final del tezontle y la precarga que se colocaron en el cadenamiento 2+060 se presenta en la Figura 6.15, en esta figura también se muestran los perfiles de asentamientos provocados por la colocación de las distintas capas de tezontle y precarga hasta abril de 2018.

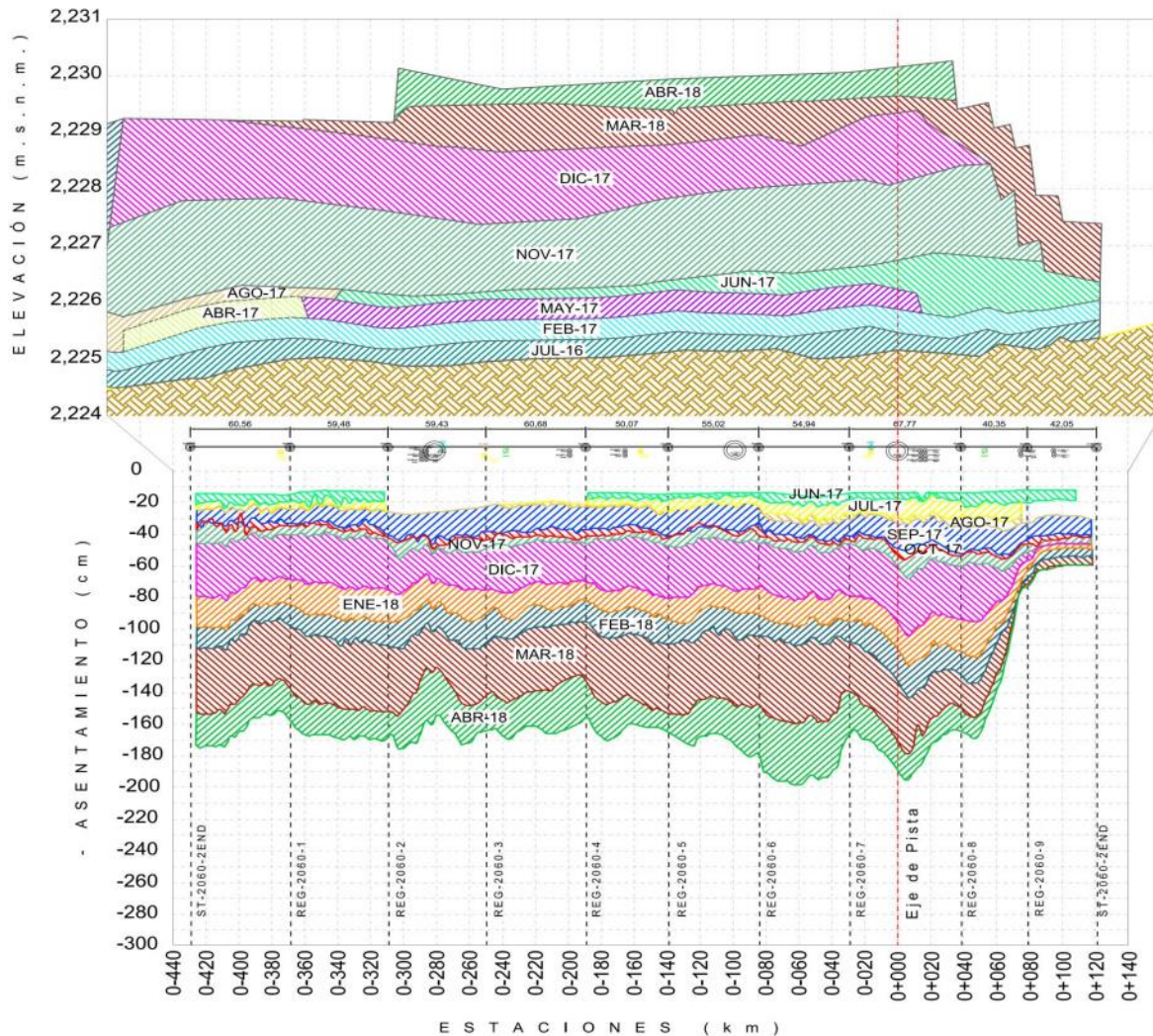


Figura 6.15. Configuración del tezontle con precarga y perfil de asentamiento cadenamiento 2+060 (CFE, 2018)

6.5 CAMPAÑA DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

Para la elaboración del modelo geotécnico, se tomó la información obtenida por la Comisión Federal de Electricidad quien llevó a cabo una campaña de exploración en el año 2016, mediante sondeos mixtos (TBH), sondeos de cono (CPT), sondeos de panda (TPND), así como pruebas de laboratorio, dicha campaña de exploración se muestra en la Figura 6.16.

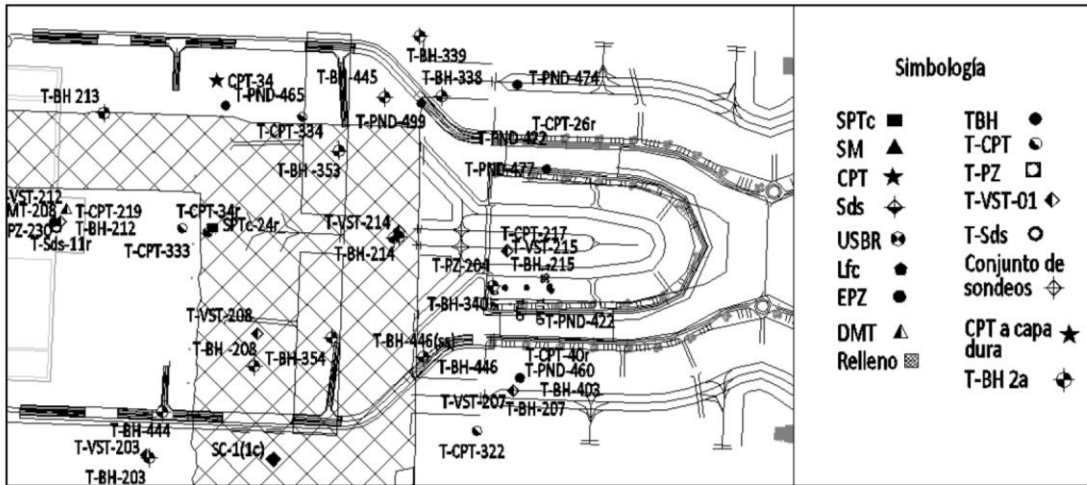


Figura 6.16. Ubicación de los sondeos de la campaña de exploración (TASANA, 2016)

En 2017, se actualizó la campaña de exploración la cual quedó como se muestra en la Figura 6.17. En la Figura 6.18 se muestra el perfil estratigráfico correspondiente a dicha campaña.

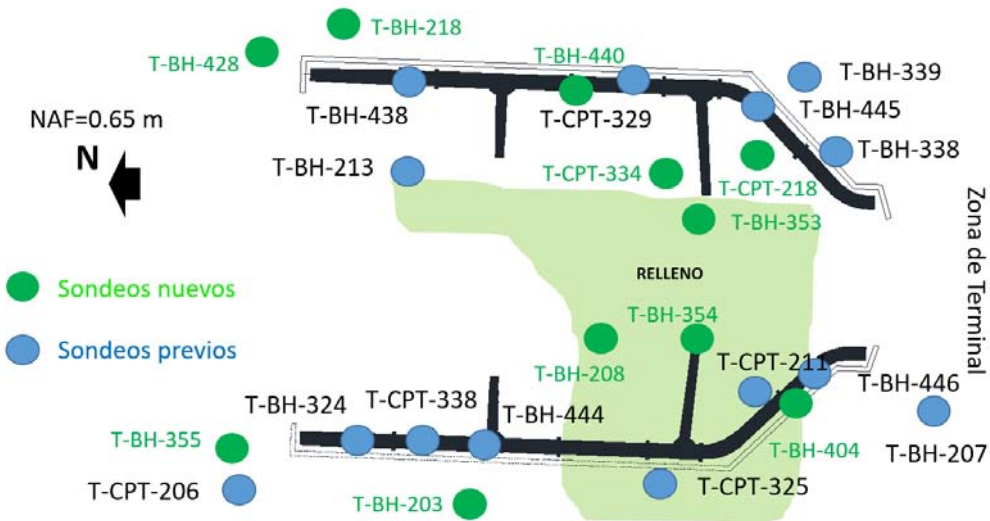


Figura 6.17. Campaña de exploración actualizada (TASANA, 2017)

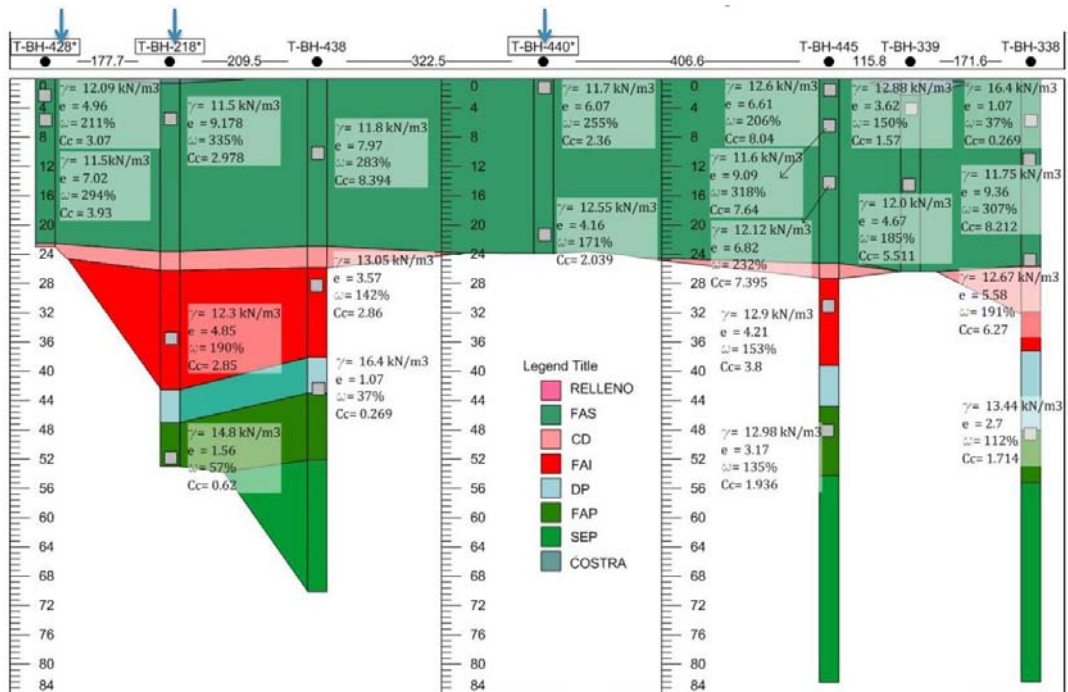


Figura 6.18. Perfil estratigráfico Túnel Este (TASANA, 2017)

6.6 MODELO GEOTÉCNICO.

Con base en la campaña de exploración mostrada en la Figura 6.17 y la Figura 6.18 el II UNAM definió el modelo geotécnico para el análisis a largo plazo que se muestra en la Tabla 6.3. En este trabajo no se toman en cuenta las características viscosas de las arcillas; para representar el comportamiento de las formaciones arcillosas se usaron los parámetros definidos en el modelo Soft Soil de Plaxis.

Tabla 6.3. Modelo geotécnico para análisis a largo plazo (II UNAM, 2017)

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)			ESPESOR (m)	γ (kN/m ³)	kx = ky (m/día)	Modelo Mohr Coulomb				Modelo Soft Soil						
	INICIAL	FINAL	MEDIA				E' (kPa)	ν'	ϕ' (°)	c _u (kPa)	e ₀	w(%)	λ^*	κ^*	OCR	ϕ'	Ko
COSTRA	0.00	0.65	0.33	0.65	14.50	8.64E-03	4825	0.25	35	35	-	-	-	-	1.6	35	0.54
FAS 1	0.65	5.00	2.83	4.35	11.40	8.64E-04					6.84	307	0.25	0.0398	1	35	0.4
FAS 2	5.00	7.60	6.30	2.60	11.40	8.64E-04					10.78	377	0.28	0.0335	1	32	0.4
LENTE	7.60	8.50	8.05	0.90	15.00	8.64E-02	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAS 2	8.50	12.00	10.25	3.50	11.40	8.64E-04					10.78	377	0.28	0.0335	1	32	0.4
FAS 3	12.00	20.10	16.05	8.10	11.80	8.64E-06					8.62	296	0.33	0.0459	1	42	0.33
LENTE	20.10	20.60	20.35	0.50	15.00	8.64E-02	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAS 4	20.60	25.20	22.90	4.60	12.60	8.64E-06					4.95	184	0.22	0.0219	1	40	0.36
CAPA DURA	25.20	27.30	26.25	2.10	18.00	8.64E-02	20000	0.33	45	20	-	-	-	-	-	-	-
FAI	27.30	28.70	28.00	1.40	12.80	8.64E-06					4.76	172	0.23	0.018	1	39	0.37
LENTE	28.70	29.20	28.95	0.50	15.00	8.64E-02	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAI	29.20	30.20	29.70	1.00	12.80	8.64E-06					4.76	172	0.23	0.0180	1	39	0.37
LENTE	30.20	30.80	30.50	0.60	15.00	8.64E-02	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAI	30.80	33.10	31.95	2.30	12.80	8.64E-06					4.76	172	0.23	0.0180	1	39	0.37
LENTE	33.10	33.60	33.35	0.50	15.00	8.64E-02	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAI	33.60	36.70	35.15	3.10	12.80	8.64E-06					4.76	172	0.23	0.0180	1	39	0.37
LENTE	36.70	37.90	37.30	1.20	15.00	8.64E-02	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAI	37.90	40.00	38.95	2.10	12.80	8.64E-06					4.76	172	0.23	0.0180	1	39	0.37
DP	40.00	41.00	40.50	1.00	18.00	8.64E-02	30000	0.33	45	30	-	-	-	-	-	-	-
DP	41.00	44.00	42.50	3.00	18.00	8.64E-02	30000	0.33	45	30	-	-	-	-	-	-	-
DP	44.00	47.00	45.50	3.00	18.00	8.64E-02	30000	0.33	45	30	-	-	-	-	-	-	-
FAP	47.00	48.70	47.85	1.70	13.30	8.64E-06					2.83	118	0.19	0.0395	1	41	0.34
LENTE	48.70	49.30	49.00	0.60	18.00	8.64E-02	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAP	49.30	50.50	49.90	1.20	13.30	8.64E-06					2.83	118	0.19	0.0395	1	41	0.34
LENTE	50.50	51.00	50.75	0.50	18.00	8.64E-02	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAP	51.00	56.00	53.50	5.00	13.30	8.64E-06					2.83	118	0.19	0.0395	1	41	0.34

Para los análisis a corto plazo (capacidad de carga), el modelo geotécnico a utilizar se presenta en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4. Modelo geotécnico para condiciones a corto plazo (capacidad de carga)

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)			ESPESOR (m)	γ (kN/m ³)	c_u (kPa)	ϕ_u	ν_u	E_u (kPa)
	INICIAL	FINAL	MEDIA						
COSTRA	0.00	0.65	0.33	0.65	14.50	35.00	20.00	0.49	13690.00
FAS 1	0.65	5.00	2.83	4.35	11.40	10.00	0.00	0.49	783.00
FAS 2	5.00	7.60	6.30	2.60	11.40	19.00	0.00	0.49	2338.00
LENTE	7.60	8.50	8.05	0.90	15.00	20.00	20.00	0.49	21410.00
FAS 2	8.50	12.00	10.25	3.50	11.40	19.00	0.00	0.49	2338.00
FAS 3	12.00	20.10	16.05	8.10	11.80	34.00	0.00	0.49	4239.00
LENTE	20.10	20.60	20.35	0.50	15.00	20.00	20.00	0.49	21410.00
FAS 4	20.60	25.20	22.90	4.60	12.60	36.00	0.00	0.49	30006.00
CAPA DURA	25.20	27.30	26.25	2.10	18.00	20.00	30.00	0.49	22556.39
FAI	27.30	28.70	28.00	1.40	12.80	116.00	0.00	0.49	16075.00
LENTE	28.70	29.20	28.95	0.50	15.00	20.00	20.00	0.49	21410.00
FAI	29.20	30.20	29.70	1.00	12.80	116.00	0.00	0.49	16075.00
LENTE	30.20	30.80	30.50	0.60	15.00	20.00	20.00	0.49	21410.00
FAI	30.80	33.10	31.95	2.30	12.80	116.00	0.00	0.49	16075.00
LENTE	33.10	33.60	33.35	0.50	15.00	20.00	20.00	0.49	21410.00
FAI	33.60	36.70	35.15	3.10	12.80	116.00	0.00	0.49	16075.00
LENTE	36.70	37.90	37.30	1.20	15.00	20.00	20.00	0.49	21410.00
FAI	37.90	40.00	38.95	2.10	12.80	116.00	0.00	0.49	16075.00
DP	40.00	41.00	40.50	1.00	18.00	30.00	35.00	0.49	33834.59
DP	41.00	44.00	42.50	3.00	18.00	30.00	35.00	0.49	33834.59
DP	44.00	47.00	45.50	3.00	18.00	30.00	35.00	0.49	33834.59
FAP	47.00	48.70	47.85	1.70	13.30	202.00	35.00	0.49	20086.00
LENTE	48.70	49.30	49.00	0.60	18.00	20.00	20.00	0.49	21410.00
FAP	49.30	50.50	49.90	1.20	13.30	202.00	0.00	0.49	20086.00
LENTE	50.50	51.00	50.75	0.50	18.00	20.00	20.00	0.49	21410.00
FAP	51.00	56.00	53.50	5.00	13.30	202.00	0.00	0.49	20086.00

6.7 ESTADO DE ESFUERZOS

Inicialmente se determinó el estado de esfuerzos iniciales, de acuerdo con el modelo geotécnico presentado en el punto 6.6, los esfuerzos iniciales en el sitio son los que se indican en la Tabla 6.5 y en la Figura 6.19

Tabla 6.5. Estado de esfuerzos inicial en la zona del túnel GSE Este

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)			ESPESOR (m)	γ (kN/m ³)	σ_z (kPa)	U (kPa)	σ'_z (kPa)
	INICIAL	FINAL	MEDIA					
COSTRA	0.00	0.65	0.33	0.65	14.50	9.425	0.00	9.43
FAS 1	0.65	5.00	2.83	4.35	11.40	59.015	40.84	18.17
FAS 2	5.00	7.60	6.30	2.60	11.40	88.655	65.26	23.40
LENTE	7.60	8.50	8.05	0.90	15.00	102.155	73.71	28.45
FAS 2	8.50	12.00	10.25	3.50	11.40	142.055	106.13	35.92
FAS 3	12.00	20.10	16.05	8.10	11.80	237.635	178.73	58.90
LENTE	20.10	20.60	20.35	0.50	15.00	245.135	183.70	61.43
FAS 4	20.60	25.20	22.90	4.60	12.60	303.095	213.69	89.40
CAPA DURA	25.20	27.30	26.25	2.10	18.00	340.895	207.00	133.90
FAI	27.30	28.70	28.00	1.40	12.80	358.815	202.54	156.28
LENTE	28.70	29.20	28.95	0.50	15.00	366.315	200.94	165.37
FAI	29.20	30.20	29.70	1.00	12.80	379.115	197.76	181.36
LENTE	30.20	30.80	30.50	0.60	15.00	388.115	195.85	192.27
FAI	30.80	33.10	31.95	2.30	12.80	417.555	176.62	240.94
LENTE	33.10	33.60	33.35	0.50	15.00	425.055	169.61	255.44
FAI	33.60	36.70	35.15	3.10	12.80	464.735	107.50	357.24
LENTE	36.70	37.90	37.30	1.20	15.00	482.735	77.95	404.79
FAI	37.90	40.00	38.95	2.10	12.80	509.615	26.50	483.12
DP	40.00	41.00	40.50	1.00	18.00	527.615	2.00	525.62
DP	41.00	44.00	42.50	3.00	18.00	581.615	246.00	335.62
DP	44.00	47.00	45.50	3.00	18.00	635.615	242.28	393.33
FAP	47.00	48.70	47.85	1.70	13.30	658.225	240.18	418.05
LENTE	48.70	49.30	49.00	0.60	18.00	669.025	237.42	431.60
FAP	49.30	50.50	49.90	1.20	13.30	684.985	227.87	457.12
LENTE	50.50	51.00	50.75	0.50	18.00	693.985	223.89	470.10
FAP	51.00	56.00	53.50	5.00	13.30	760.485	173.35	587.133

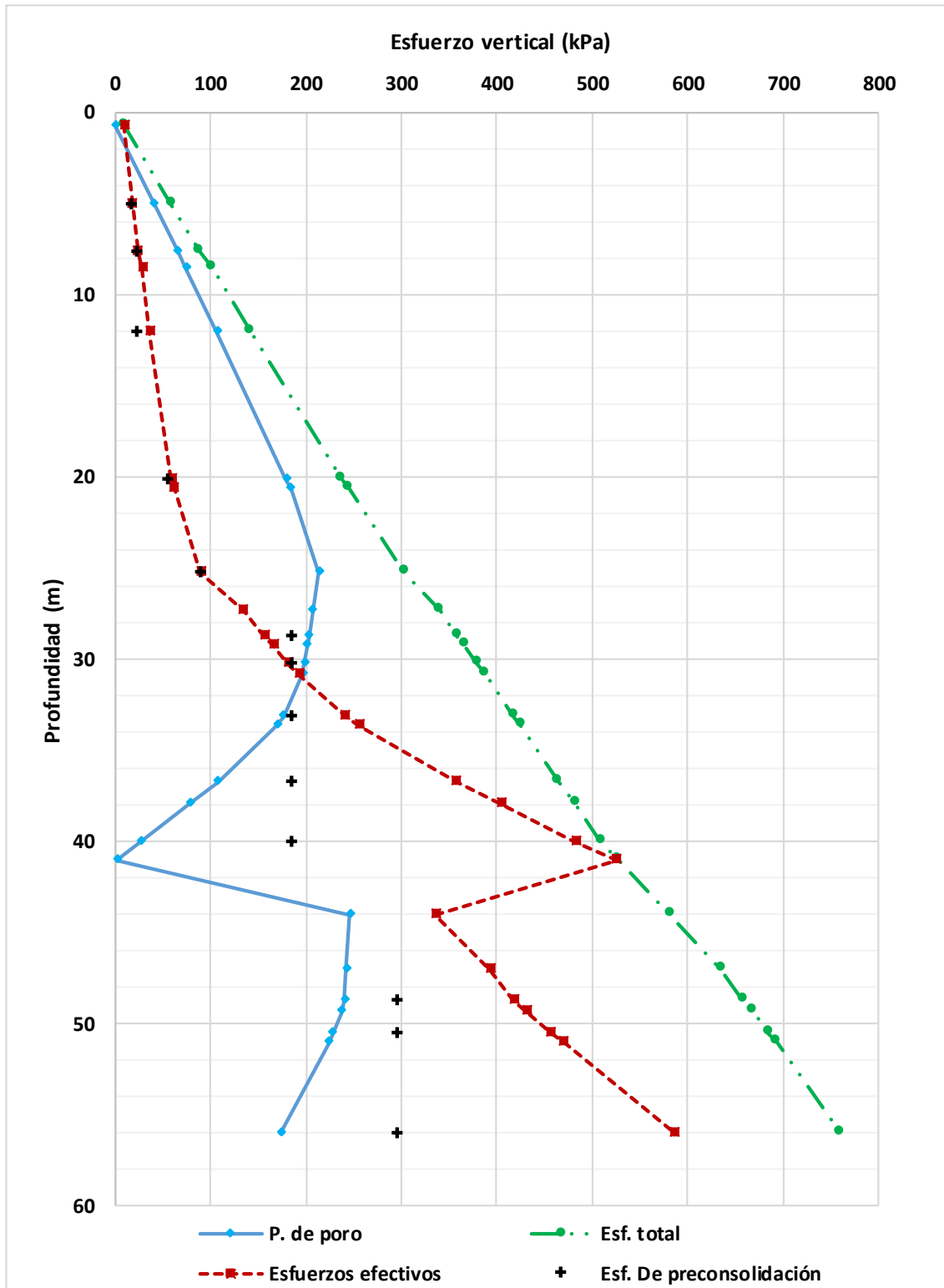


Figura 6.19. Estado de esfuerzos en la zona del túnel GSE Este.

6.8 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El sitio donde se construirán los túneles se encuentra sujeto a consolidación regional. Con la finalidad de mejorar las condiciones del suelo y uniformizar los hundimientos diferenciales, en especial en el cruce con las calles de rodaje cuya pendiente longitudinal no deberá exceder el 1.5 % de acuerdo con la Organización de Aviación Civil Internacional (2009). Anexo 14, Volumen I, Diseño y operaciones de aeródromos. TASANA propuso la utilización de inclusiones de 30 cm de diámetro, colocadas en una zona de 150 m a ambos lados de los túneles, con una separación de 3.00 m entre ellas y profundidades variables, como se muestra en la Figura 6.20 y en la Tabla 6.6.

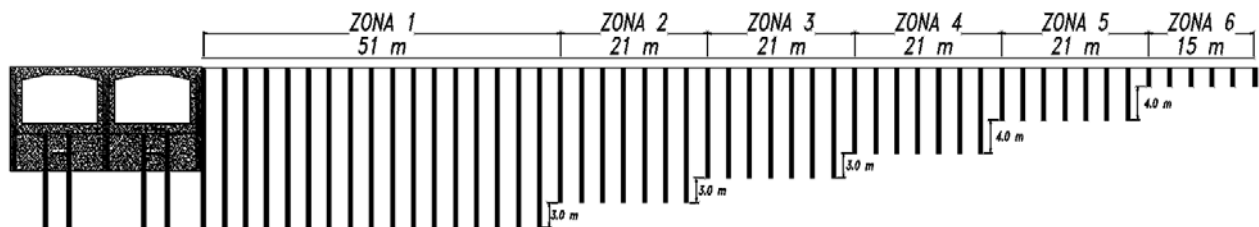


Figura 6.20. Esquema general de inclusiones al costado del túnel (TASANA, 2017)

Tabla 6.6. Profundidad de las inclusiones (TASANA, 2017).

Zona	Distancia (m)	Profundidad (m)
1	51	21
2	21	18
3	21	15
4	21	12
5	21	8
6	15	4

En este estudio se analiza la propuesta de TASANA, en la cual las inclusiones presentan una separación de 3.00 m centro a centro, y un modelo con inclusiones separadas 2.00 m centro a centro, con la finalidad de examinar el efecto que tiene la separación en los hundimientos resultantes en el tiempo.

6.9 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA SECCIÓN CERRADA.

Para el análisis de la sección cerrada se toma el procedimiento propuesto por TASANA mediante el uso de muros Milán. Estos tendrán una profundidad de 14.00 m y un espesor de 0.80 m, la estructura interior del túnel consistirá en un cajón de concreto armado, conformado por losa de fondo, muros interiores y losa tapa. Por encima de la losa tapa, se colocará un relleno y posteriormente la estructura de pavimentos.

De acuerdo con la información proporcionada por TASANA, se definen las siguientes propiedades para los materiales a utilizar en la construcción de los túneles en cajón de concreto, necesarios para la construcción del modelo numérico:

- Concreto para cimentación, losa tapa, rampa de acceso, muros interiores y exteriores, con resistencia a la compresión simple de $f'c = 600 \text{ kg/cm}^2$, resistente a sulfatos CPP-30-RS.

Propiedades del concreto para el Muro Milán y el túnel.

Resistencia a la compresión: $f'c = 600 \text{ kg/cm}^2$:

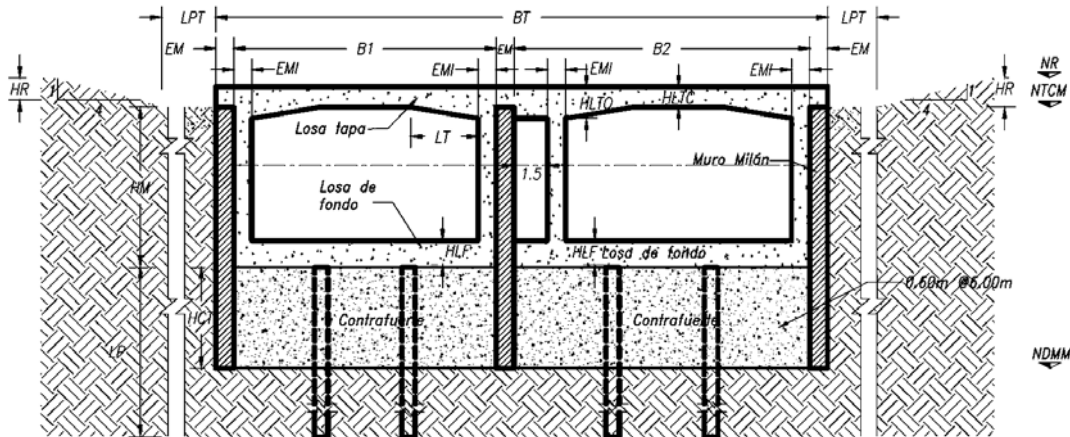
Módulo de elasticidad $E = 342929 \text{ kg/cm}^2$

Relación de Poisson $\nu = 0.17$

Densidad mínima = 2400 kg/cm^3

- Acero de refuerzo tipo ASTM A-615 grado 60 con resistencia a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Las características del túnel de servicio en la sección cerrada propuesta por TASANA se muestran en la Figura 6.21 y las características en planta se muestran en la Figura 6.22.



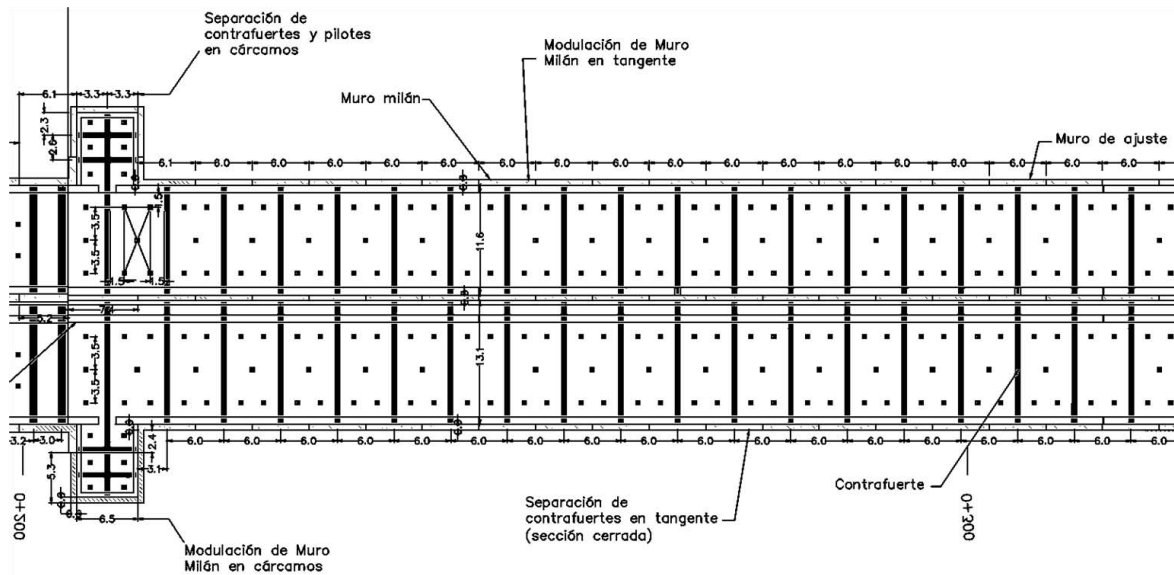
NOMENCLATURA:

- BT- Ancho total de Túnel
- EM- Espesor de Muro Milán
- EMI- Espesor de Muro interior
- B1 - Ancho de la sección 1
- B2 - Ancho de la sección 2
- HM - Profundidad de excavación
- HR - Espesor de relleno con tezontle
- LP - Longitud de Pilote
- LPT - Longitud de Plataforma de trabajo
- LT- Longitud de transición en losa tapa
- HCT- Altura de Contrafuerte
- HLF- Peralte de Losa de fondo
- HLTO- Peralte de Losa tapa en la orilla
- HLTC- Peralte de Losa tapa al centro
- NR- Nivel de Relleno con tezontle
- NTCM- Nivel de tope de concreto de Muro Milán
- NTCLF- Nivel de tope de concreto de Losa fondo
- NE - Nivel de excavación
- NT - Nivel de troquelamiento
- NME- Nivel máximo de excavación
- NDMM- Nivel de desplante de Muro Milán

NOMENCLATURA:	MAGNITUD (m)
BT	26.50
EM	0.60
EMI	0.80
B1	11.50
B2	13.00
HM	8.00
LP	12.50
LPT	15.00
LT	3.00
HCT	4.50
HR	1.50
HLTO	1.20
HLTC	1.00
HLF	1.00

NOMENCLATURA:	PROFUNDIDAD (m)
NR	0.00
NTCM	1.50
1er NE	3.50
1er NT	3.00
2do NE	5.80
2do NT	5.30
3er NE	7.90
3er NT	7.40
NTCLF	8.40
NME	9.50
NDMM	14.00

Figura 6.21. Propuesta de diseño de los Túneles GSE Este y Oeste para los tramos de sección cerrada (TASANA, 2016)



2do Tramo- Planta T-GSE-E

Figura 6.22. Vista en planta de la propuesta de diseño de los Túneles GSE Este y Oeste para los tramos de sección cerrada (TASANA, 2016)

En la figura anterior, se observa la separación de los pilotes bajo el túnel. Para los pilotes externos la separación es de 3.00 m y los pilotes internos están colocados a una distancia de 6.00 m.

Las etapas del procedimiento constructivo se enumeran a continuación, cabe señalar que se toma como nivel 0.00 del modelo, la frontera superior de la costra superficial.

- Etapa 1. Colocación de la primera capa de tezontle de 0.00 m a 0.50 m de altura (210 días)
- Etapa 2. Colocación de la segunda capa de tezontle de 0.50 m a 1.00 m de altura (60 días)
- Etapa 4. Colocación de la tercera capa de tezontle de 1.00 m a 2.00 m de altura (120 días)
- Etapa 3. Colocación de la primera capa de precarga de 2.00 m a 3.50 m de altura (60 días)
- Etapa 4. Colocación de la segunda capa de precarga de 3.50 m a 4.00 m (60 días)
- Etapa 5. Colocación de la precarga de 4.00 m a 5.00 m (60 días)
- Etapa 6. Una vez pasados 360 días, se retiran las capas de precarga.
- Etapa 7. Se realiza el hincado de pilotes.
- Etapa 8. Construcción de muros Milán y contrafuertes, en el análisis numérico los contrafuertes fueron modelados como elementos de volumen, considerando un material equivalente que represente tanto los contrafuertes de concreto de 0.60 m de ancho separados 6.0 m como un material de la FAS 2 entre dichos contrafuertes.
- Etapa 9. Una vez que el muro Milán alcanza su resistencia se realiza la primera excavación a 3.50 m de profundidad a partir del nivel de referencia NR y se coloca el primer nivel de troqueles a 3.00 m.
- Etapa 10. Se realiza la segunda excavación hasta el nivel de 5.80 m y se coloca el segundo nivel de troqueles a una profundidad de 5.30 m.
- Etapa 11. Se continúa con el tercer nivel de excavación a una profundidad 7.90 m y el tercer nivel de troqueles a 7.40 m.

- Etapa 12. Se lleva la excavación al nivel máximo (9.50 m).
- Etapa 13. Se construye la losa de cimentación.
- Etapa 14. Se retiran los troqueles y se construyen los muros interiores.
- Etapa 15. Inicia la excavación de la sección 2 a una profundidad de 3.50 m y se colocan el primer nivel de troqueles a 3.00 m.
- Etapa 16. Se lleva la excavación a una profundidad de 5.80 m y se coloca el segundo nivel de troqueles a 5.30 m.
- Etapa 17. Se continúa con la excavación hasta el tercer nivel (7.90 m) y posteriormente se coloca el tercer nivel de troqueles
- Etapa 18. Se finaliza con la excavación una vez alcanzado 9.50 m de profundidad
- Etapa 19. Se construye la losa de fondo
- Etapa 20. Se retiran los troqueles y se construyen los muros interiores
- Etapa 21. Se coloca la losa tapa
- Etapa 22. Se coloca el relleno y la estructura de pavimentos sobre la losa tapa.
- Etapa 23. Se construyen las inclusiones
- Etapa 24. Colocación de pavimento.

7 ANÁLISIS DE INCLUSIONES POR MÉTODOS ANALÍTICOS

7.1 REVISIÓN MEDIANTE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES 2017

7.1.1 CAPACIDAD DE CARGA POR FRICCIÓN

La capacidad de carga por adherencia lateral, C_f , para suelos cohesivos se calcula con la ecuación (4.7), considerando un factor de reducción, $F_R = 1$ y un coeficiente de adherencia lateral elemento–suelo del estrato, $\alpha = 1$ para todos los estratos. En este análisis sólo se consideró la aportación de los estratos arcillosos, es necesario considerar que las inclusiones se colocarán 1.00 m arriba del nivel superior de la costra superficial y el espesor de la capa de tezontle es de 2.00 m. Los resultados del cálculo de la capacidad de carga por fricción se muestran en la Tabla 7.1.

Tabla 7.1. Capacidad de carga por fricción de las inclusiones

L _{inc} (m)	D (m)	P _{inc} (m)	ESTRATO	PRODUNIDAD (m)			Li (m)	γ (kN/m ³)	c _u (kPa)	P _{inc} L _i C _u (kN)	C _f (kN)
				INICIAL	FINAL	MEDIA					
4.00	0.30	0.94	TEZONTLE	1.00	0.00	0.50	1.00	15.00	0.00	0.00	43.59
			COSTRA	0.00	-0.65	-0.33	0.65	14.50	35.00	21.44	
			FAS 1	-0.65	-3.00	-1.83	2.35	11.40	10.00	22.15	
8.00	0.30	0.94	TEZONTLE	1.00	0.00	0.50	1.00	15.00	0.00	0.00	98.25
			COSTRA	0.00	-0.65	-0.33	0.65	14.50	35.00	21.44	
			FAS 1	-0.65	-5.00	-2.83	4.35	11.40	10.00	41.00	
			FAS 2	-5.00	-7.00	-6.00	2.00	11.40	19.00	35.81	
12.00	0.30	0.94	TEZONTLE	1.00	0.00	0.50	1.00	15.00	0.00	0.00	170.73
			COSTRA	0.00	-0.65	-0.33	0.65	14.50	35.00	21.44	
			FAS 1	-0.65	-5.00	-2.83	4.35	11.40	10.00	41.00	
			FAS 2	-5.00	-7.60	-6.30	2.60	11.40	19.00	46.56	
			LENTE	-7.60	-8.50	-8.05	0.90	15.00	20.00	16.96	
			FAS 2	-8.50	-11.00	-9.75	2.50	11.40	19.00	44.77	
15.00	0.30	0.94	TEZONTLE	1.00	0.00	0.50	1.00	15.00	0.00	0.00	252.73
			COSTRA	0.00	-0.65	-0.33	0.65	14.50	35.00	21.44	
			FAS 1	-0.65	-5.00	-2.83	4.35	11.40	10.00	41.00	
			FAS 2	-5.00	-7.60	-6.30	2.60	11.40	19.00	46.56	
			LENTE	-7.60	-8.50	-8.05	0.90	15.00	20.00	16.96	
			FAS 2	-8.50	-12.00	-10.25	3.50	11.40	19.00	62.67	
			FAS 3	-12.00	-14.00	-13.00	2.00	11.80	34.00	64.09	
18.00	0.30	0.94	TEZONTLE	1.00	0.00	0.50	1.00	15.00	0.00	0.00	348.86
			COSTRA	0.00	-0.65	-0.33	0.65	14.50	35.00	21.44	
			FAS 1	-0.65	-5.00	-2.83	4.35	11.40	10.00	41.00	
			FAS 2	-5.00	-7.60	-6.30	2.60	11.40	19.00	46.56	
			LENTE	-7.60	-8.50	-8.05	0.90	15.00	20.00	16.96	
			FAS 2	-8.50	-12.00	-10.25	3.50	11.40	19.00	62.67	
			FAS 3	-12.00	-17.00	-14.50	5.00	11.80	34.00	160.22	
21.00	0.30	0.94	TEZONTLE	1.00	0.00	0.50	1.00	15.00	0.00	0.00	444.99
			COSTRA	0.00	-0.65	-0.33	0.65	14.50	35.00	21.44	
			FAS 1	-0.65	-5.00	-2.83	4.35	11.40	10.00	41.00	
			FAS 2	-5.00	-7.60	-6.30	2.60	11.40	19.00	46.56	
			LENTE	-7.60	-8.50	-8.05	0.90	15.00	20.00	16.96	
			FAS 2	-8.50	-12.00	-10.25	3.50	11.40	19.00	62.67	
			FAS 3	-12.00	-20.00	-16.00	8.00	11.80	34.00	256.35	

7.1.2 CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA

La capacidad de carga por punta, C_p , para suelos cohesivos se calcula con la ecuación (4.6), considerando un factor de reducción $F_R=1$. Los resultados del cálculo de la capacidad de carga por punta para las diferentes longitudes de inclusiones se muestran en la Tabla 7.2.

Tabla 7.2. Capacidad de carga por punta para inclusiones con diferentes longitudes

Lp (m)	D (m)	Ap (m ²)	c_u en la punta (kPa)	p_v (kPa)	ϕ_u	Nc*	F_R	C_p (kN)
4.00	0.30	0.07	10.00	66.22	0.00	7.00	1.00	9.63
8.00	0.30	0.07	19.00	111.82	0.00	7.00	1.00	17.30
12.00	0.30	0.07	19.00	160.66	0.00	7.00	1.00	20.76
15.00	0.30	0.07	34.00	195.66	0.00	7.00	1.00	30.65
18.00	0.30	0.07	34.00	231.06	0.00	7.00	1.00	33.16
21.00	0.30	0.07	20.00	266.46	0.00	7.00	1.00	28.73

7.2 REVISIÓN MEDIANTE EL MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES CFE (2017)

7.2.1 SEPARACIÓN DE INCLUSIONES

Como se indicó en el punto 6.8, las separaciones analizadas en este trabajo son: 2.00 m y 3.00 m, sin embargo, para conocer la separación máxima posible que garantice el trabajo en conjunto de la inclusiones, se analizaron los distintos criterios propuestos en el Manual de diseño de obras civiles de CFE (2017), en su capítulo B.2.8 Mejoramiento de suelos, a continuación se presentan los resultados de la evaluación con dichos criterios.

- **Criterio empírico**

Para calcular la separación de inclusiones con el criterio empírico, se utilizó la ecuación (4.12), considerando β_s como 4 y 8, que son el valor máximo y mínimo que este coeficiente puede tomar, en este criterio no se toma en cuenta el diámetro ni la longitud de la inclusión. Los resultados se muestran en la Tabla 7.3

Tabla 7.3. Separación de inclusiones mediante el criterio empírico.

Dinc (m)	β_s	s (m)
0.3	4	1.2
0.3	8	2.4

- **Criterio basado en la capacidad friccionante lateral**

Mediante la ecuación (4.13), se determinó la separación mediante el criterio basado en la capacidad friccionante lateral, este criterio toma en cuenta el diámetro de la inclusión, así como la longitud de las mismas, por lo anterior el análisis se realizó para todas las profundidades de inclusiones consideradas, los resultados se muestran en la Tabla 7.4.

Tabla 7.4. Separación de inclusiones mediante el criterio basado en la capacidad friccionante lateral.

L_{inc} (m)	D_{inc} (m)	γ (kN/m ³)	c_{umf} kPa	α	s (m)
4	0.3	12.80	11.56	1	1.08
8	0.3	12.10	13.03	1	1.18
12	0.3	12.14	15.10	1	1.26
15	0.3	12.04	17.88	1	1.37
18	0.3	12.00	20.56	1	1.46
21	0.3	11.97	22.48	1	1.53

- **Criterio de las normas británicas**

Para calcular la separación con este criterio se toman en cuenta las características de la inclusión (diámetro, longitud y capacidad de carga admisible), las características de la plataforma de transferencia (espesor y peso volumétrico) y la sobrecarga aplicada en la superficie. Para determinar la separación se utilizó la ecuación (4.16), en la Tabla 7.5 se presentan los resultados.

Tabla 7.5. Separación de inclusiones mediante el criterio basado en la capacidad friccionante lateral.

L_{inc} (m)	H_{pt} (m)	γ_s (kN/m ³)	q kPa	Q_u kN	FS	s (m)
4	1	15	11	53.22	3	0.83
8	1	15	11	115.56	3	1.22
12	1	15	11	191.49	3	1.57
15	1	15	11	283.38	3	1.91
18	1	15	11	382.01	3	2.21
21	1	15	11	473.72	3	2.46

- **Criterio convencional para pilotes de fricción**

Para utilizar este criterio es necesario conocer el número de inclusiones por sentido en el lado corto y en el lado largo de la cimentación, esto para determinar las dimensiones en planta del prisma de suelo reforzado con inclusiones (A y B), también se requiere conocer el valor medio de la resistencia no drenada a lo largo de los fustes y bajo el prisma de suelo reforzado, así considerando la separación de 2 y 3 m, se determinó la cantidad de inclusiones por eje y se calculó la separación óptima con la ecuación (4.17), los resultados se muestran en la Tabla 7.6 y la Tabla 7.7.

Tabla 7.6. Separación óptima de inclusiones mediante el criterio convencional para pilotes de fricción

L_{ef} (m)	D_{inc} (m)	s (m)	m_i	n_i	A (m)	B (m)	C_f kPa	C_b kPa	R_{c1}	N_c	S_{op} (m)
4	0.3	3	62	6	15.30	183.30	11.56	10.00	0.86	17.54	0.50
8	0.3	3	62	7	18.30	183.30	13.03	19.00	1.46	15.58	0.57
12	0.3	3	62	7	18.30	183.30	15.10	19.00	1.26	15.64	0.72
15	0.3	3	62	7	18.30	183.30	17.88	34.00	1.90	15.69	0.66
18	0.3	3	62	7	18.30	183.30	20.56	34.00	1.65	15.74	0.76
21	0.3	3	62	16	45.30	183.30	22.48	34.00	1.51	9.52	1.11

Tabla 7.7. Separación óptima de inclusiones mediante el criterio convencional para pilotes de fricción

L_{ef} (m)	D_{inc} (m)	s (m)	m_i	n_i	A (m)	B (m)	C_f kPa	C_b kPa	R_{c1}	N_c	S_{op} (m)
4	0.3	2	94	7	12.30	186.30	11.56	10.00	0.86	20.81	0.46
8	0.3	2	94	11	20.30	186.30	13.03	19.00	1.46	14.70	0.59
12	0.3	2	94	11	20.30	186.30	15.10	19.00	1.26	14.77	0.75
15	0.3	2	94	11	20.30	186.30	17.88	34.00	1.90	14.81	0.69
18	0.3	2	94	11	20.30	186.30	20.56	34.00	1.65	14.86	0.80
21	0.3	2	94	24	46.30	186.30	22.48	34.00	1.51	9.49	1.13

En la Tabla 7.8, se muestra una comparativa de la separación obtenida con cada uno de los criterios antes mencionados.

Tabla 7.8. Tabla comparativa de la separación con distintos criterios

Separación con distintos criterios						
Criterio	L_{ef} (m)					
	4.0	8.0	12.0	15.0	18.0	21.0
Empírico	1.20-2.40					
Basado en la capacidad friccionante lateral	1.08	1.18	1.26	1.37	1.46	1.53
De las normas británicas	0.83	1.22	1.57	1.91	2.21	2.46
Criterio convencional para pilotes de fricción $S=3.00m$	0.50	0.57	0.72	0.66	0.76	1.11
Criterio convencional para pilotes de fricción $S=2.00m$	0.46	0.59	0.75	0.69	0.80	1.13

Como puede observarse en la tabla anterior, el criterio empírico es el que proporciona la mayor separación, sin embargo, este criterio no toma en cuenta las propiedades del suelo ni de la plataforma de transferencia, sólo el diámetro de la inclusión. La menor separación se obtiene con el criterio convencional para pilotes de fricción. Estos criterios son muy útiles para determinar una separación que se puede utilizar como punto de partida para los análisis de inclusiones.

7.2.2 ARQUEO Y TRANSFERENCIA DE CARGA

Para determinar los esfuerzos que se concentran en las cabezas de las inclusiones, debido al peso propio de la plataforma de transferencia y las cargas superficiales por el fenómeno de arqueo, se utilizaron los dos criterios propuestos en propuestos en el Manual de diseño de obras civiles de CFE (2017), en su capítulo B.2.8 Mejoramiento de suelos, a continuación, se presentan los resultados de la evaluación con dichos criterios.

- **Recomendaciones de la norma británica**

En primer lugar, se determina el esfuerzo vertical al nivel de la cabeza de las inclusiones y con los datos del espesor de la plataforma y el diámetro de la cabeza de la inclusión, se determina el factor de arqueo y posteriormente mediante la ecuación (4.23) se calcula el esfuerzo vertical aplicado sobre las inclusiones, σ_d , en la Tabla 7.9, se muestran estos análisis.

Tabla 7.9. Esfuerzo vertical sobre las cabezas de las inclusiones por efecto de arqueo.

No. Estrato	Material	De (m)	a (m)	Espesor (m)	γ (kN/m ³)	σ'_v (kPa)	H_1 (m)	α_1 (m)	C_c	σ_d (kPa)
1	Pavimento	2.50	2.00	0.50	22.00	11.00	1.50	0.30	7.43	57.41
2	Tezontle	2.00	1.00	1.00	15.00	26.00				

- **Criterio de Mendoza (1984)**

El criterio de Mendoza (1984), al igual que el criterio anterior, toma en cuenta el diámetro de la inclusión, el espesor y el peso volumétrico de la plataforma de transferencia, sin embargo, a diferencia de la norma británica, toma en cuenta la separación entre inclusiones, el ángulo de fricción interna y la cohesión de la plataforma, así como la sobrecarga en la superficie, el esfuerzo vertical aplicado sobre la cabeza de las inclusiones se determina usando la ecuación (4.24) para separaciones de 2.00 y 3.00 m, los resultados se presentan en la Tabla 7.10.

Tabla 7.10. Arqueo usando el criterio de Mendoza

D_{inc} (m)	s (m)	q (kPa)	γ (kN/m ³)	ϕ (m)	c (kPa)	H_{pt} (m)	$2z/(s-D_{inc})$ (m)	κ (m)	σ_{vq}/q	σ_d (kPa)
0.3	3	11	15	35	0	1	0.74	0.6	0.59	58.6125
0.3	2	11	15	35	0	1	1.18	0.7	0.52	69.375

7.2.3 ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA

Para determinar si las inclusiones trabajan por grupo, se determinó la capacidad de carga del bloque prismático de suelo reforzado (Q_u) mediante la ecuación (4.26) y se comparó con la suma de capacidades individuales del conjunto de inclusiones (ΣQ_i) obtenida con la ecuación (4.25), en la Tabla 7.11 se presentan los resultados para una separación de inclusiones de 3.00 m y en la Tabla 7.12 para una separación de 2.00 m, en ambos casos se cumple la desigualdad de la ecuación (4.27), por lo tanto las inclusiones trabajan por grupo.

Tabla 7.11. Capacidad de carga por grupo para una separación de inclusiones de 3.00 m

L_{ef} (m)	D_{inc} (m)	s (m)	ρ_i (m)	m_i	n_i	N_{inc}	A (m)	B (m)	c_{ub} (kN/m ²)	c_{up} (kN/m ²)	N_c	ΣQ_i (kN)	Q_u (kN)
4	0.3	3	0.94	62	6	372	15.30	183.30	10.00	11.56	17.54	20826.83	510206.82
8	0.3	3	0.94	62	7	434	18.30	183.30	19.00	13.03	15.58	51721.05	1034772.19
12	0.3	3	0.94	62	7	434	18.30	183.30	19.00	15.10	15.64	83215.15	1070073.51
15	0.3	3	0.94	62	7	434	18.30	183.30	34.00	17.88	15.69	126052.68	1898048.56
18	0.3	3	0.94	62	7	434	18.30	183.30	34.00	20.56	15.74	167827.01	1944939.63
21	0.3	3	0.94	62	16	992	45.30	183.30	34.00	22.48	9.52	464117.24	2902323.43

Tabla 7.12. Capacidad de carga por grupo para una separación de inclusiones de 2.00 m

L_{ef} (m)	D_{inc} (m)	s (m)	ρ_i (m)	m_i	n_i	N_{inc}	A (m)	B (m)	c_{ub} (kN/m ²)	c_{up} (kN/m ²)	N_c	ΣQ_i (kN)	Q_u (kN)
4	0.3	2	0.94	94	7	658	12.30	186.30	10.00	11.56	20.81	38359.01	495133.73
8	0.3	2	0.94	94	11	1034	20.30	186.30	19.00	13.03	14.70	122013.32	1099647.46
12	0.3	2	0.94	94	11	1034	20.30	186.30	19.00	15.10	14.77	197041.00	1135920.98
15	0.3	2	0.94	94	11	1034	20.30	186.30	34.00	17.88	14.81	298130.31	2015593.44
18	0.3	2	0.94	94	11	1034	20.30	186.30	34.00	20.56	14.86	397648.23	2063777.22
21	0.3	2	0.94	94	24	2256	46.30	186.30	34.00	22.48	9.49	1055344.98	3002367.29

Falla por punzonamiento

El esfuerzo en la cabeza del pilote necesario para producir el punzonamiento, se calculó con la ecuación (4.28), considerando el esfuerzo vertical en la cabeza afectado por el fenómeno de arqueado que se calculó anteriormente con el criterio de Mendoza (1984), en la Tabla 7.13 se presentan los resultados.

Tabla 7.13. Esfuerzo en la cabeza de la inclusión necesario para producir punzonamiento

S (m)	D_{inc} (m)	F_{for}	γ_s (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	N_{co}	N_v	N_m	σ_d (kN/m ²)	q_{cp} (kN/m ²)
3	0.3	1.2	15	0	35	57.9	41.5	27	58.61	3404.90
2	0.3	1.2	15	0	35	57.9	41.5	27	69.38	3940.88

De acuerdo con los resultados anteriores, se observa que el esfuerzo en la cabeza de las inclusiones es mucho menor que el esfuerzo necesario para provocar punzonamiento, por lo tanto, este fenómeno no se presentará en la cabeza de las inclusiones.

Distancia de punzonamiento

Mediante la ecuación (4.29), se determinó la distancia entre inclusiones necesaria para que se genere punzonamiento, los resultados se muestran en la Tabla 7.14.

Tabla 7.14. Distancia mínima para que ocurra el punzonamiento.

D_{inc} (m)	ϕ (°)	α (°)	β (°)	T (m)
0.3	35	55	62.5	1.95

7.2.4 RESISTENCIA ESTRUCTURAL

Resistencia a la compresión

Para verificar la resistencia a la compresión se debe verificar la desigualdad de la ecuación (4.34).

$$R_c > |Q_{zo}|_{max}$$

Considerando que las inclusiones tienen una resistencia a la compresión: $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$, la revisión de la resistencia a la compresión simple se muestra en la Tabla 7.15. y en la Tabla 7.16.

Tabla 7.15. Revisión de la resistencia a la compresión simple para inclusiones separadas a 3.00m

L (m)	D _{inc} (m)	R _c (kN)	Q _{zo} _{máx} (kN)	Cumple la desigualdad
4.00	0.30	693.43	28.30	Cumple
8.00	0.30	693.43	62.18	Cumple
12.00	0.30	693.43	67.49	Cumple
15.00	0.30	693.43	87.60	Cumple
18.00	0.30	693.43	110.95	Cumple
21.00	0.30	693.43	200.68	Cumple

Tabla 7.16. Revisión de la resistencia a la compresión simple para inclusiones separadas a 2.00m

L (m)	D _{inc} (m)	R _c (kN)	Q _{zo} _{máx} (kN)	Cumple la desigualdad
4.00	0.30	693.43	24.78	Cumple
8.00	0.30	693.43	40.79	Cumple
12.00	0.30	693.43	46.12	Cumple
15.00	0.30	693.43	47.42	Cumple
18.00	0.30	693.43	61.47	Cumple
21.00	0.30	693.43	105.10	Cumple

Resistencia al pandeo.

Para determinar si las inclusiones resisten por pandeo, se verificó la desigualdad de la ecuación (4.35), en la Tabla 7.17 y la Tabla 7.18 se presentan los resultados y se puede observar que en ambos casos la desigualdad se cumple, por lo que las inclusiones resisten por pandeo.

Tabla 7.17. Resistencia al pandeo para inclusiones separadas 3.00 m.

L (m)	D _{inc} (m)	E (kPa)	I (m ⁴)	c _u (kN/m ²)	Ks	N	Q _{zo} _{máx} (kN)	Resistencia al pandeo (kN)
4.00	0.30	7848000	0.000398	11.56	154.94	1.00	28.30	454.73
8.00	0.30	7848000	0.000398	13.03	174.62	1.00	62.18	1397.12
12.00	0.30	7848000	0.000398	15.10	202.28	1.00	67.49	3558.69
15.00	0.30	7848000	0.000398	17.88	239.55	1.00	87.60	6564.13
18.00	0.30	7848000	0.000398	20.56	275.56	1.00	110.95	10862.74
21.00	0.30	7848000	0.000398	22.48	301.28	1.00	200.68	16159.77

Tabla 7.18. Resistencia al pandeo para inclusiones separadas 2.00 m.

L (m)	D _{inc} (m)	E (kPa)	I (m ⁴)	c _u (kN/m ²)	Ks	N	Q _{zo} _{máx} (kN)	Resistencia al pandeo (kN)
4.00	0.30	7848000	0.000398	11.56	154.94	1.00	24.78	454.73
8.00	0.30	7848000	0.000398	13.03	174.62	1.00	40.79	1397.12
12.00	0.30	7848000	0.000398	15.10	202.28	1.00	46.12	3558.69
15.00	0.30	7848000	0.000398	17.88	239.55	1.00	47.42	6564.13
18.00	0.30	7848000	0.000398	20.56	275.56	1.00	61.47	10862.74
21.00	0.30	7848000	0.000398	22.48	301.28	1.00	105.10	16159.77

Como se observa en las tablas anteriores, tanto la resistencia a la compresión simple como la resistencia al pandeo son mayores que la carga axial máxima a la que estarán sometidas las inclusiones.

8 MODELADO NUMÉRICO

8.1 CAPACIDAD DE CARGA

La modelación de la capacidad de carga mediante elemento finito se realizó con el programa Plaxis 2D, se consideró un modelo axisimétrico, en el cual la inclusión se modela como un elemento de volumen y para obtener los elementos mecánicos, dentro de la inclusión se incluye un elemento tipo placa. Para la modelación se utilizaron elementos triangulares de 15 nodos.

Por tratarse de un análisis a corto plazo, no se tomó en cuenta el efecto de la colocación y el retiro de la sobrecarga, sólo la colocación del tezontle, en el cual la inclusión se encontrará embebida 1.00 m, las etapas de análisis son las siguientes:

1. Colocación de la capa de tezontle de 2.00 m de espesor
2. Colocación de carga sobre la cabeza de la inclusión.

Se construyó un modelo axisimétrico para cada una de las longitudes de inclusión a analizar, en la Figura 8.1, se presenta como ejemplo de estos modelos el utilizado para la inclusión de 21.00 m.

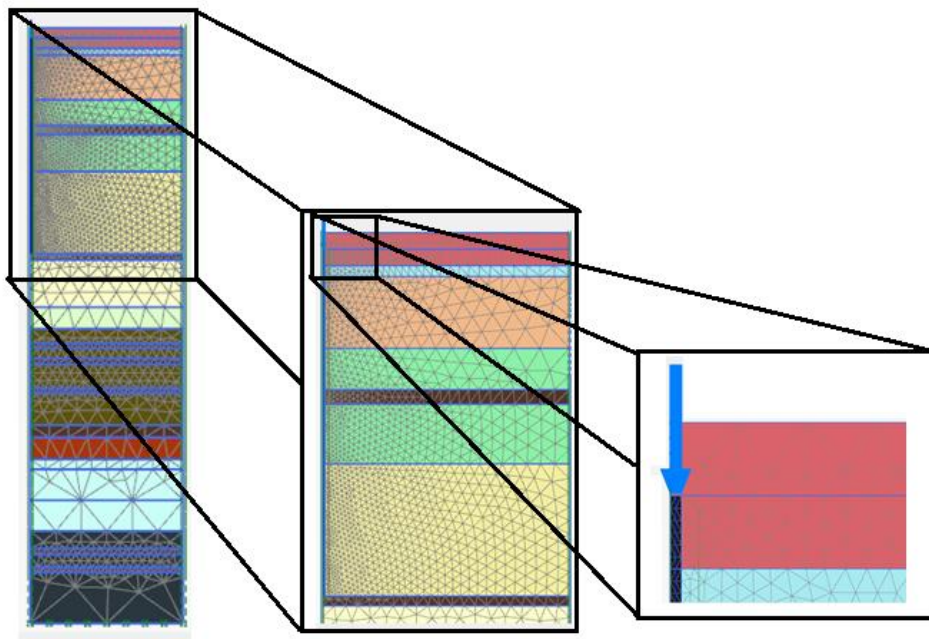


Figura 8.1. Modelo empleado para el análisis de capacidad de carga, inclusión de 21.00 m

Los resultados obtenidos mediante elemento finito se compararon con los resultados de capacidad de carga obtenidos con las NTC (Tabla 8.1). También se compararon las gráficas de carga axial obtenidas con Plaxis y con las NTC, (Figura 8.2 a la Figura 8.7).

Tabla 8.1. Capacidad de carga con Plaxis y las NTC

Longitud Inclusión (m)	Método	Capacidad por punta (kN)	Capacidad por fricción (kN)	Capacidad total (kN)
4	NTC	9.63	43.59	53.22
	Plaxis	6.33	40.36	46.69
	Diferencia	3.30	3.23	6.53
8	NTC	17.30	98.25	115.56
	Plaxis	20.11	93.18	113.30
	Diferencia	-2.81	5.07	2.26
12	NTC	20.76	170.73	191.49
	Plaxis	27.42	163.98	191.40
	Diferencia	-6.66	6.75	0.09
15	NTC	30.65	252.73	283.38
	Plaxis	32.54	244.63	277.18
	Diferencia	-1.89	8.09	6.20
18	NTC	33.16	348.86	382.01
	Plaxis	30.17	336.48	366.65
	Diferencia	2.99	12.38	15.36
21	NTC	28.73	444.99	473.72
	Plaxis	27.86	430.39	458.25
	Diferencia	0.87	14.60	15.47

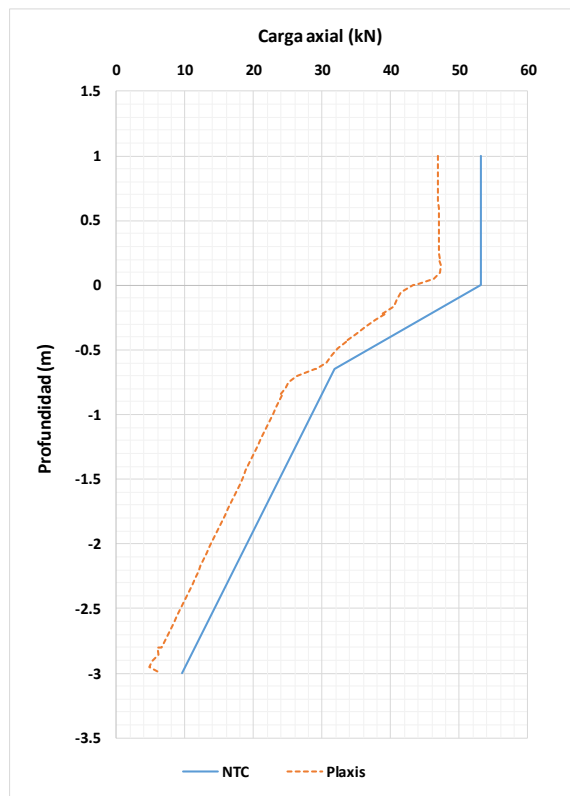


Figura 8.2. Comparativa de la carga axial desarrollada con Plaxis y las NTC, inclusión de 4.00 m

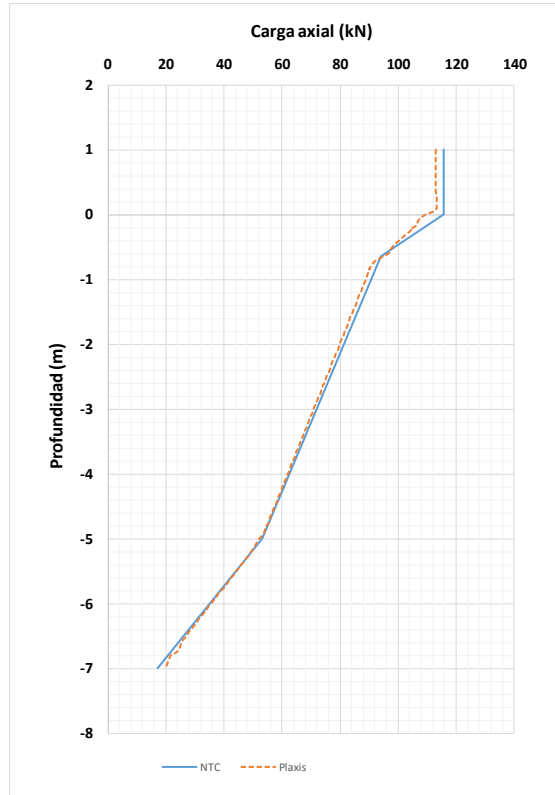


Figura 8.3. Comparativa de la carga axial desarrollada con Plaxis y las NTC, inclusión de 8.00 m

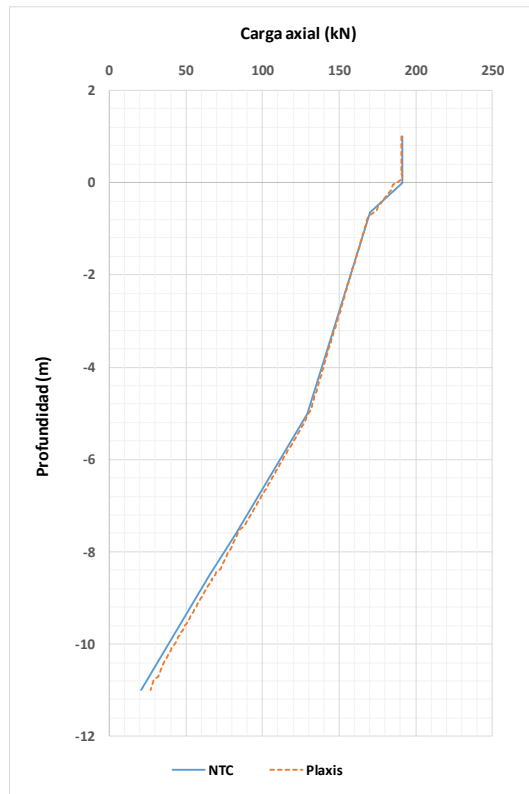


Figura 8.4. Comparativa de la carga axial desarrollada con Plaxis y las NTC, inclusión de 12.00 m

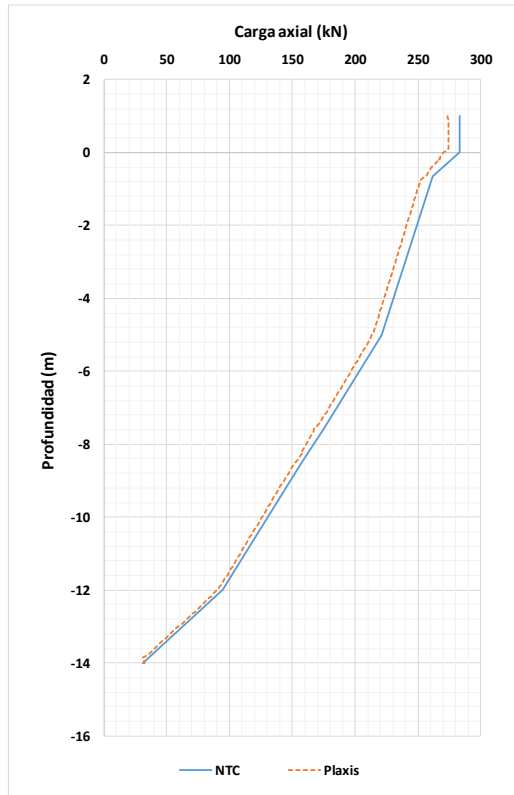


Figura 8.5. Comparativa de la carga axial desarrollada con Plaxis y las NTC, inclusión de 15.00 m

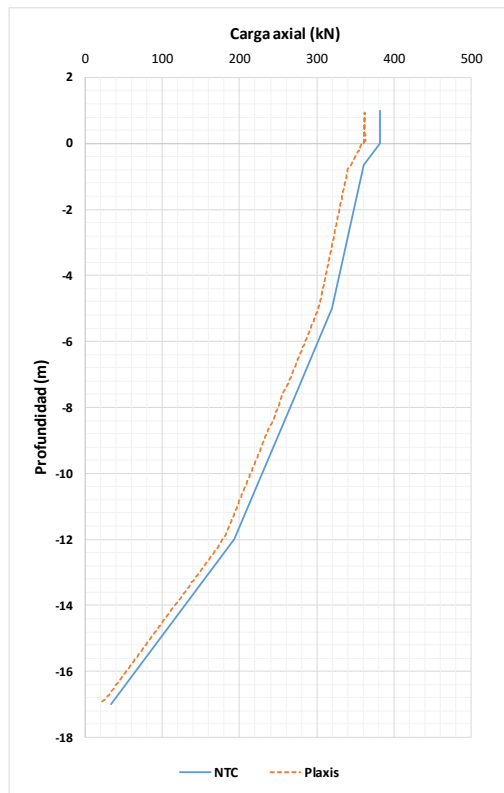


Figura 8.6. Comparativa de la carga axial desarrollada con Plaxis y las NTC, inclusión de 18.00 m

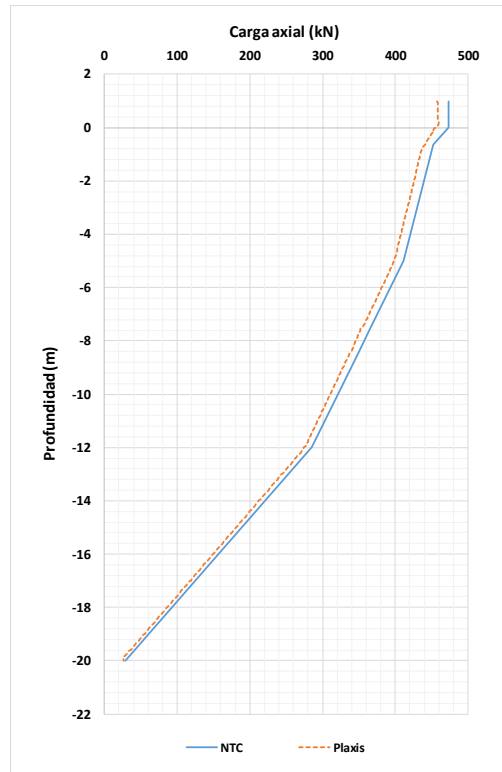


Figura 8.7. Comparativa de la carga axial desarrollada con Plaxis y las NTC, inclusión de 21.00 m

Las gráficas carga-deformación calculadas con Plaxis para las diferentes longitudes de inclusiones se presentan en la Figura 8.8.

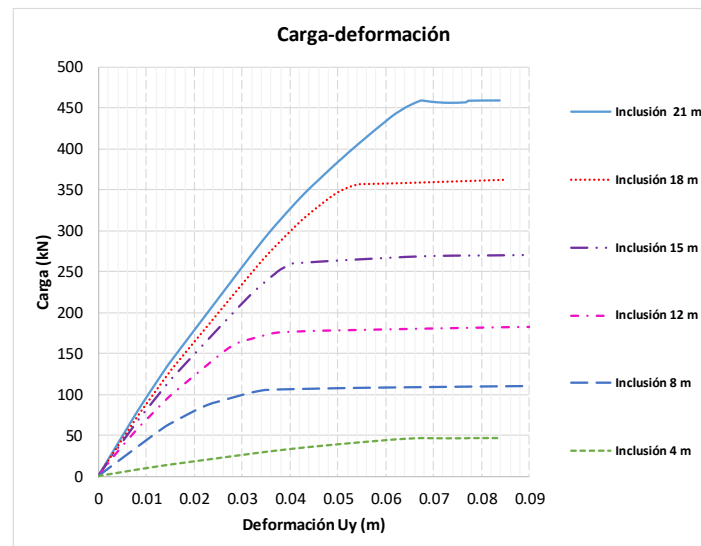


Figura 8.8. Curvas carga-deformación para las diferentes longitudes de inclusión

Como se puede observar en los resultados anteriores, la carga axial obtenida mediante las NTCDCC y las obtenidas mediante Plaxis son similares. Por lo tanto, se puede validar el uso del modelo axisimétrico y las propiedades no drenadas del suelo para obtener la capacidad de carga de una inclusión o pilote, es importante señalar que los análisis se realizaron considerando unitario los factores de reducción, así como el factor de adherencia indicados en las Normas.

8.2 INCLUSIONES Y TÚNEL SOMETIDO A CONSOLIDACIÓN REGIONAL

8.2.1 FASES DE ANÁLISIS

Para que los resultados sean representativos, en el modelado se deben considerar todas las etapas que generan una variación del estado de esfuerzos. Las etapas de análisis en primera instancia fueron propuestas por TASANA, pero estas se modificaron de acuerdo con la colocación real del tezontle y la precarga en campo. De tal manera que hasta la 4ª Etapa de precarga (de 4.50 m a 5.00 m de altura) representan los trabajos ejecutados en campo, y posterior a esta etapa se consideraron las etapas y tiempos propuestos por TASANA. En la fase de pavimento se reinician los asentamientos ya que por procedimiento constructivo se dejará perfilado y alineado.

Tabla 8.2. Fases de análisis

FASE	Tipo de procedimiento	Presión de poro	Tiempo parcial (días)	Tiempo total (días)
Fase inicial	K_0	Freática	0	0
Tezontle 0-0.5m	Plástico	Freática	0	0
Tezontle 0-0.5m consolidación	Consolidación	Freática	210	210
Tezontle 0.50-1.00 m	Plástico	Freática	0	210
Tezontle 0.50-1.00 m consolidación	Consolidación	Freática	60	270
Tezontle 1.00-2.00 m	Plástico	Freática	0	270
Tezontle 1.00-2.00 m consolidación	Consolidación	Freática	120	390
Precarga 2.00-3.50 m	Plástico	Freática	0	390
Precarga 2.00-3.50 m consolidación	Consolidación	Freática	60	450
Precarga 3.50 - 4.00 m	Plástico	Freática	0	450
Precarga 3.50-4.00 m consolidación	Consolidación	Freática	150	600
Precarga 4.00-5.00 m	Plástico	Freática	0	600
Precarga 4.00-5.00 m consolidación	Consolidación	Freática	60	660
Consolidación 360 días	Consolidación	Freática	360	1020
Retiro de sobrecarga	Consolidación	Freática	1	1021
Consolidación 59 días	Consolidación	Freática	59	1080
Pilotes	Plástico	Freática	0	1080
Muros Milán y contrafuertes	Consolidación	Freática	60	1140
Consolidación 90 días	Consolidación	Freática	90	1230
1a. Excavación sección 1	Consolidación	Freática	14	1244
2a. Excavación sección 1	Consolidación	Freática	14	1258
3a. Excavación sección 1	Consolidación	Freática	14	1272
4a. Excavación sección 1	Consolidación	Freática	14	1286
Losa fondo sección 1	Consolidación	Freática	56	1342
Muros interiores sección 1	Consolidación	Freática	15	1357
1 Excavación sección 2	Consolidación	Freática	18	1375
2 Excavación sección 2	Consolidación	Freática	15	1390
3 Excavación sección 2	Consolidación	Freática	15	1405
4 Excavación sección 2	Consolidación	Freática	15	1420
Losa fondo sección 2	Consolidación	Freática	50	1470
Muros interiores sección 2	Consolidación	Freática	15	1485
Losa tapa	Consolidación	Freática	50	1535
Inclusiones	Plástico	Freática	1	1536
Pavimento	Consolidación	Freática	2	1538
Consolidación 10 años	Consolidación	Freática	3650	5188
Consolidación 30 años	Consolidación	Freática	7300	12488
Consolidación 50 años	Consolidación	Freática	7300	19788

8.2.2 REVISIÓN DE ASENTAMIENTOS OBTENIDOS EN LAS SECCIONES DE INSTRUMENTACIÓN

Para validar el modelo geotécnico propuesto, se compararon los resultados obtenidos en Plaxis con las mediciones realizadas por CFE hasta abril de 2018 (660 días), correspondiente a la fase denominada “Precarga 4.00 – 5.00 m consolidación”. En la Figura 6.15 se muestran los asentamientos medidos por CFE. En estas mediciones se observa que el asentamiento promedio es de 1.70 m, cabe señalar que los resultados presentados por CFE incluyen el hundimiento regional de 11 cm por año para la zona del Túnel GSE Este. Con esta consideración el asentamiento final a 660 días es de 1.51 m, el asentamiento obtenido mediante Plaxis es de 1.39 m (Figura 8.9), los cuales no incluyen el efecto de consolidación regional; así la diferencia entre los asentamientos de la instrumentación y de Plaxis es de 0.12 m.

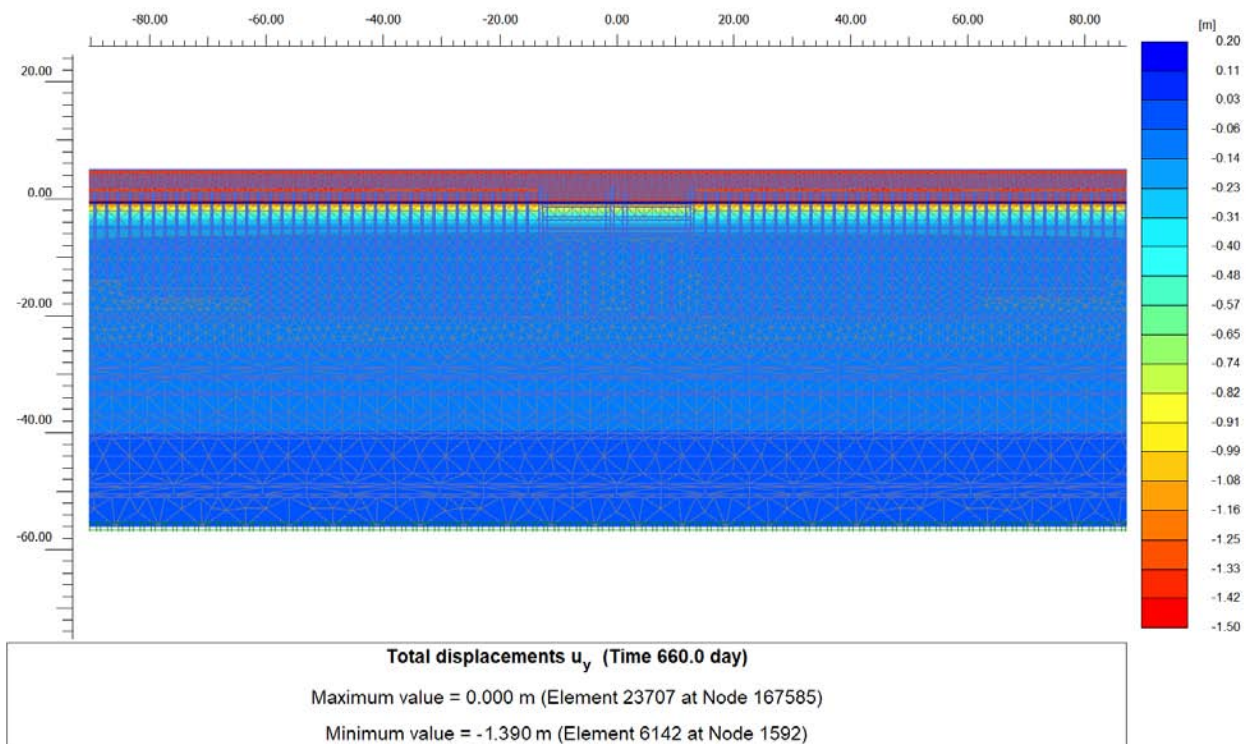


Figura 8.9. Asentamiento obtenido en Plaxis del sitio con la precarga a 660 días

8.2.3 CALIBRACIÓN DE LOS PILOTES EMBEBIDOS

Para realizar la calibración de los pilotes embebidos es necesario utilizar la celda equivalente (Plaxis Online training: Embankment on rigid inclusions, 2016). Para representar un grupo de pilotes separados a una distancia S en un modelo axisimétrico, se toma en cuenta el área de la zona de influencia, la cual corresponde a un área cuadrada en el grupo y que se transforma a un área circular en el modelo axisimétrico.

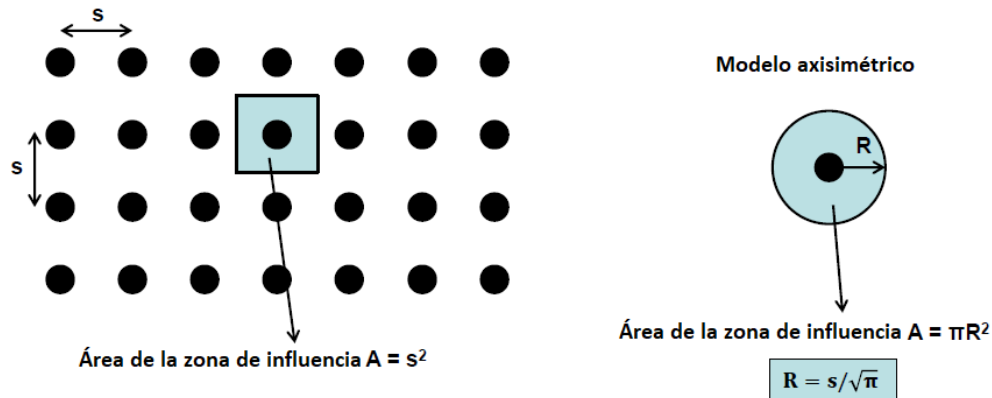


Figura 8.10. Celda equivalente (Plaxis, 2016)

Sabiendo que en el grupo $A = S^2$ y en el modelo axisimétrico $A = \pi R^2$, el radio de la zona de influencia será:

$$R = \frac{S}{\sqrt{\pi}} \quad (8.1)$$

En este caso R representa la distancia desde el eje de axisimetría hasta la frontera lateral así el radio equivalente para las dos separaciones a analizar se muestra en la Tabla 8.3.

Tabla 8.3. Radio equivalente para modelos axisimétricos

S (m)	R (m)
3.00	1.69
2.00	1.13

En el modelo axisimétrico, la inclusión es un elemento de volumen, sin embargo, en estos elementos no es posible obtener elementos mecánicos, así que se introduce el concepto de viga virtual, en el cual se usa un elemento viga dentro de la inclusión de volumen usando una relación de rigidez ajustada. Las propiedades de la viga virtual son:

$$(EA)_{virtual} = \frac{(EA)_{real}}{1000000} \quad (8.2)$$

$$(EI)_{virtual} = \frac{(EI)_{real}}{1000000} \quad (8.3)$$

Las propiedades consideradas para las inclusiones son las siguientes:

Resistencia a la compresión: $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad $E = 7848000 \text{ kN/m}^2$

Relación de Poisson $\nu = 0.17$

Densidad mínima = 1800 kN/m^3

Diámetro, $D = 0.30 \text{ m}$

Área, $A = 0.071 \text{ m}^2$

$EA = 554742.43 \text{ kN}$

$I = 3.98 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$EI = 3120.43 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$

Con las propiedades anteriores se determinan las propiedades de la viga virtual, las cuales se muestran a continuación.

$EA = 0.554 \text{ kN}$

$EI = 3.12 \times 10^{-3} \text{ kN}\cdot\text{m}^2$

Así el modelo axisimétrico generado para una separación de 3.00 m se presentan en la Figura 8.11, en este caso se muestran el modelo para una longitud de inclusión de 4.00 m, los demás modelos se construyen con el mismo radio equivalente de 1.69 m y sólo se varia la longitud.

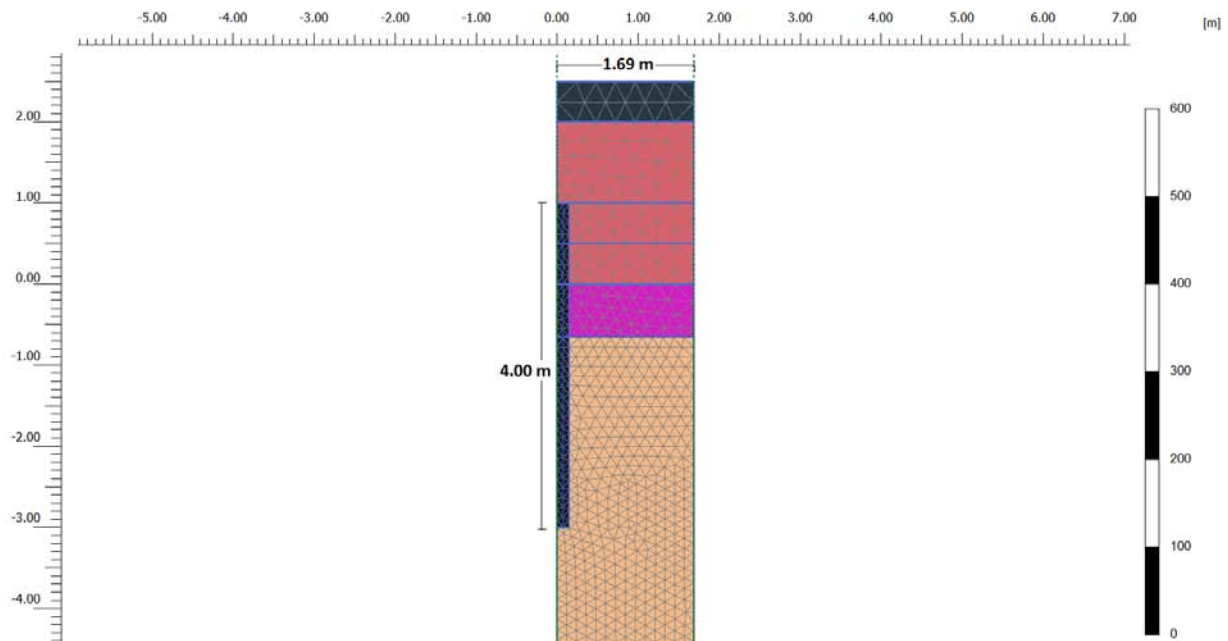


Figura 8.11. Modelo axisimétrico para una separación de 3.00 m y un radio equivalente de 1.69 m

Para una separación de 2.00 m, el modelo axisimétrico generado se presentan en la Figura 8.12, en este caso solo se presenta el modelo para longitud de inclusión de 4.00 m, los demás modelos se hicieron con el mismo radio equivalente de 1.13 m y sólo se varia la longitud.

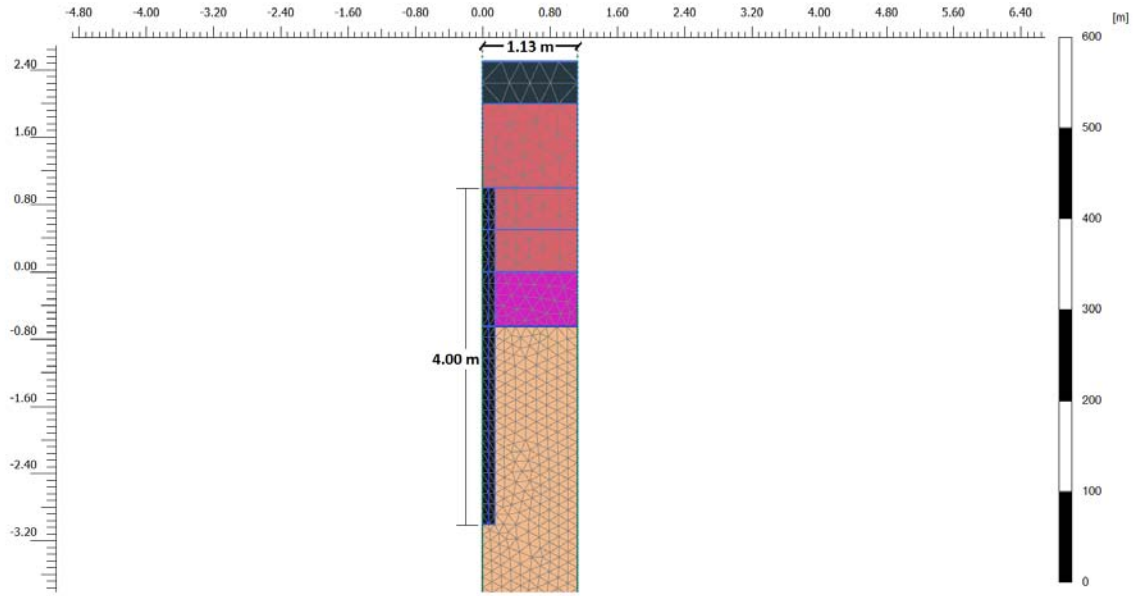


Figura 8.12. Modelo axisimétrico para una separación de 2.00 m y un radio equivalente de 1.13 m

8.2.3.1 Resistencia por fricción y resistencia de la punta

Para la calibración de las inclusiones, es necesario conocer la resistencia por punta, la cual fue calculada previamente y se presentó en la en la Tabla 7.2.

La resistencia por fuste de la inclusión (T_{fuste}) se basa en los esfuerzos efectivos iniciales del suelo (Figura 8.13).

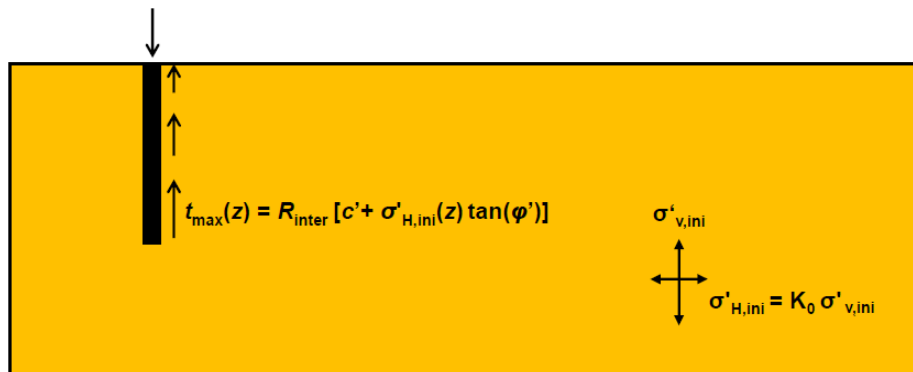


Figura 8.13. Resistencia por fuste de la inclusión (Plaxis, 2016)

$$T_{fuste} = \pi D * \tau_{m\acute{a}x}(z) \quad (8.4)$$

Donde:

$$\tau_{m\acute{a}x}(z) = R_{inter} [c' + \sigma'_{H,ini}(z) \tan(\varphi')] \quad (8.5)$$

$$\sigma'_{H,ini} = K_0 * \sigma'_{v,ini} \quad (8.6)$$

8.2.3.2 Transferencia de carga en la cabeza de la inclusión

Limitaciones de elemento viga embebida para terraplenes cimentados con inclusiones

- El elemento viga embebida no puede reproducir la transferencia de carga sobre el área de la cabeza de la inclusión porque sólo es un nodo
- El enfoque de deformación plana no puede reproducir el efecto de arqueado 3D
- Configurar la conexión superior de la inclusión a “fija” no reproducirá de manera adecuada la transferencia de carga en la cabeza de la inclusión.

Por lo anterior Plaxis (2016) sugiere una estrategia para reproducir de manera adecuada la transferencia de carga en la cabeza.

Estrategia sugerida por Plaxis:

- Se extiende el pilote embebido una pequeña distancia (L) arriba de la cabeza
- Se añade una fricción uniforme en el fuste extendido (L), tal que $T_{ficticia} * L$ sea igual al valor de la fuerza que se espera sea transferida
- Se configura la conexión superior como “libre”.

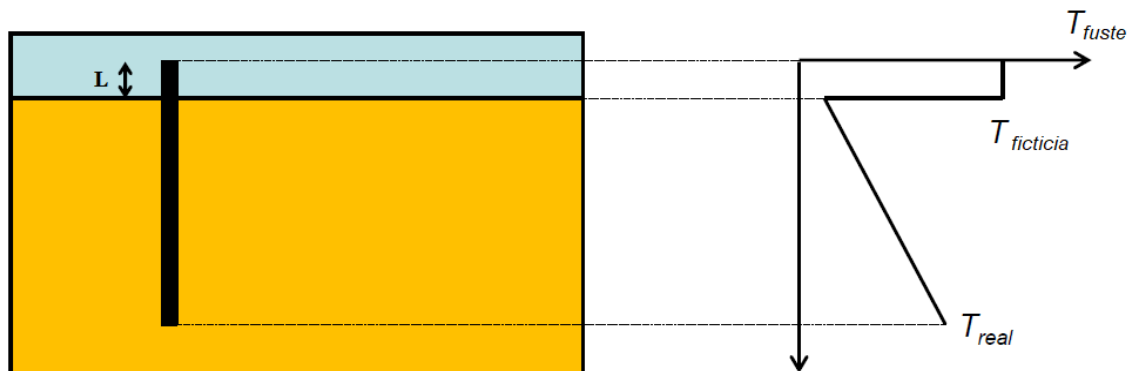


Figura 8.14. Extensión de pilote embebido (Plaxis, 2016)

Considerando que arriba de la cabeza de las inclusiones se tiene 1.50 m de estructura de pavimento y tezontle, se determinaron los esfuerzos efectivos iniciales; con las ecuaciones (8.4), (8.5) y (8.6) y se determinó la resistencia por fuste para los elementos “vigas embebidas” de Plaxis, considerando una longitud de extensión virtual de 0.2 m y un $R_{vinter} = 1.0$. Para una separación de inclusiones de 3.00 m, los resultados de la resistencia por fuste se muestran en la Tabla 8.4 a la Tabla 8.9.

Tabla 8.4. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 4.00 m de longitud y 3.00 m de separación.

$L_{inc} = 4$ (m)
 Extensión L= 0.2 (m)
 Diámetro inclusión D = 0.3 (m)
 Carga en la cabeza = 7.58 (kN)

Profundidad (m)	Longitud (m)	Estrato	c' (kPa)	ϕ'	γ' (kN/m ³)	σ'_v (kPa)	K_0	σ'_H (kPa)	R_{inter}	T_{fuste} (kN/m)
1.200	0.000	Tezontle	0.00	35.00	15.00	26.32	0.43	11.22		37.90
1.000	0.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.32	0.43	12.50	1.00	37.90
0.995	0.205	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.39	0.43	12.53	1.00	8.27
0.000	1.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	44.32	0.43	18.90	1.00	12.47
-0.005	1.205	Costra	35.00	35.00	14.50	44.39	0.54	23.97	1.00	48.80
-0.650	1.850	Costra	35.00	35.00	14.50	53.74	0.54	29.02	1.00	52.14
-0.655	1.855	FAS 1	0.00	35.00	1.40	53.75	0.40	21.50	1.00	14.19
-3.000	4.200	FAS 1	0.00	35.00	1.40	57.03	0.40	22.81	1.00	15.05

Tabla 8.5. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 8.00 m de longitud y 3.00 m de separación.

$L_{inc} = 8$ (m)
 Extensión L= 0.2 (m)
 Diámetro inclusión D = 0.3 (m)
 Carga en la cabeza = 14.04 (kN)

Profundidad (m)	Longitud (m)	Estrato	c' (kPa)	ϕ'	γ' (kN/m ³)	σ'_v (kPa)	K_0	σ'_H (kPa)	R_{inter}	T_{fuste} (kN/m)
1.200	0.000	Tezontle	0.00	35.00	15.00	26.32	0.43	11.22		70.20
1.000	0.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.32	0.43	12.50	1.00	70.20
0.995	0.205	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.39	0.43	12.53	1.00	8.27
0.000	1.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	44.32	0.43	18.90	1.00	12.47
-0.005	1.205	Costra	35.00	35.00	14.50	44.39	0.54	23.97	1.00	48.80
-0.650	1.850	Costra	35.00	35.00	14.50	53.74	0.54	29.02	1.00	52.14
-0.655	1.855	FAS 1	0.00	35.00	1.40	53.75	0.40	21.50	1.00	14.19
-5.000	6.200	FAS 1	0.00	35.00	1.40	59.83	0.40	23.93	1.00	15.79
-5.005	6.205	FAS 2	0.00	32.00	1.40	59.84	0.40	23.93	1.00	14.10
-7.000	8.200	FAS 2	0.00	32.00	1.40	62.63	0.40	25.05	1.00	14.75

Tabla 8.6. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 12.00 m de longitud y 3.00 m de separación.

$L_{inc} = 12 \text{ (m)}$
 Extensión L= 0.2 (m)
 Diámetro inclusión D= 0.3 (m)
 Carga en la cabeza = 11.83 (kN)

Profundidad (m)	Longitud (m)	Estrato	c' (kPa)	ϕ'	γ' (kN/m ³)	σ'_v (kPa)	K_0	σ'_H (kPa)	R_{inter}	T_{fuste} (kN/m)
1.200	0.000	Tezontle	0.00	35.00	15.00	26.32	0.43	11.22		59.15
1.000	0.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.32	0.43	12.50	1.00	59.15
0.995	0.205	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.39	0.43	12.53	1.00	8.27
0.000	1.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	44.32	0.43	18.90	1.00	12.47
-0.005	1.205	Costra	35.00	35.00	14.50	44.39	0.54	23.97	1.00	48.80
-0.650	1.850	Costra	35.00	35.00	14.50	53.74	0.54	29.02	1.00	52.14
-0.655	1.855	FAS 1	0.00	35.00	1.40	53.75	0.40	21.50	1.00	14.19
-5.000	6.200	FAS 1	0.00	35.00	1.40	59.83	0.40	23.93	1.00	15.79
-5.005	6.205	FAS 2	0.00	32.00	1.40	59.84	0.40	23.93	1.00	14.10
-7.600	8.800	FAS 2	0.00	32.00	1.40	63.47	0.40	25.39	1.00	14.95
-7.605	8.805	LENTE	20.00	35.00	5.00	63.50	0.43	27.08	1.00	36.72
-8.500	9.700	LENTE	20.00	35.00	5.00	67.97	0.43	28.98	1.00	37.98
-8.505	9.705	FAS 2	0.00	32.00	1.40	67.98	0.40	27.19	1.00	16.01
-11.000	12.200	FAS 2	0.00	32.00	1.40	71.47	0.40	28.59	1.00	16.84

Tabla 8.7. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 15.00 m de longitud y 3.00 m de separación.

$L_{inc} = 15 \text{ (m)}$
 Extensión L= 0.2 (m)
 Diámetro inclusión D= 0.3 (m)
 Carga en la cabeza = 15.8 (kN)

Profundidad (m)	Longitud (m)	Estrato	c' (kPa)	ϕ'	γ' (kN/m ³)	σ'_v (kPa)	K_0	σ'_H (kPa)	R_{inter}	T_{fuste} (kN/m)
1.200	0.000	Tezontle	0.00	35.00	15.00	26.32	0.43	11.22		79.00
1.000	0.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.32	0.43	12.50	1.00	79.00
0.995	0.205	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.39	0.43	12.53	1.00	8.27
0.000	1.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	44.32	0.43	18.90	1.00	12.47
-0.005	1.205	Costra	35.00	35.00	14.50	44.39	0.54	23.97	1.00	48.80
-0.650	1.850	Costra	35.00	35.00	14.50	53.74	0.54	29.02	1.00	52.14
-0.655	1.855	FAS 1	0.00	35.00	1.40	53.75	0.40	21.50	1.00	14.19
-5.000	6.200	FAS 1	0.00	35.00	1.40	59.83	0.40	23.93	1.00	15.79
-5.005	6.205	FAS 2	0.00	32.00	1.40	59.84	0.40	23.93	1.00	14.10
-7.600	8.800	FAS 2	0.00	32.00	1.40	63.47	0.40	25.39	1.00	14.95
-7.605	8.805	LENTE	20.00	35.00	5.00	63.50	0.43	27.08	1.00	36.72
-8.500	9.700	LENTE	20.00	35.00	5.00	67.97	0.43	28.98	1.00	37.98
-8.505	9.705	FAS 2	0.00	32.00	1.40	67.98	0.40	27.19	1.00	16.01
-12.000	13.200	FAS 2	0.00	32.00	1.40	72.87	0.40	29.15	1.00	17.17
-12.005	13.205	FAS 3	0.00	42.00	1.80	72.88	0.33	24.05	1.00	20.41
-14.000	15.200	FAS 3	0.00	42.00	1.80	76.47	0.33	25.24	1.00	21.41

Tabla 8.8. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 18.00 m de longitud y 3.00 m de separación.

$L_{inc} = 18$ (m)
 Extensión L = 0.2 (m)
 Diámetro inclusión D = 0.3 (m)
 Carga en la cabeza = 15.49 (kN)

Profundidad (m)	Longitud (m)	Estrato	c' (kPa)	ϕ'	γ' (kN/m ³)	σ'_v (kPa)	K_0	σ'_H (kPa)	R_{inter}	T_{fuste} (kN/m)
1.200	0.000	Tezontle	0.00	35.00	15.00	26.32	0.43	11.22		77.45
1.000	0.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.32	0.43	12.50	1.00	77.45
0.995	0.205	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.39	0.43	12.53	1.00	8.27
0.000	1.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	44.32	0.43	18.90	1.00	12.47
-0.005	1.205	Costra	35.00	35.00	14.50	44.39	0.54	23.97	1.00	48.80
-0.650	1.850	Costra	35.00	35.00	14.50	53.74	0.54	29.02	1.00	52.14
-0.655	1.855	FAS 1	0.00	35.00	1.40	53.75	0.40	21.50	1.00	14.19
-5.000	6.200	FAS 1	0.00	35.00	1.40	59.83	0.40	23.93	1.00	15.79
-5.005	6.205	FAS 2	0.00	32.00	1.40	59.84	0.40	23.93	1.00	14.10
-7.600	8.800	FAS 2	0.00	32.00	1.40	63.47	0.40	25.39	1.00	14.95
-7.605	8.805	LENTE	20.00	35.00	5.00	63.50	0.43	27.08	1.00	36.72
-8.500	9.700	LENTE	20.00	35.00	5.00	67.97	0.43	28.98	1.00	37.98
-8.505	9.705	FAS 2	0.00	32.00	1.40	67.98	0.40	27.19	1.00	16.01
-12.000	13.200	FAS 2	0.00	32.00	1.40	72.87	0.40	29.15	1.00	17.17
-12.005	13.205	FAS 3	0.00	42.00	1.80	72.88	0.33	24.05	1.00	20.41
-17.000	18.200	FAS 3	0.00	42.00	1.80	81.87	0.33	27.02	1.00	22.93

Tabla 8.9. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 21.00 m de longitud y 3.00 m de separación.

$L_{inc} = 21$ (m)
 Extensión L = 0.2 (m)
 Diámetro inclusión D = 0.3 (m)
 Carga en la cabeza = 16 (kN)

Profundidad (m)	Longitud (m)	Estrato	c' (kPa)	ϕ'	γ' (kN/m ³)	σ'_v (kPa)	K_0	σ'_H (kPa)	R_{inter}	T_{fuste} (kN/m)
1.200	0.000	Tezontle	0.00	35.00	15.00	26.32	0.43	11.22		80.00
1.000	0.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.32	0.43	12.50	1.00	80.00
0.995	0.205	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.39	0.43	12.53	1.00	8.27
0.000	1.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	44.32	0.43	18.90	1.00	12.47
-0.005	1.205	Costra	35.00	35.00	14.50	44.39	0.54	23.97	1.00	48.80
-0.650	1.850	Costra	35.00	35.00	14.50	53.74	0.54	29.02	1.00	52.14
-0.655	1.855	FAS 1	0.00	35.00	1.40	53.75	0.40	21.50	1.00	14.19
-5.000	6.200	FAS 1	0.00	35.00	1.40	59.83	0.40	23.93	1.00	15.79
-5.005	6.205	FAS 2	0.00	32.00	1.40	59.84	0.40	23.93	1.00	14.10
-7.600	8.800	FAS 2	0.00	32.00	1.40	63.47	0.40	25.39	1.00	14.95
-7.605	8.805	LENTE	20.00	35.00	5.00	63.50	0.43	27.08	1.00	36.72
-8.500	9.700	LENTE	20.00	35.00	5.00	67.97	0.43	28.98	1.00	37.98
-8.505	9.705	FAS 2	0.00	32.00	1.40	67.98	0.40	27.19	1.00	16.01
-12.000	13.200	FAS 2	0.00	32.00	1.40	72.87	0.40	29.15	1.00	17.17
-12.005	13.205	FAS 3	0.00	42.00	1.80	72.88	0.33	24.05	1.00	20.41
-20.000	21.200	FAS 3	0.00	42.00	1.80	87.27	0.33	28.80	1.00	24.44

Los resultados de la resistencia por fuste para la separación de 2.00 m se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 8.10. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 4.00 m de longitud y 2.00 m de separación.

$L_{inc} = 4 \text{ (m)}$
 Extensión L = 0.2 (m)
 Diámetro inclusión D = 0.3 (m)
 Carga en la cabeza = 6.49 (kN)

Profundidad (m)	Longitud (m)	Estrato	c' (kPa)	ϕ'	γ' (kN/m ³)	σ'_v (kPa)	K_0	σ'_H (kPa)	R_{inter}	T_{fuste} (kN/m)
1.200	0.000	Tezontle	0.00	35.00	15.00	26.32	0.43	11.22		32.45
1.000	0.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.32	0.43	12.50	1.00	32.45
0.995	0.205	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.39	0.43	12.53	1.00	8.27
0.000	1.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	44.32	0.43	18.90	1.00	12.47
-0.005	1.205	Costra	35.00	35.00	14.50	44.39	0.54	23.97	1.00	48.80
-0.650	1.850	Costra	35.00	35.00	14.50	53.74	0.54	29.02	1.00	52.14
-0.655	1.855	FAS 1	0.00	35.00	1.40	53.75	0.40	21.50	1.00	14.19
-3.000	4.200	FAS 1	0.00	35.00	1.40	57.03	0.40	22.81	1.00	15.05

Tabla 8.11. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 8.00 m de longitud y 2.00 m de separación.

$L_{inc} = 8 \text{ (m)}$
 Extensión L = 0.2 (m)
 Diámetro inclusión D = 0.3 (m)
 Carga en la cabeza = 8.91 (kN)

Profundidad (m)	Longitud (m)	Estrato	c' (kPa)	ϕ'	γ' (kN/m ³)	σ'_v (kPa)	K_0	σ'_H (kPa)	R_{inter}	T_{fuste} (kN/m)
1.200	0.000	Tezontle	0.00	35.00	15.00	26.32	0.43	11.22		44.55
1.000	0.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.32	0.43	12.50	1.00	44.55
0.995	0.205	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.39	0.43	12.53	1.00	8.27
0.000	1.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	44.32	0.43	18.90	1.00	12.47
-0.005	1.205	Costra	35.00	35.00	14.50	44.39	0.54	23.97	1.00	48.80
-0.650	1.850	Costra	35.00	35.00	14.50	53.74	0.54	29.02	1.00	52.14
-0.655	1.855	FAS 1	0.00	35.00	1.40	53.75	0.40	21.50	1.00	14.19
-5.000	6.200	FAS 1	0.00	35.00	1.40	59.83	0.40	23.93	1.00	15.79
-5.005	6.205	FAS 2	0.00	32.00	1.40	59.84	0.40	23.93	1.00	14.10
-7.000	8.200	FAS 2	0.00	32.00	1.40	62.63	0.40	25.05	1.00	14.75

Tabla 8.12. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 12.00 m de longitud y 2.00 m de separación.

$L_{inc} = 12 \text{ (m)}$
 Extensión L= 0.2 (m)
 Diámetro inclusion D= 0.3 (m)
 Carga en la cabeza = 9.06 (kN)

Profundidad (m)	Longitud (m)	Estrato	c' (kPa)	ϕ'	γ' (kN/m ³)	σ'_v (kPa)	K_0	σ'_H (kPa)	R_{inter}	T_{fuste} (kN/m)
1.200	0.000	Tezontle	0.00	35.00	15.00	26.32	0.43	11.22		45.30
1.000	0.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.32	0.43	12.50	1.00	45.30
0.995	0.205	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.39	0.43	12.53	1.00	8.27
0.000	1.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	44.32	0.43	18.90	1.00	12.47
-0.005	1.205	Costra	35.00	35.00	14.50	44.39	0.54	23.97	1.00	48.80
-0.650	1.850	Costra	35.00	35.00	14.50	53.74	0.54	29.02	1.00	52.14
-0.655	1.855	FAS 1	0.00	35.00	1.40	53.75	0.40	21.50	1.00	14.19
-5.000	6.200	FAS 1	0.00	35.00	1.40	59.83	0.40	23.93	1.00	15.79
-5.005	6.205	FAS 2	0.00	32.00	1.40	59.84	0.40	23.93	1.00	14.10
-7.600	8.800	FAS 2	0.00	32.00	1.40	63.47	0.40	25.39	1.00	14.95
-7.605	8.805	LENTE	20.00	35.00	5.00	63.50	0.43	27.08	1.00	36.72
-8.500	9.700	LENTE	20.00	35.00	5.00	67.97	0.43	28.98	1.00	37.98
-8.505	9.705	FAS 2	0.00	32.00	1.40	67.98	0.40	27.19	1.00	16.01
-11.000	12.200	FAS 2	0.00	32.00	1.40	71.47	0.40	28.59	1.00	16.84

Tabla 8.13. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 15.00 m de longitud y 2.00 m de separación.

$L_{inc} = 15 \text{ (m)}$
 Extensión L= 0.2 (m)
 Diámetro inclusion D= 0.3 (m)
 Carga en la cabeza = 9.07 (kN)

Profundidad (m)	Longitud (m)	Estrato	c' (kPa)	ϕ'	γ' (kN/m ³)	σ'_v (kPa)	K_0	σ'_H (kPa)	R_{inter}	T_{fuste} (kN/m)
1.200	0.000	Tezontle	0.00	35.00	15.00	26.32	0.43	11.22		45.35
1.000	0.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.32	0.43	12.50	1.00	45.35
0.995	0.205	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.39	0.43	12.53	1.00	8.27
0.000	1.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	44.32	0.43	18.90	1.00	12.47
-0.005	1.205	Costra	35.00	35.00	14.50	44.39	0.54	23.97	1.00	48.80
-0.650	1.850	Costra	35.00	35.00	14.50	53.74	0.54	29.02	1.00	52.14
-0.655	1.855	FAS 1	0.00	35.00	1.40	53.75	0.40	21.50	1.00	14.19
-5.000	6.200	FAS 1	0.00	35.00	1.40	59.83	0.40	23.93	1.00	15.79
-5.005	6.205	FAS 2	0.00	32.00	1.40	59.84	0.40	23.93	1.00	14.10
-7.600	8.800	FAS 2	0.00	32.00	1.40	63.47	0.40	25.39	1.00	14.95
-7.605	8.805	LENTE	20.00	35.00	5.00	63.50	0.43	27.08	1.00	36.72
-8.500	9.700	LENTE	20.00	35.00	5.00	67.97	0.43	28.98	1.00	37.98
-8.505	9.705	FAS 2	0.00	32.00	1.40	67.98	0.40	27.19	1.00	16.01
-12.000	13.200	FAS 2	0.00	32.00	1.40	72.87	0.40	29.15	1.00	17.17
-12.005	13.205	FAS 3	0.00	42.00	1.80	72.88	0.33	24.05	1.00	20.41
-14.000	15.200	FAS 3	0.00	42.00	1.80	76.47	0.33	25.24	1.00	21.41

Tabla 8.14. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 18.00 m de longitud y 2.00 m de separación.

$L_{inc} = 18 \text{ (m)}$
 Extensión $L = 0.2 \text{ (m)}$
 Diámetro inclusión $D = 0.3 \text{ (m)}$
 Carga en la cabeza = 8.69 (kN)

Profundidad (m)	Longitud (m)	Estrato	c' (kPa)	ϕ'	γ' (kN/m ³)	σ'_v (kPa)	K_0	σ'_H (kPa)	R_{inter}	T_{fuste} (kN/m)
1.200	0.000	Tezontle	0.00	35.00	15.00	26.32	0.43	11.22		43.45
1.000	0.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.32	0.43	12.50	1.00	43.45
0.995	0.205	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.39	0.43	12.53	1.00	8.27
0.000	1.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	44.32	0.43	18.90	1.00	12.47
-0.005	1.205	Costra	35.00	35.00	14.50	44.39	0.54	23.97	1.00	48.80
-0.650	1.850	Costra	35.00	35.00	14.50	53.74	0.54	29.02	1.00	52.14
-0.655	1.855	FAS 1	0.00	35.00	1.40	53.75	0.40	21.50	1.00	14.19
-5.000	6.200	FAS 1	0.00	35.00	1.40	59.83	0.40	23.93	1.00	15.79
-5.005	6.205	FAS 2	0.00	32.00	1.40	59.84	0.40	23.93	1.00	14.10
-7.600	8.800	FAS 2	0.00	32.00	1.40	63.47	0.40	25.39	1.00	14.95
-7.605	8.805	LENTE	20.00	35.00	5.00	63.50	0.43	27.08	1.00	36.72
-8.500	9.700	LENTE	20.00	35.00	5.00	67.97	0.43	28.98	1.00	37.98
-8.505	9.705	FAS 2	0.00	32.00	1.40	67.98	0.40	27.19	1.00	16.01
-12.000	13.200	FAS 2	0.00	32.00	1.40	72.87	0.40	29.15	1.00	17.17
-12.005	13.205	FAS 3	0.00	42.00	1.80	72.88	0.33	24.05	1.00	20.41
-17.000	18.200	FAS 3	0.00	42.00	1.80	81.87	0.33	27.02	1.00	22.93

Tabla 8.15. Resistencia por fuste para calibración de vigas embebidas de 21.00 m de longitud y 2.00 m de separación.

$L_{inc} = 21 \text{ (m)}$
 Extensión $L = 0.2 \text{ (m)}$
 Diámetro inclusión $D = 0.3 \text{ (m)}$
 Carga en la cabeza = 9.06 (kN)

Profundidad (m)	Longitud (m)	Estrato	c' (kPa)	ϕ'	γ' (kN/m ³)	σ'_v (kPa)	K_0	σ'_H (kPa)	R_{inter}	T_{fuste} (kN/m)
1.200	0.000	Tezontle	0.00	35.00	15.00	26.32	0.43	11.22		45.30
1.000	0.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.32	0.43	12.50	1.00	45.30
0.995	0.205	Tezontle	0.00	35.00	15.00	29.39	0.43	12.53	1.00	8.27
0.000	1.200	Tezontle	0.00	35.00	15.00	44.32	0.43	18.90	1.00	12.47
-0.005	1.205	Costra	35.00	35.00	14.50	44.39	0.54	23.97	1.00	48.80
-0.650	1.850	Costra	35.00	35.00	14.50	53.74	0.54	29.02	1.00	52.14
-0.655	1.855	FAS 1	0.00	35.00	1.40	53.75	0.40	21.50	1.00	14.19
-5.000	6.200	FAS 1	0.00	35.00	1.40	59.83	0.40	23.93	1.00	15.79
-5.005	6.205	FAS 2	0.00	32.00	1.40	59.84	0.40	23.93	1.00	14.10
-7.600	8.800	FAS 2	0.00	32.00	1.40	63.47	0.40	25.39	1.00	14.95
-7.605	8.805	LENTE	20.00	35.00	5.00	63.50	0.43	27.08	1.00	36.72
-8.500	9.700	LENTE	20.00	35.00	5.00	67.97	0.43	28.98	1.00	37.98
-8.505	9.705	FAS 2	0.00	32.00	1.40	67.98	0.40	27.19	1.00	16.01
-12.000	13.200	FAS 2	0.00	32.00	1.40	72.87	0.40	29.15	1.00	17.17
-12.005	13.205	FAS 3	0.00	42.00	1.80	72.88	0.33	24.05	1.00	20.41
-20.000	21.200	FAS 3	0.00	42.00	1.80	87.27	0.33	28.80	1.00	24.44

Una vez calculada la resistencia por fuste para las inclusiones, se genera el modelo de deformación plana con la inclusión embebida. El modelo para una separación de 3.00 m se muestra en la Figura 8.15, tomando como ejemplo el caso de una longitud de inclusión de 4.00m, los demás modelos se realizaron con las mismas dimensiones sólo variando la longitud de la viga embebida, en todos los modelos se usó una extensión $L = 0.20$ m en la cabeza de la inclusión embebida para poder representar de manera adecuada la transferencia de carga en la cabeza.

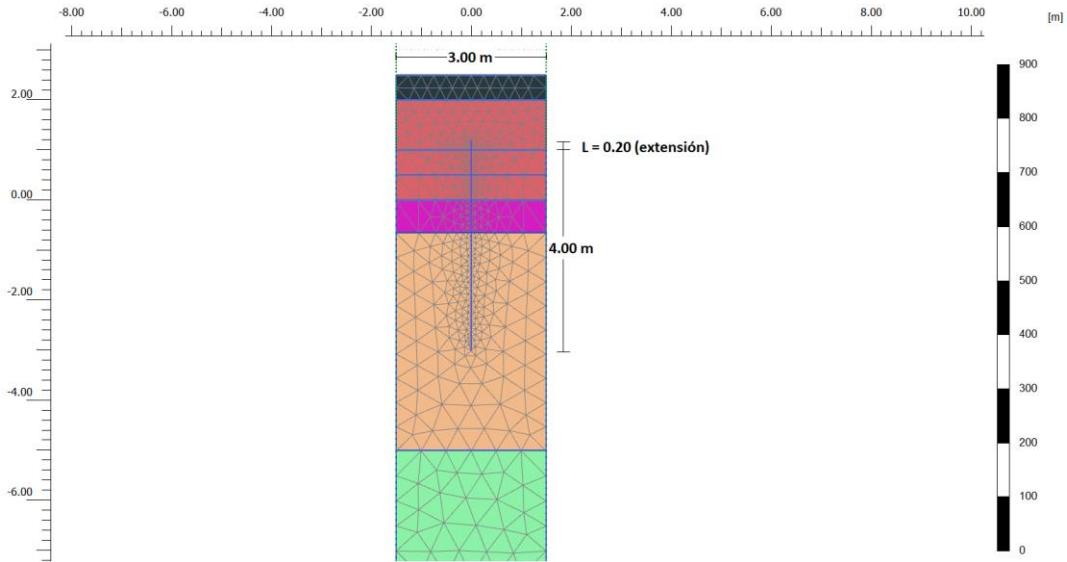


Figura 8.15. Modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 4.00 m de longitud y separación de 3.00 m

Para la separación de 2.00 m, el modelo de deformación plana se presenta en la Figura 8.16, para el caso de la inclusión de 4.00 m. Los demás casos se realizaron con las mismas dimensiones sólo variando la longitud de la inclusión y respetando la extensión $L=0.20$ m en la cabeza.

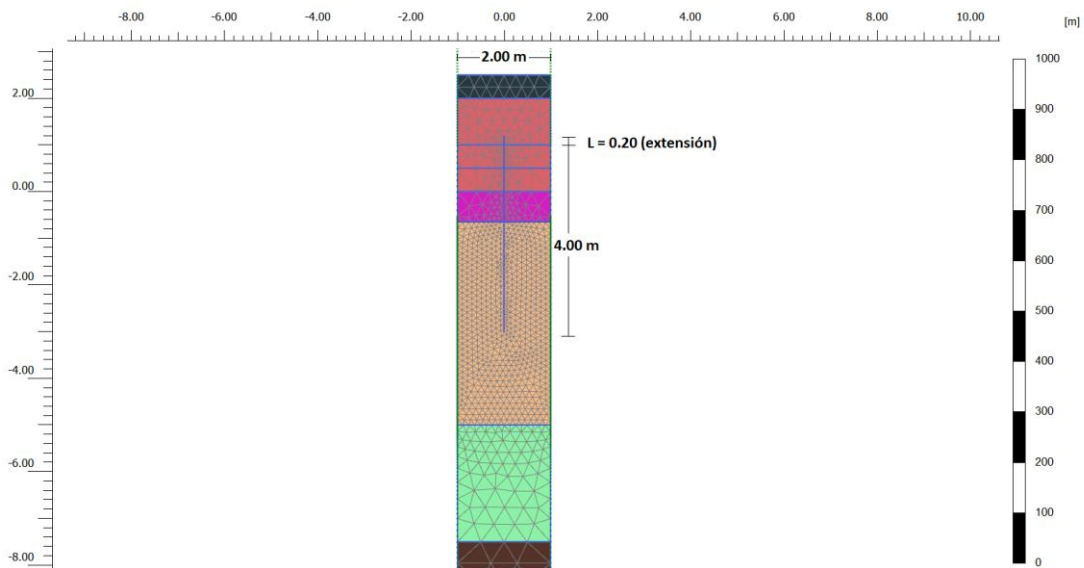


Figura 8.16. Modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 4.00 m de longitud y separación de 2.00 m

La carga axial determinada en los modelos axisimétricos (elementos de volumen) con la viga virtual, sirvieron como base para la calibración de la carga axial de los modelos de deformación plana con la viga embebida. La comparación de la carga axial calculada con el modelo axisimétrico y la carga axial calculada con ambos modelos para las distintas longitudes de inclusión se presenta en las siguientes figuras.

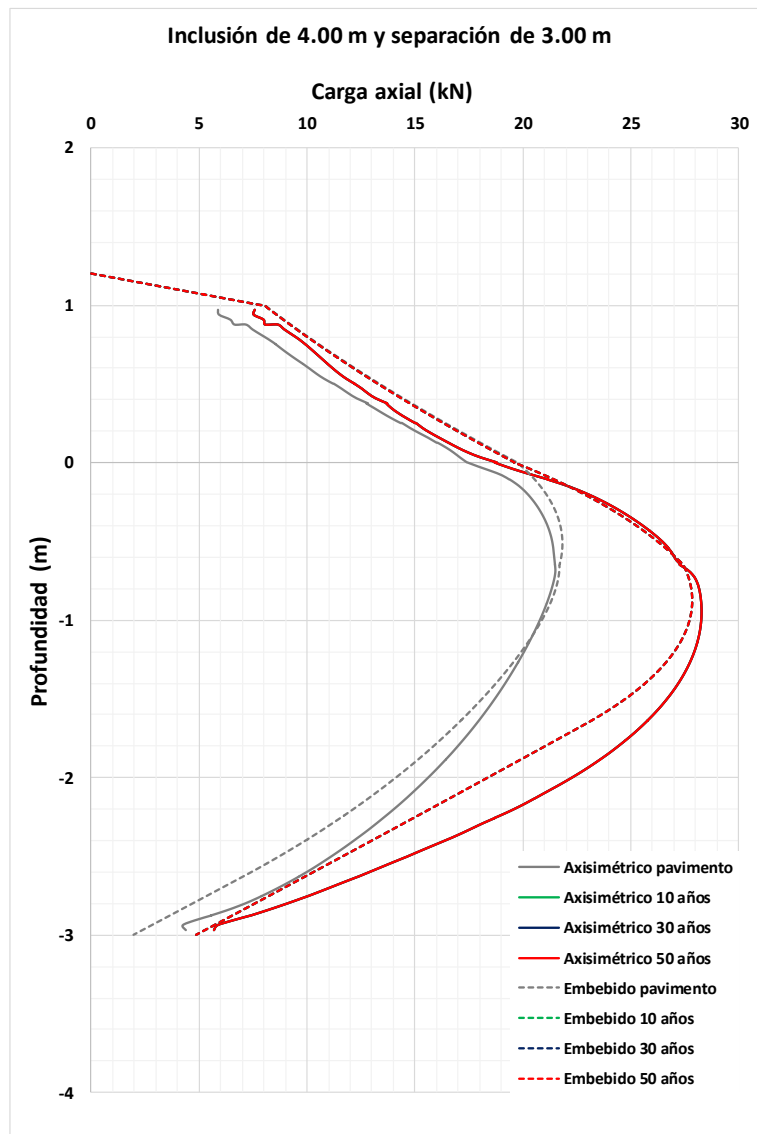


Figura 8.17. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 4.00 m de longitud y separación de 3.00 m

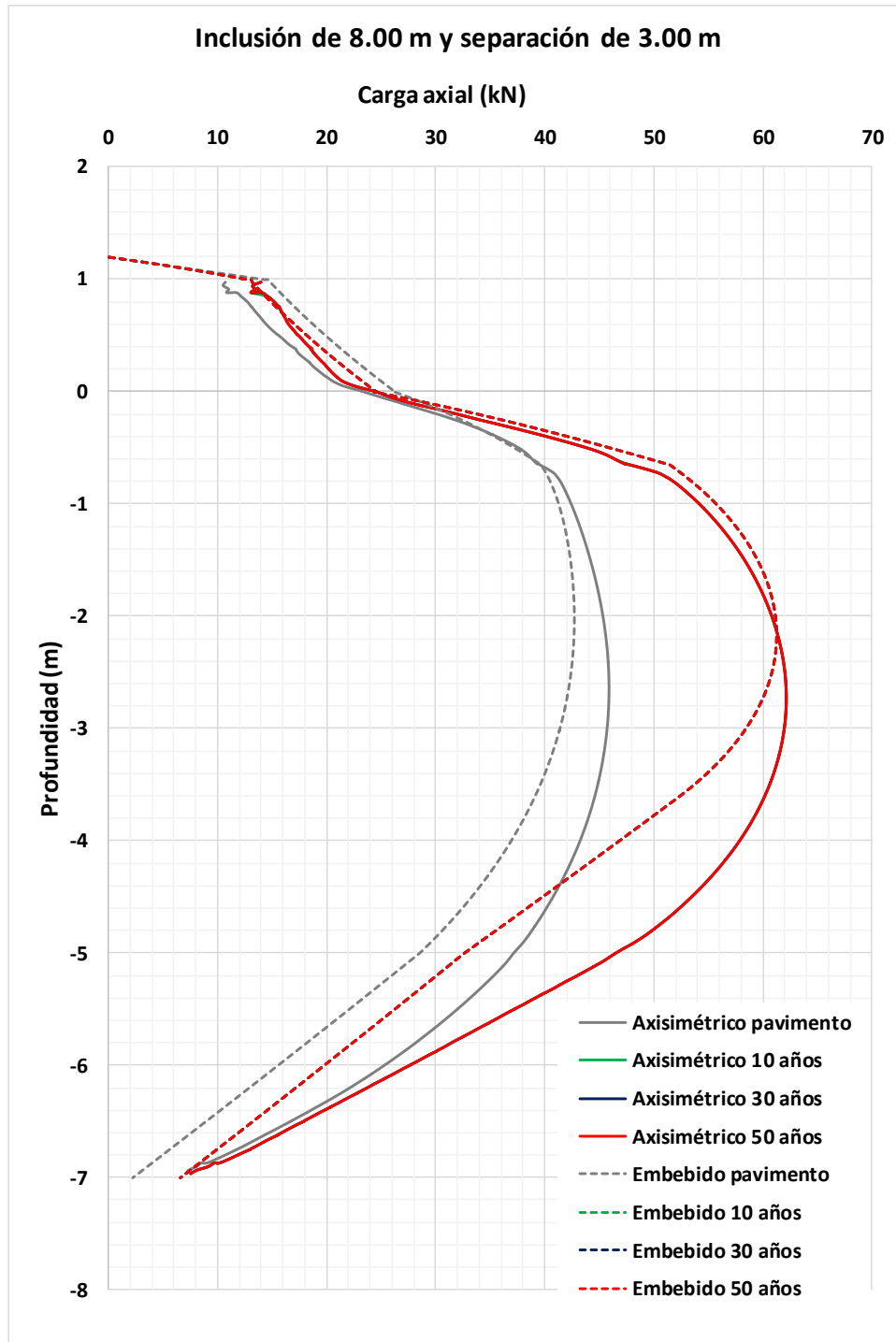


Figura 8.18. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 8.00 m de longitud y separación de 3.00 m

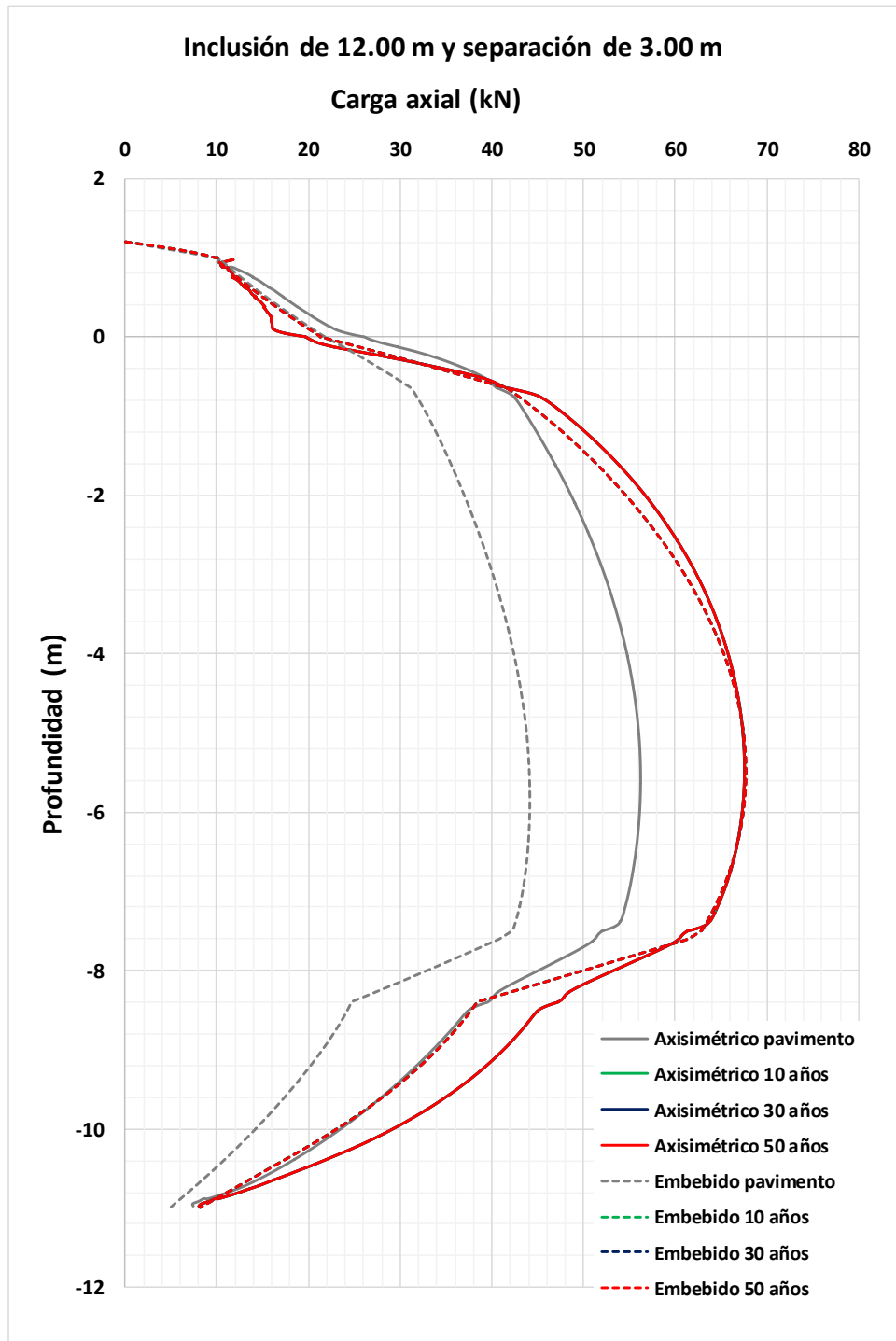


Figura 8.19. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 12.00 m de longitud y separación de 3.00 m

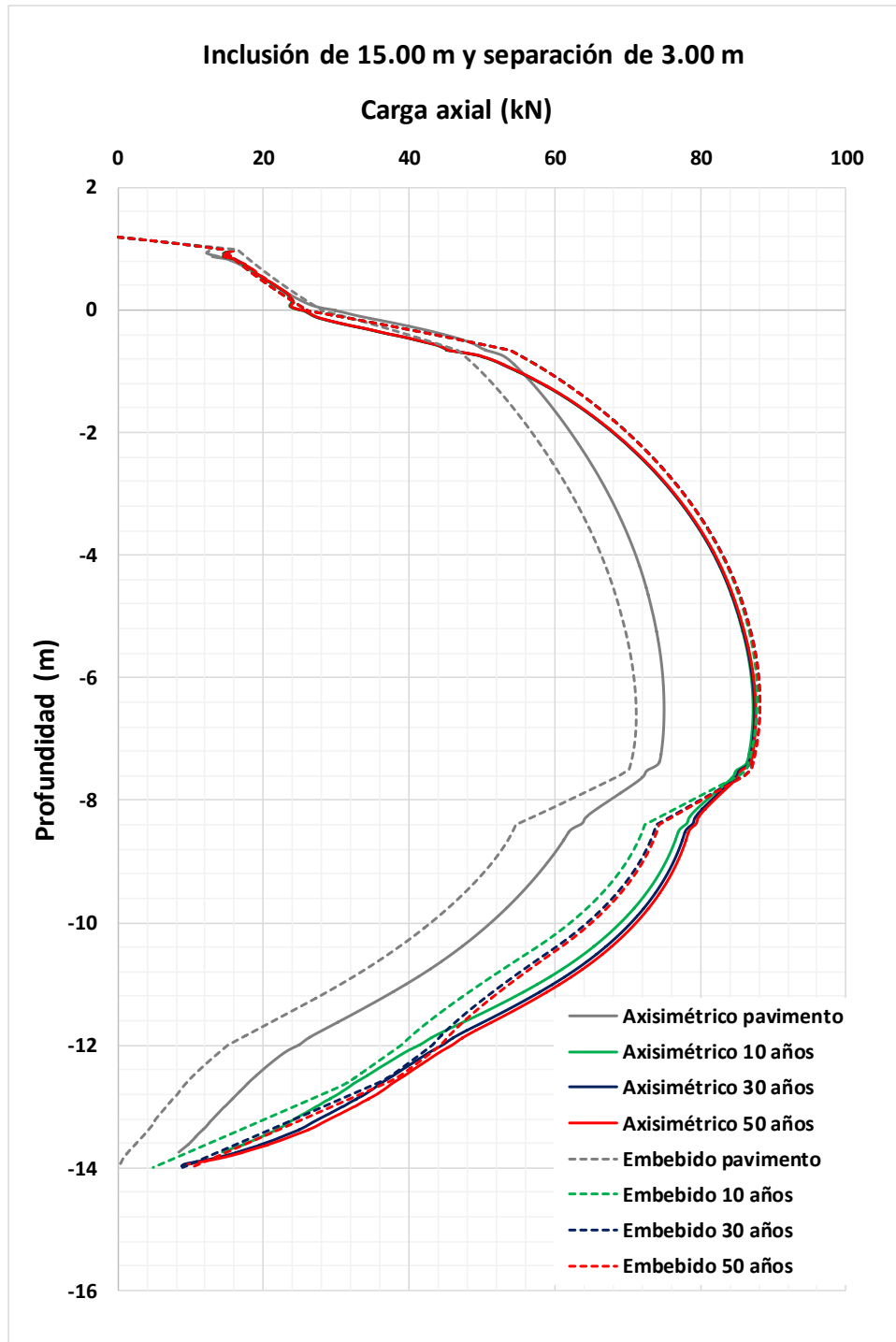


Figura 8.20. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 15.00 m de longitud y separación de 3.00 m

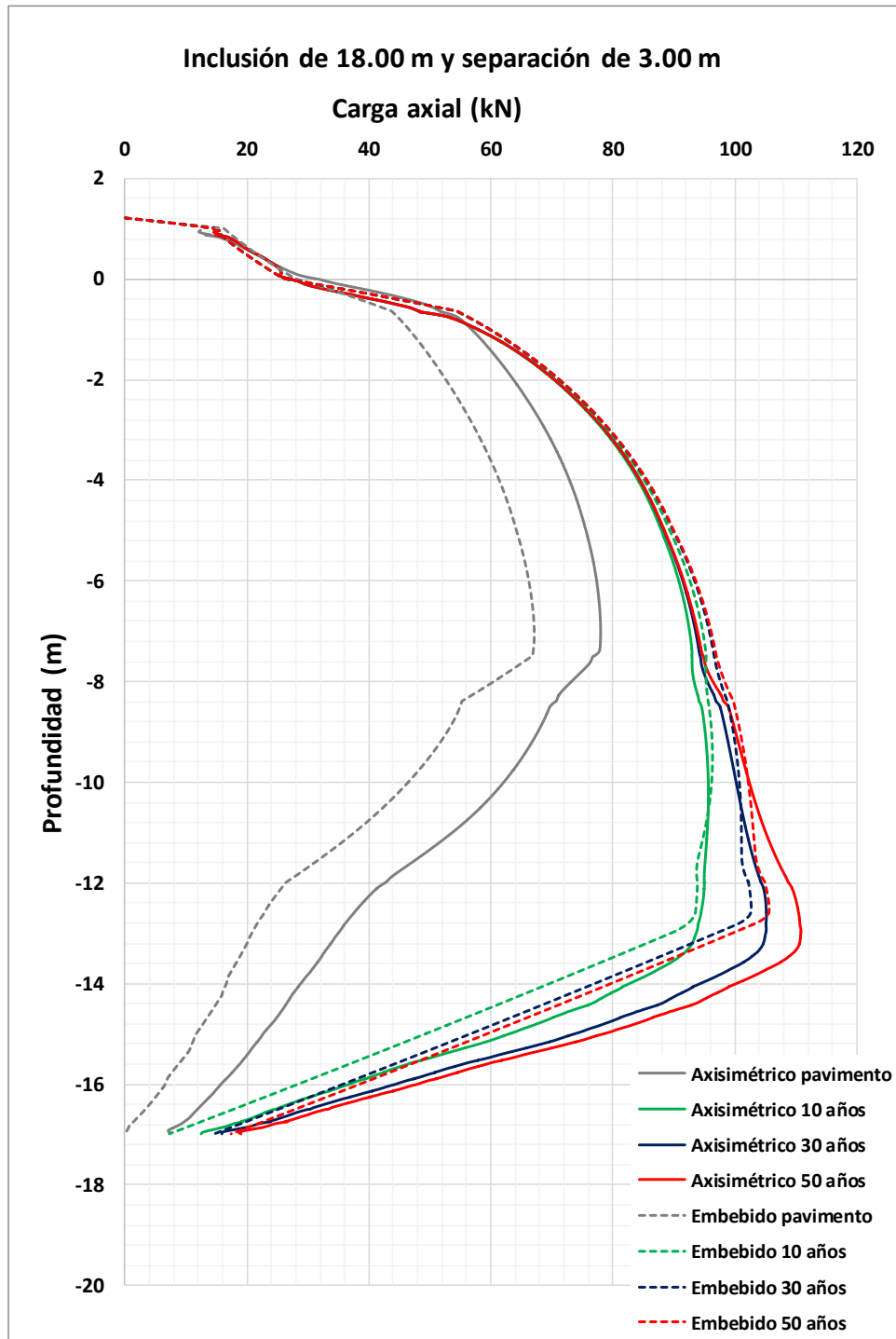


Figura 8.21. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 12.00 m de longitud y separación de 3.00 m

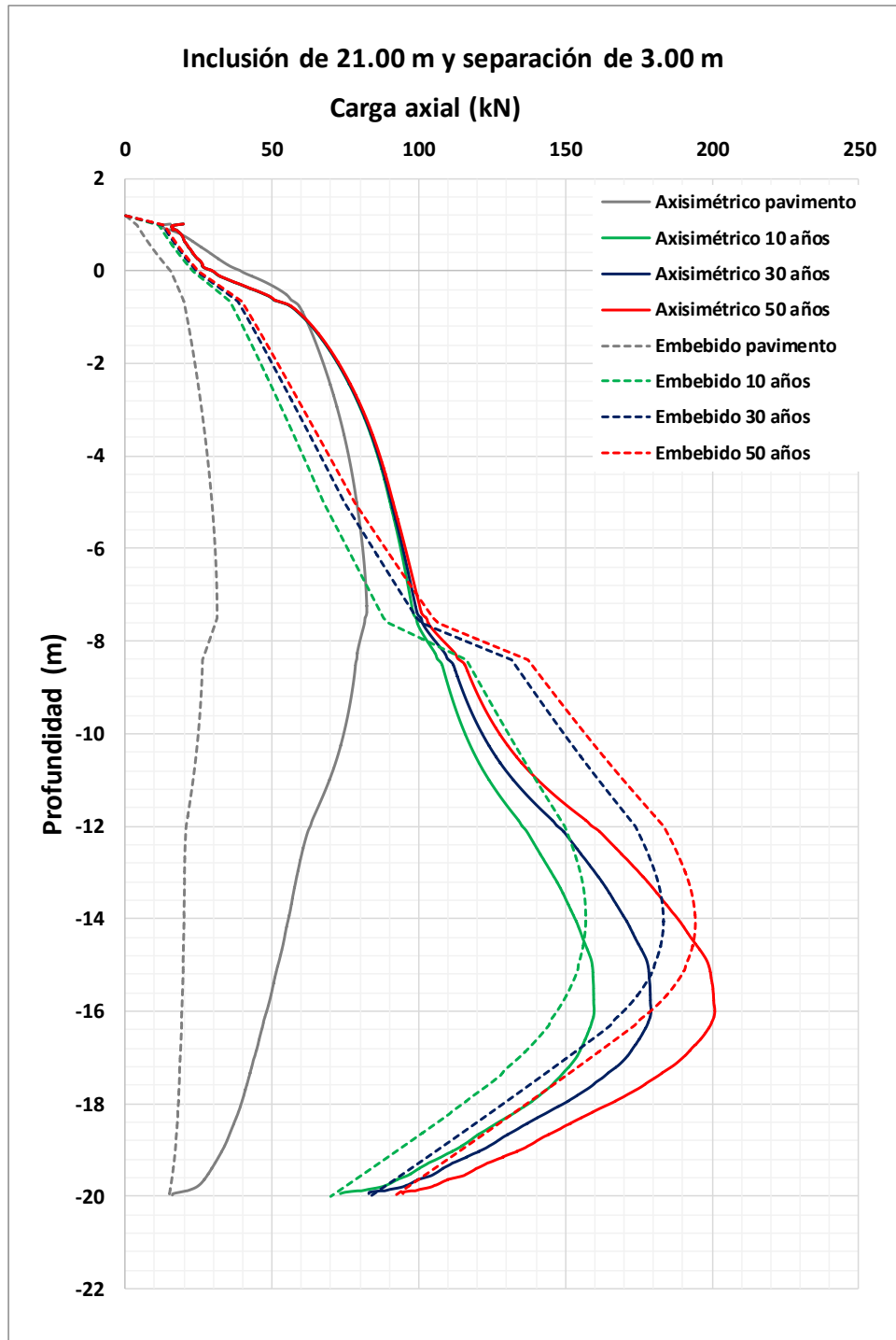


Figura 8.22. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 21.00 m de longitud y separación de 3.00 m

A continuación, se presentan los resultados para una separación de 2.00 m.

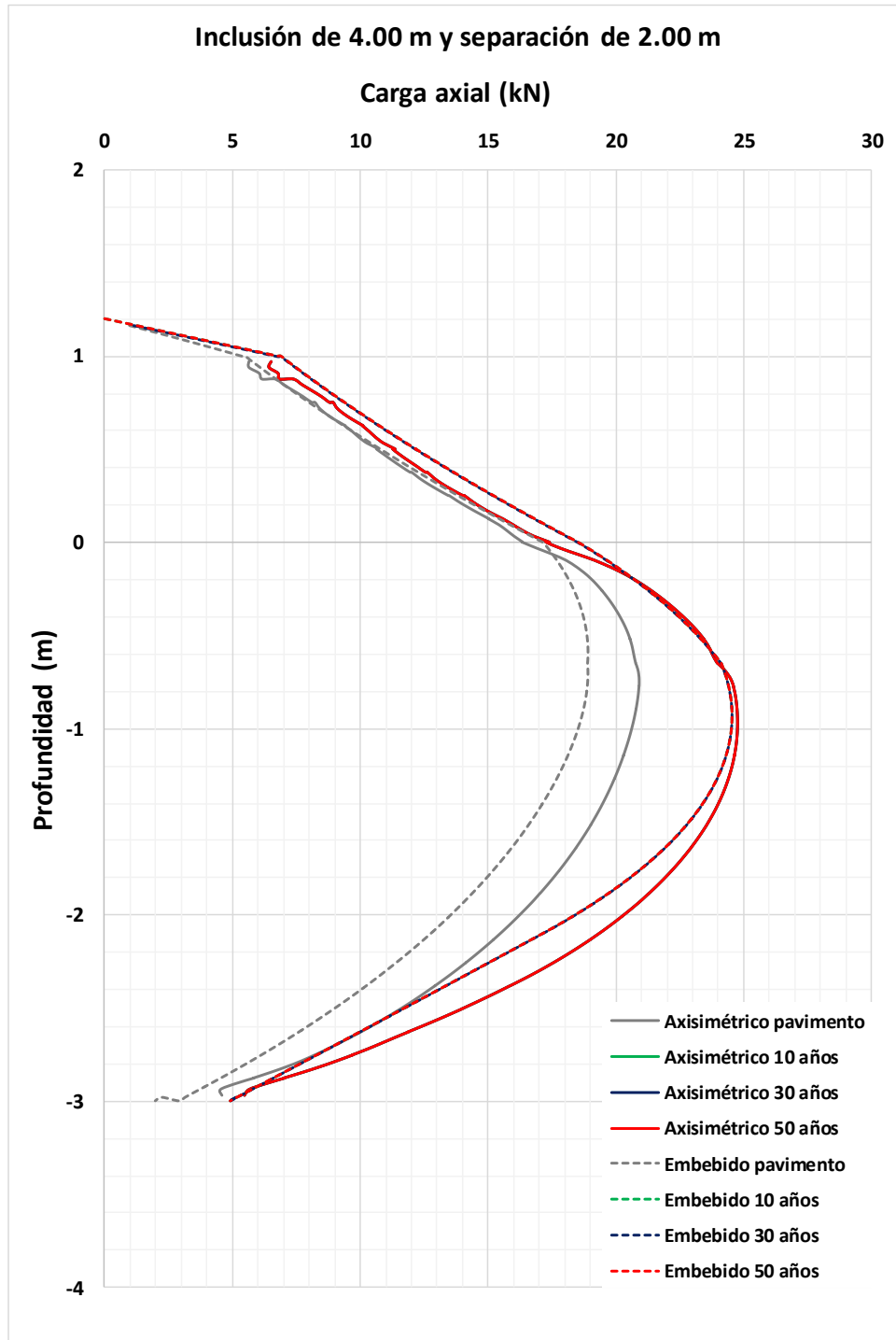


Figura 8.23. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 4.00 m de longitud y separación de 2.00 m

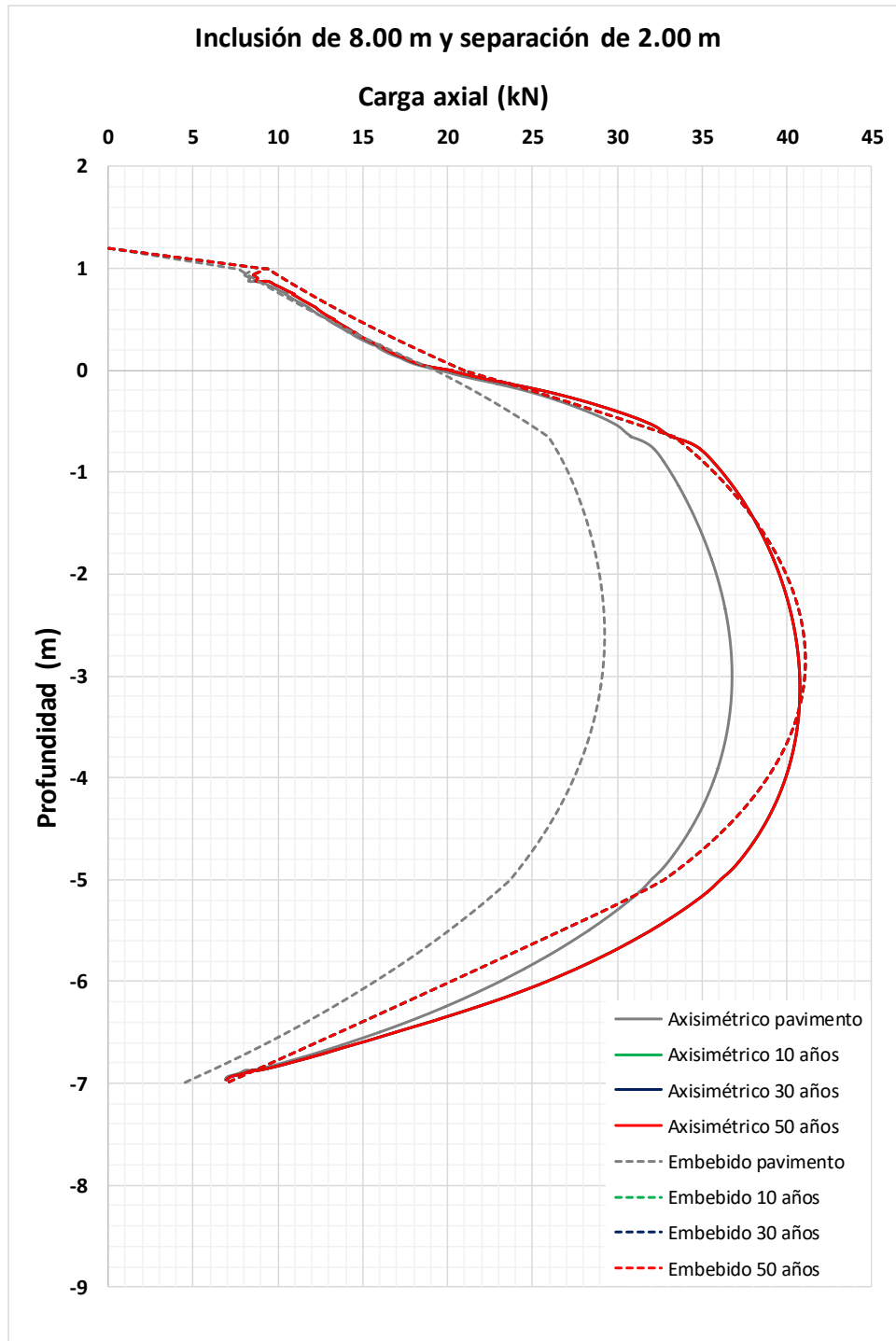


Figura 8.24. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 8.00 m de longitud y separación de 2.00 m

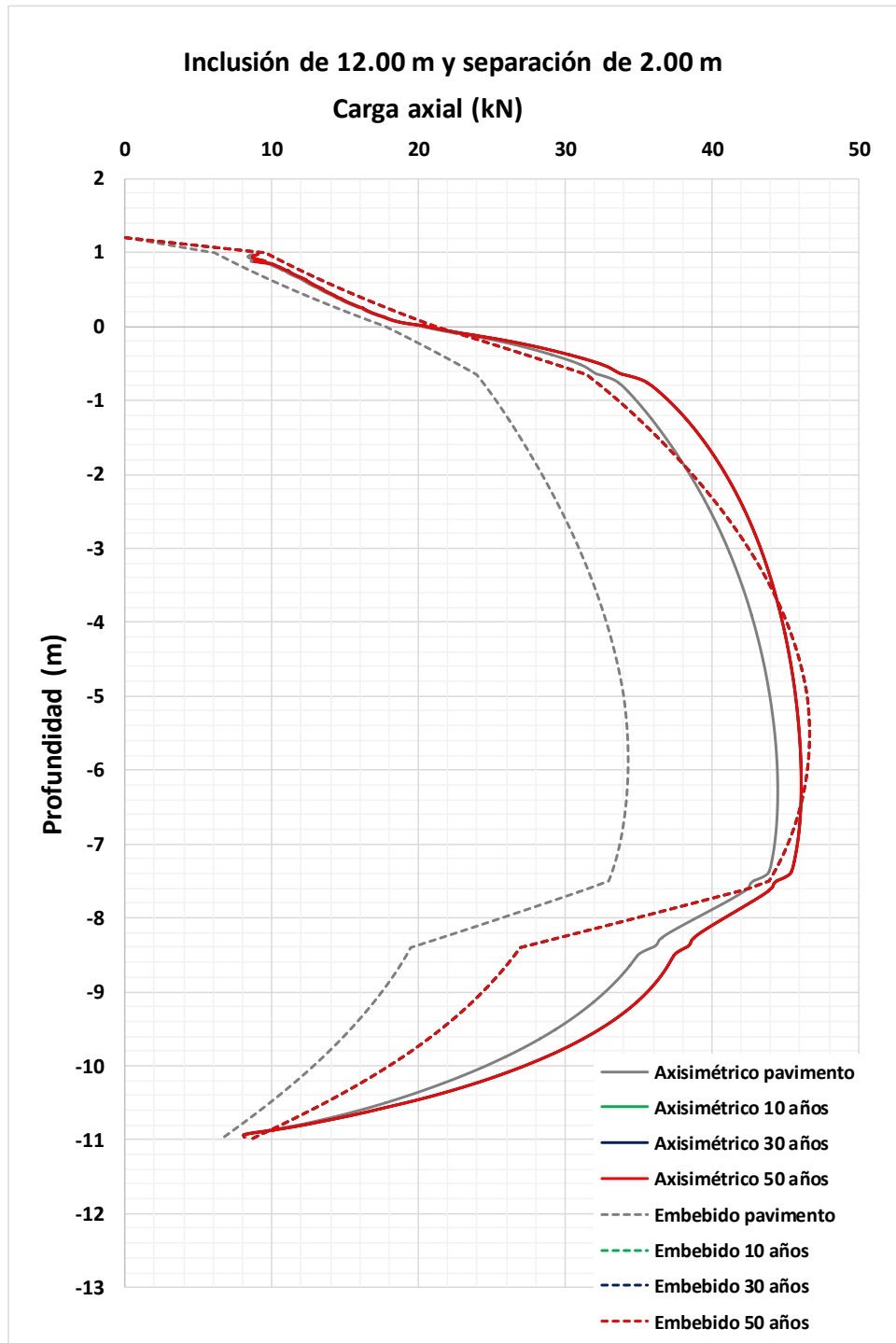


Figura 8.25. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 12.00 m de longitud y separación de 2.00 m

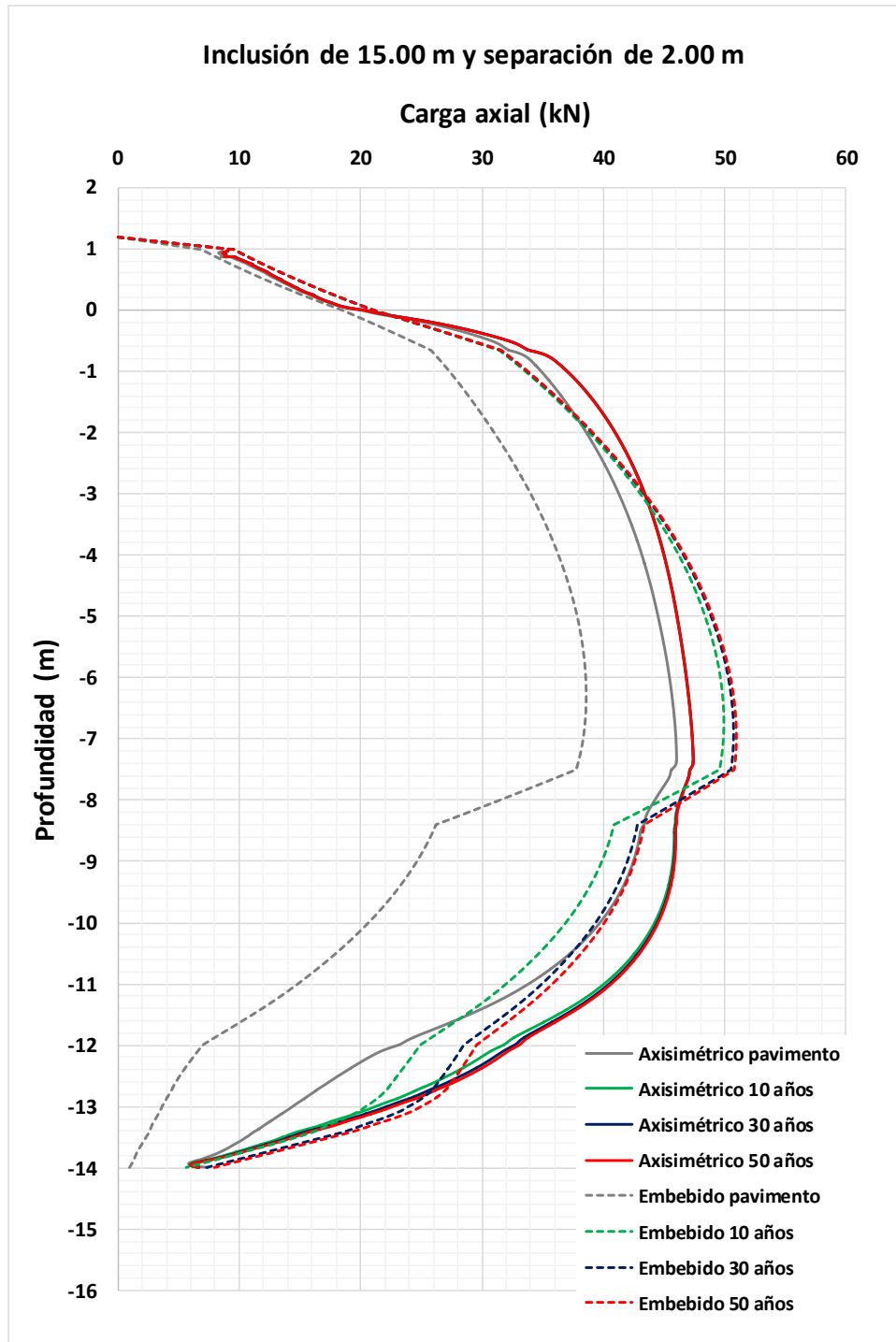


Figura 8.26. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 15.00 m de longitud y separación de 2.00 m

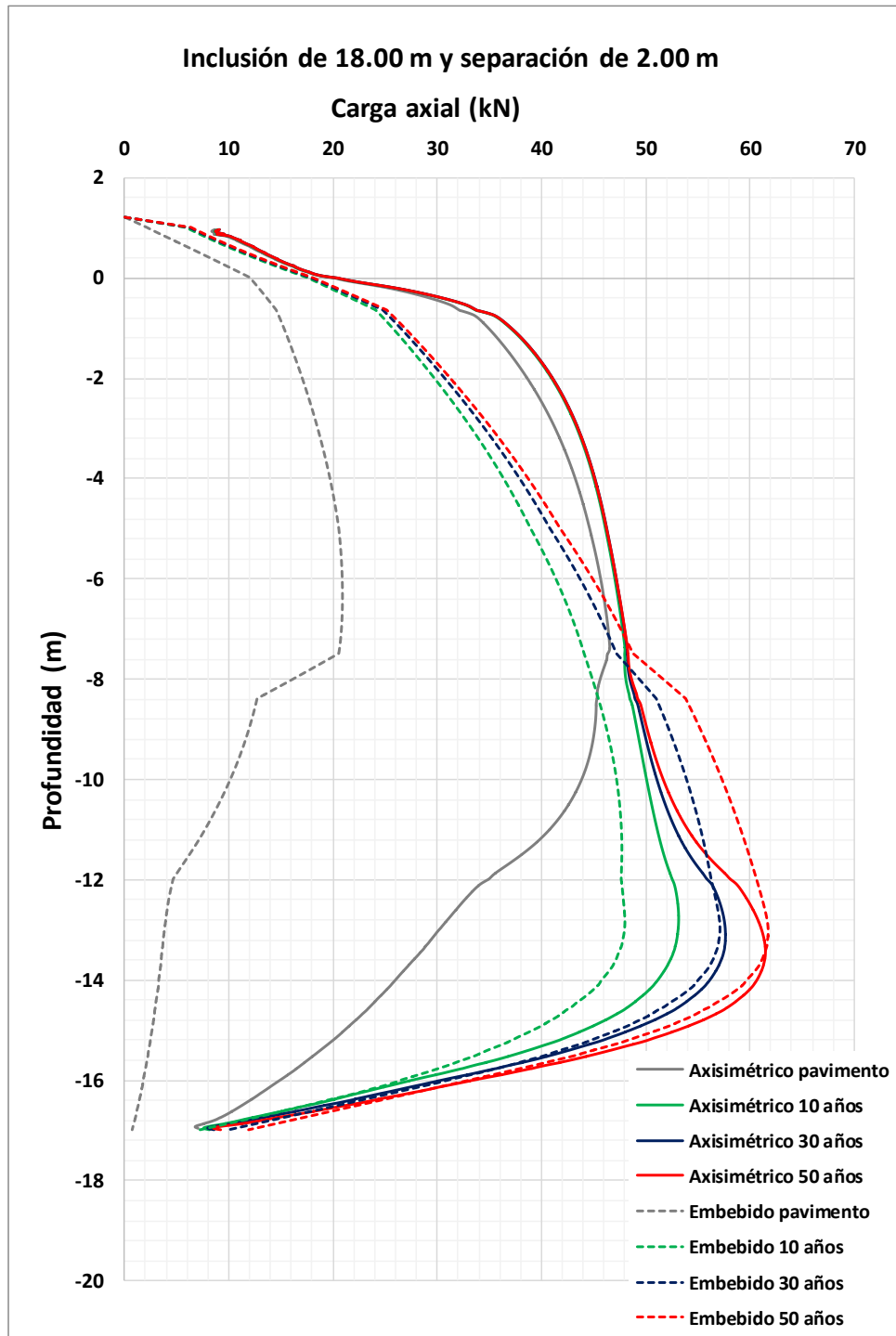


Figura 8.27. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 18.00 m de longitud y separación de 2.00 m

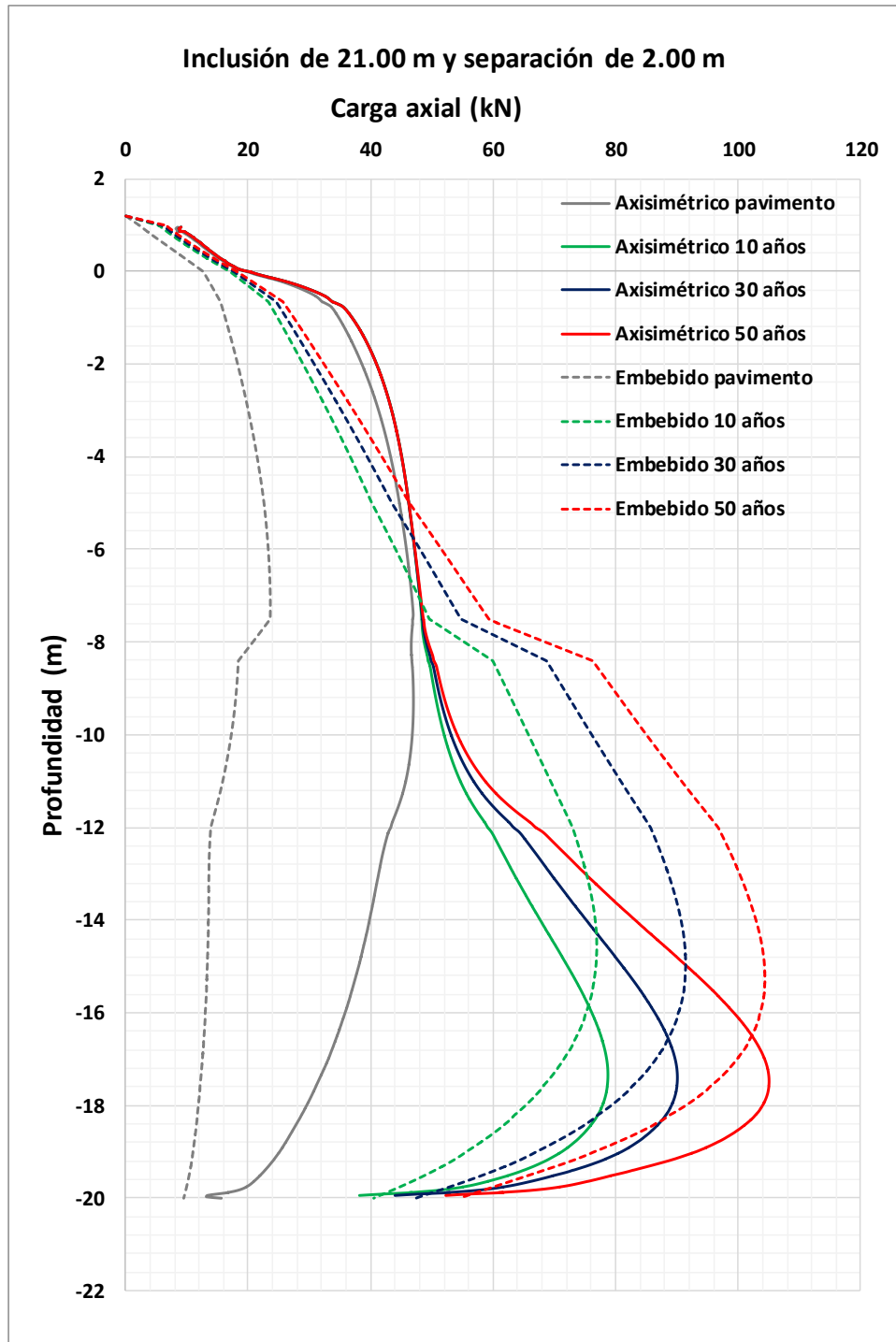


Figura 8.28. Carga axial en modelo axisimétrico y modelo de deformación plana con viga embebida para inclusión de 21.00 m de longitud y separación de 2.00 m

Es importante señalar que en las gráficas de las inclusiones embebidas, la carga axial inicia en 1.20 m y las gráficas del modelo axisimétrico con inclusión de volumen inician en 1.00 m, esto se debe a la extensión $L=0.20$ que se le hizo a las inclusiones embebidas, la carga axial de 1.20 m a 1.00 m se descarta, ya que sólo se usa para representar de manera adecuada la transferencia de carga en la cabeza.

En las figuras anteriores se puede observar que para longitudes de inclusión de hasta 12.00m la carga axial desarrollada para la consolidación a 10, 30 y 50 años es similar. Para las inclusiones de 15 m de longitud o más, la carga axial para los diferentes tiempos de consolidación empieza a variar, ya que como se puede observar en la Figura 6.12 las curvas de abatimiento de la presión de poro varían a partir de 15.00 m de profundidad.

En general la carga axial desarrollada en la punta de las inclusiones es menor a la capacidad de carga por punta calculada en la Tabla 7.2. En el caso de las inclusiones de 21.00 m (1.00 a -20.00 m), a -20.10 m de profundidad se encuentra un lente de arena de 50 cm de espesor, para la etapa de construcción del pavimento, la carga axial desarrollada en la punta es inferior a la capacidad de carga calculada anteriormente, sin embargo, para las etapas de consolidación a 10, 30 y 50 años, la carga axial en la punta de la inclusión es mayor que la capacidad de carga admisible, ya que esta fue calculada considerando que la inclusión se desplanta en la FAS 3 y para las etapas de consolidación la punta ha penetrado en el estrato de arena. La fricción en el fuste también se ve afectada de manera significativa por la presencia del lente, de tal manera que el modelo de deformación plana con viga embebida no reprodujo de manera exacta la carga axial del modelo axisimétrico, para la separación de 3.00 m en el modelo axisimétrico el eje neutro se encuentra a 16.00 m de profundidad mientras que el eje neutro del modelo de deformación plana con viga embebida se encuentra a 14.00 m de profundidad; para la separación de 2.00 m, el eje neutro del modelo axisimétrico se encuentra a 17.30 m de profundidad y para el modelo de deformación plana con viga embebida el eje neutro se encuentra a 14.60 m.

Una vez calibradas todas las inclusiones de diferentes longitudes, se procede a su implementación en el modelo completo, incluyendo todas las inclusiones y el túnel GSE Este. Debido a que el propósito de esta tesis es ver la interacción a largo plazo de las inclusiones con el túnel, sólo se presentará los perfiles de asentamientos a partir de la colocación del pavimento, en esta etapa se hace un reinicio de las deformaciones, ya que constructivamente el pavimento se colocará nivelado a la cota que determine el plan maestro. Además, se presentarán los perfiles para consolidación a 10, 30 y 50 años, para poder analizar la evolución de los asentamientos en el tiempo. También se presentará el perfil de asentamientos del túnel a 50 años sin la presencia de inclusiones. Todos los perfiles de asentamientos que se presentan incluyen el efecto de hundimiento regional, modelado mediante las isócronas de abatimiento correspondiente, las cuales se presentaron en la Figura 6.12.

8.2.4 MODELADO NUMÉRICO DE INCLUSIONES DE VOLUMEN

Antes de hacer el análisis numérico del modelo completo con vigas embebidas, para tener una referencia respecto a los asentamientos, en primer lugar, se modelaron las inclusiones como elementos de volumen, es importante considerar, que en este tipo de elementos no se puede considerar el efecto tridimensional de los pilotes y éstos quedan como muros perpendiculares al eje X. En la Figura 8.29 se presenta el modelo utilizando elementos de volumen para una separación de inclusiones de 3.00 m en el eje X. Este es un modelo de deformación plana que consta de 23702 elementos y 190569 nodos y los pilotes que se encuentran debajo del túnel también fueron modelados como elementos de volumen.

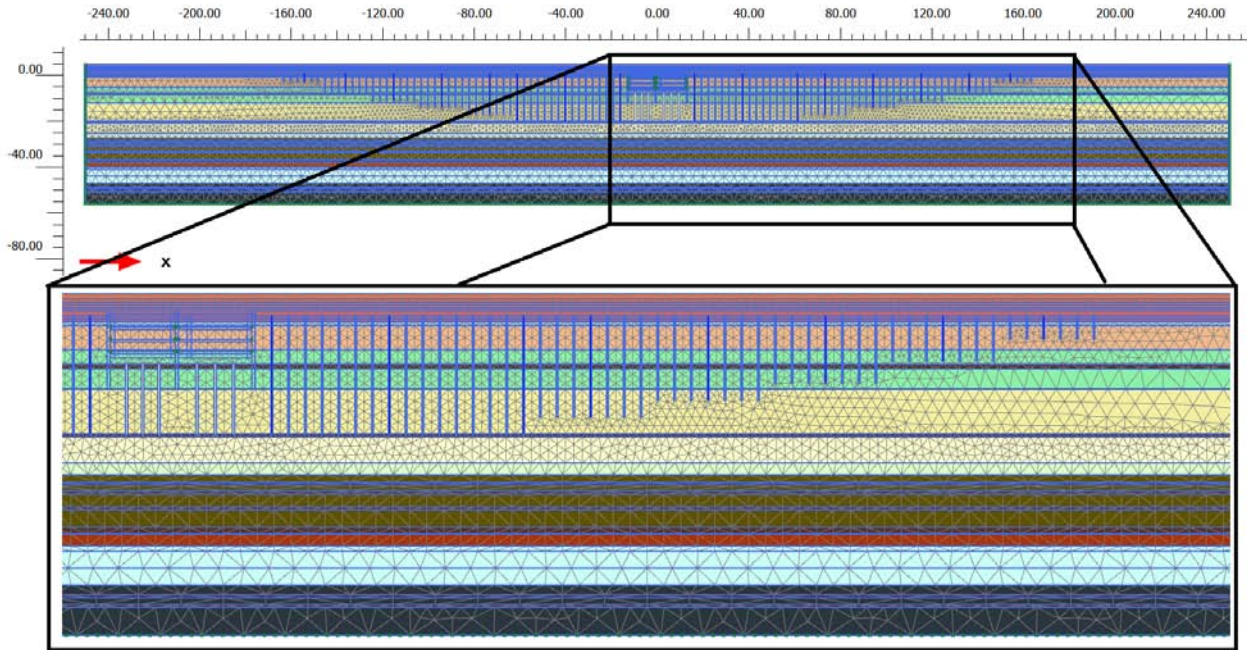


Figura 8.29. Modelo numérico con inclusiones a 3.00 m modeladas como elementos de volumen.

En la Figura 8.30 se muestran los perfiles de asentamientos para la etapa de colocación de pavimento, consolidación a 10, 30 y 50 años para una separación de inclusiones de 3.00 m.

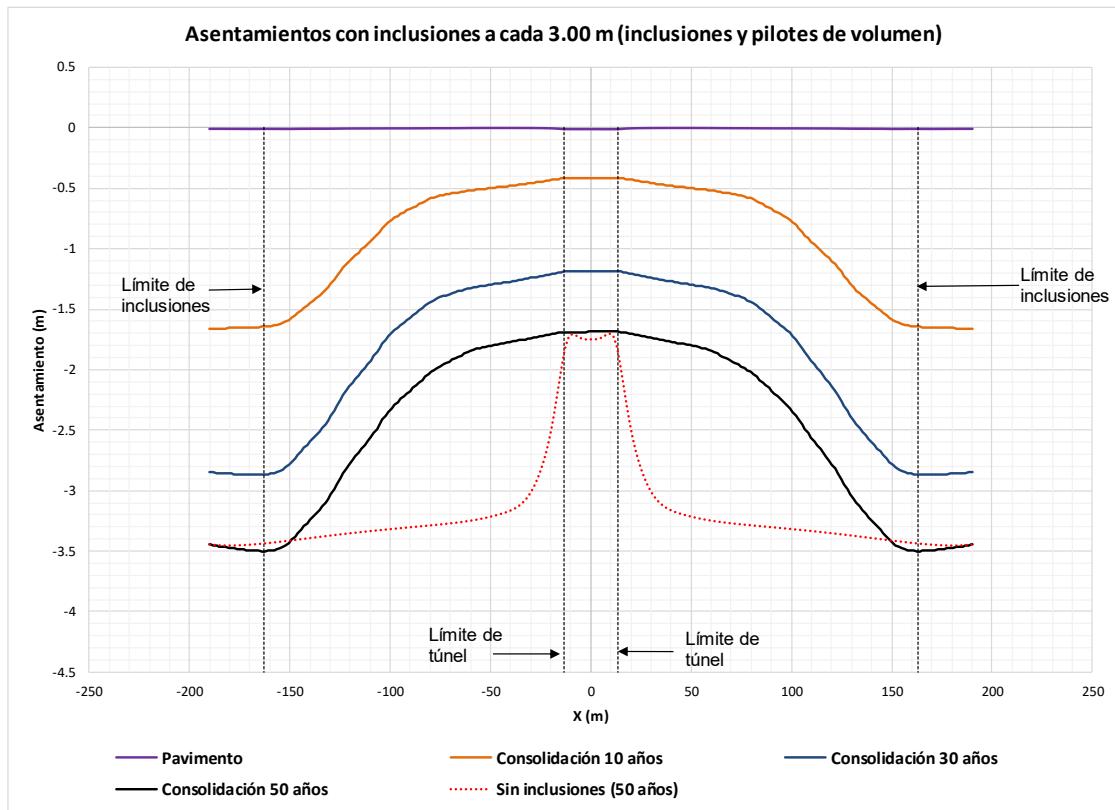


Figura 8.30. Perfil de asentamientos para inclusiones de volumen con separación de 3.00 m.

Para considerar el efecto de la separación, se construyó un modelo con inclusiones separadas 2.00 m, usando elementos de volumen, este modelo consta de 24108 elementos y 193817 nodos, los pilotes bajo el túnel se modelaron también como elementos de volumen, dicho modelo se muestra en la Figura 8.31. En la Figura 8.32 se presentan los perfiles de asentamientos para este modelo.

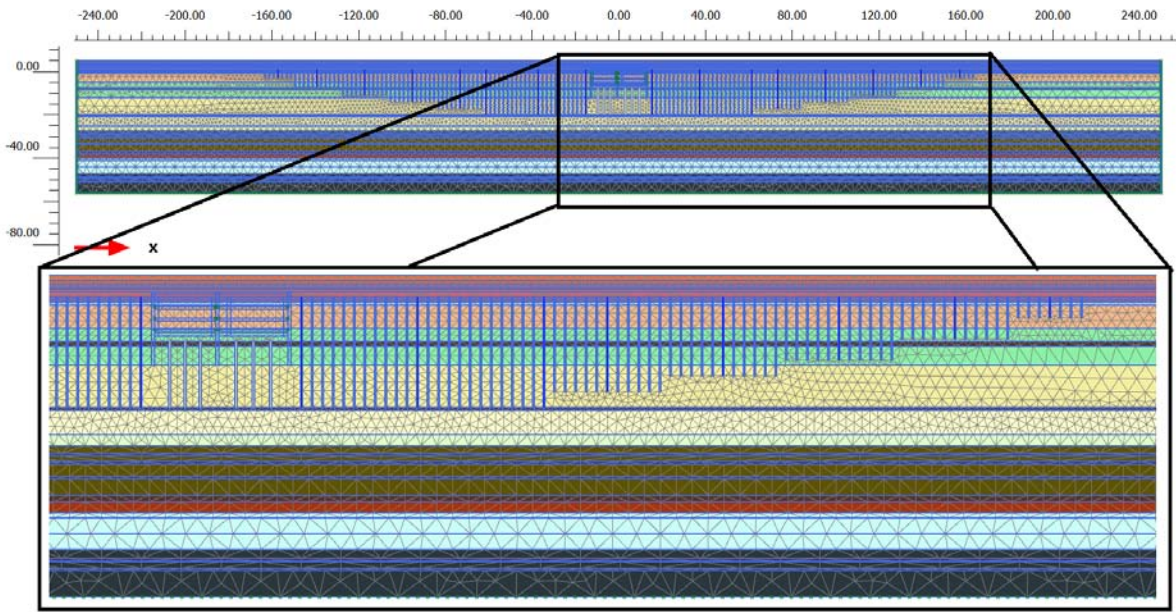


Figura 8.31. Modelo numérico con inclusiones a 2.00 m modeladas como elementos de volumen.

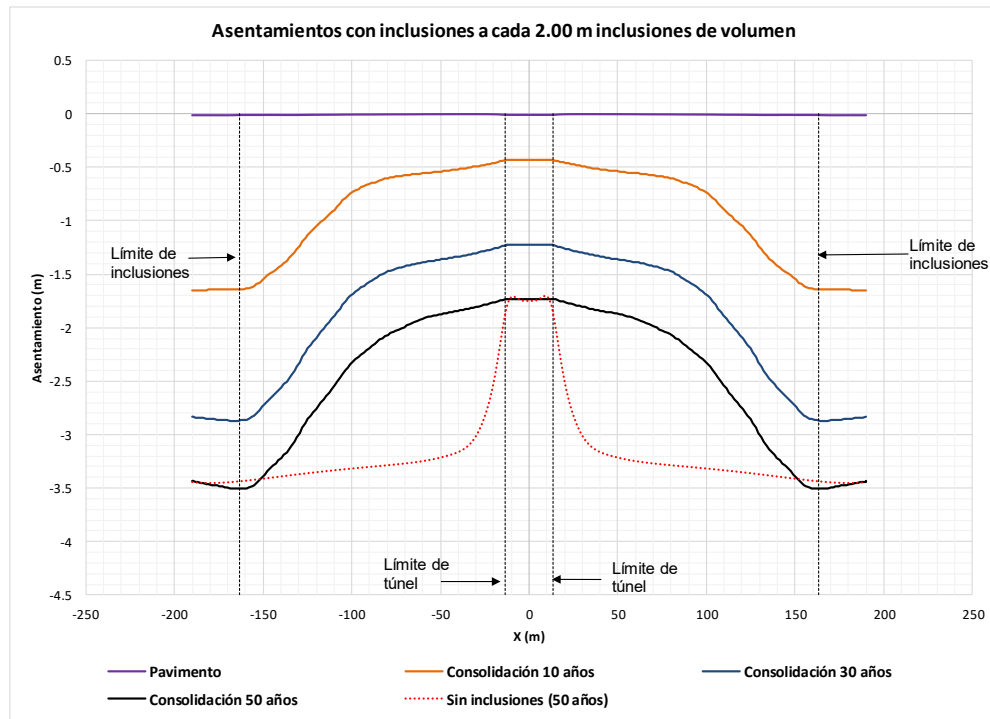


Figura 8.32. Perfil de asentamientos para inclusiones de volumen con separación de 2.00 m.

En la Figura 8.33 se presenta una comparación de los perfiles de asentamientos considerando la separación de 2.00 m y 3.00 m, con las inclusiones modeladas como elementos de volumen. En este caso se observa que no hay diferencia significativa en los perfiles de asentamientos para las distintas separaciones.

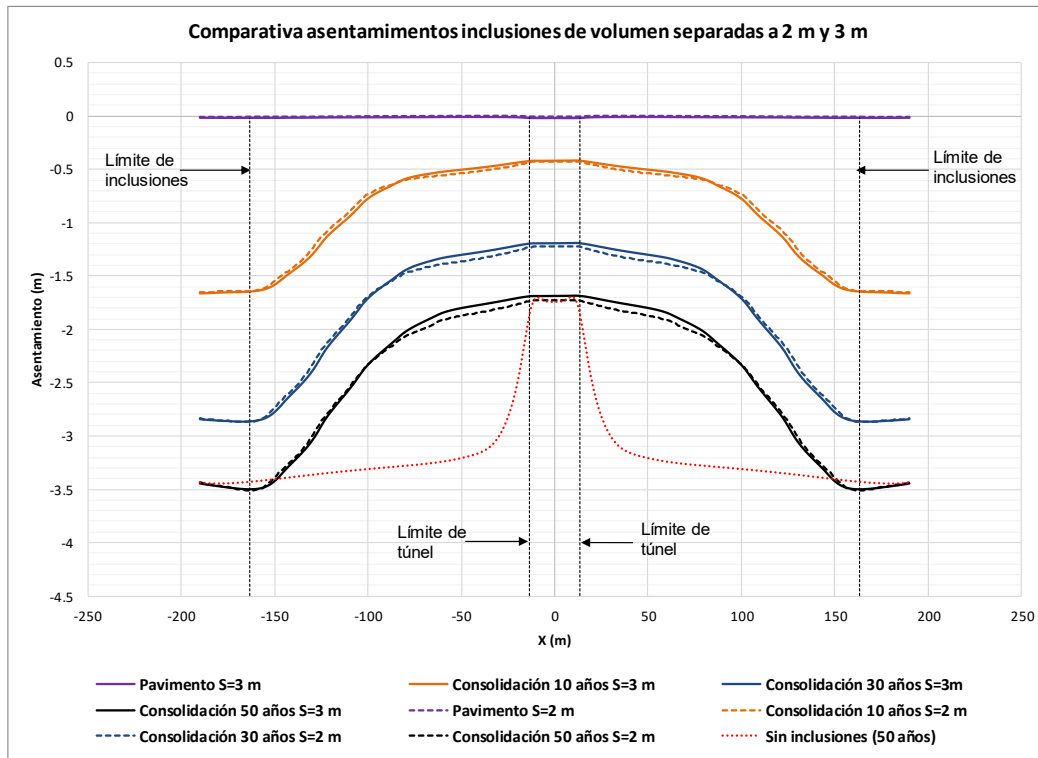


Figura 8.33. Comparación de perfiles de asentamiento para separación de 2 m y 3 m inclusiones de volumen.

8.2.5 MODELADO NUMÉRICO DE INCLUSIONES CON VIGAS EMBEBIDAS

Una vez calibradas las inclusiones con distintas longitudes y separación de acuerdo con lo presentado en el punto 8.2.3, se evalúan los asentamientos a largo plazo (10, 30 y 50 años) en el modelo completo del túnel GSE Este, modelando las inclusiones como “vigas embebidas” con cabeza libre y con una extensión virtual de 0.20 m. Para poder comparar los perfiles de asentamientos del modelo con inclusiones de volumen y el modelo con inclusiones “embebidas”, los pilotes bajo el túnel se modelaron como elementos de volumen, de tal manera que las diferencias en los perfiles sólo se deban al cambio en el tipo de elemento usado para modelar la inclusión.

El modelo con inclusiones rígidas a cada 3.00 m modeladas como “vigas embebidas” se presenta en la Figura 8.34. El número de elementos obtenidos es de 10074 y el número de nodos 85149. Es importante señalar que el número de elementos es pequeño en comparación con el número de elementos en el modelo de inclusiones de volumen, esto debido a que el modelo presentaba errores numéricos cuando se utilizaba un mallado de fino a medio y sólo se pudo obtener resultados utilizando un mallado más grueso.

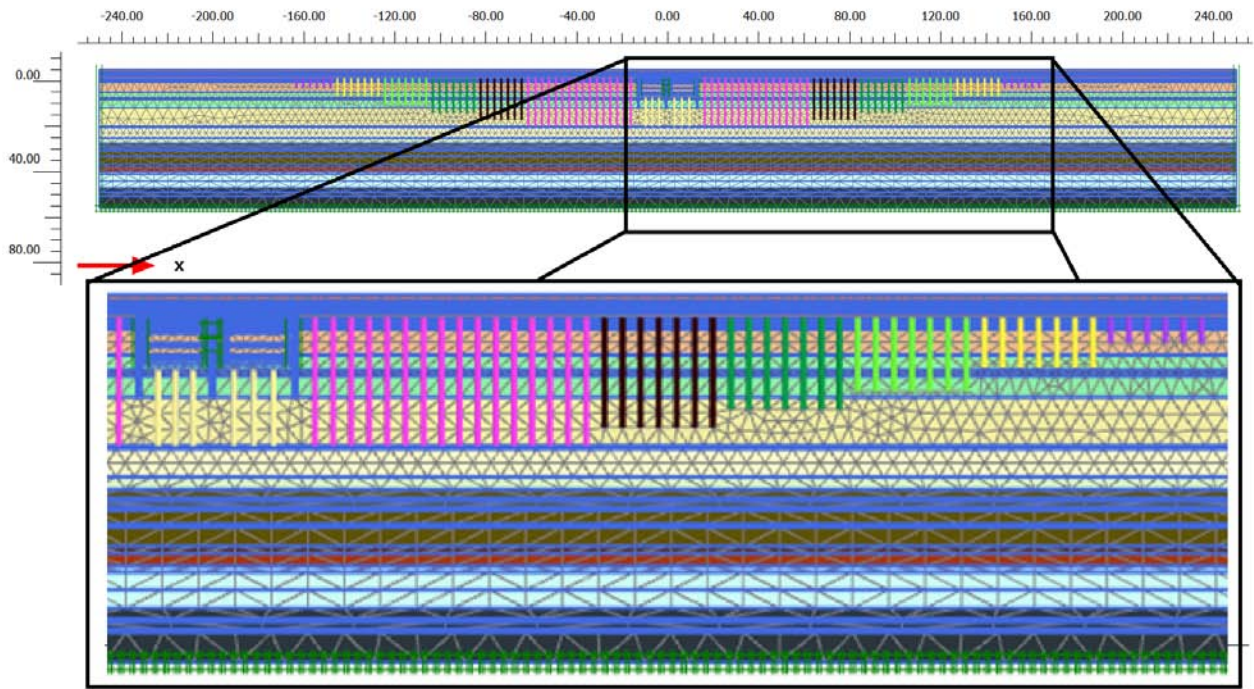


Figura 8.34. Modelo numérico para inclusiones modeladas como vigas embebidas, $S= 3.00\text{ m}$.

Los perfiles de asentamientos para la etapa de colocación de pavimento, consolidación a 10, 30 y 50 años, así como el perfil del túnel sin la presencia de inclusiones se muestran en la Figura 8.35.

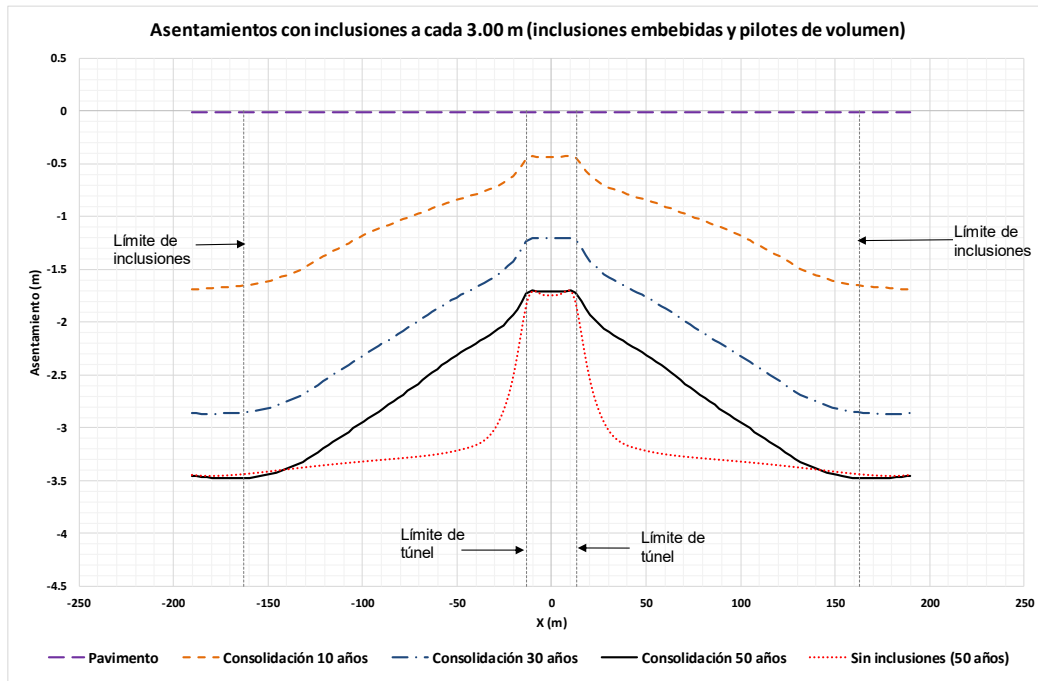


Figura 8.35. Perfil de asentamientos inclusiones embebidas y pilotes de volumen $S = 3.00\text{ m}$.

El modelo con inclusiones rígidas a cada 2.00 m modeladas como “vigas embebidas” se presenta en la Figura 8.36, en éste los pilotes bajo el túnel están modeladas como elementos de volumen, con un mallado más grueso. El número de elementos obtenidos fue de 10394 con 89203 nodos. Los perfiles de asentamientos se muestran en la Figura 8.37.

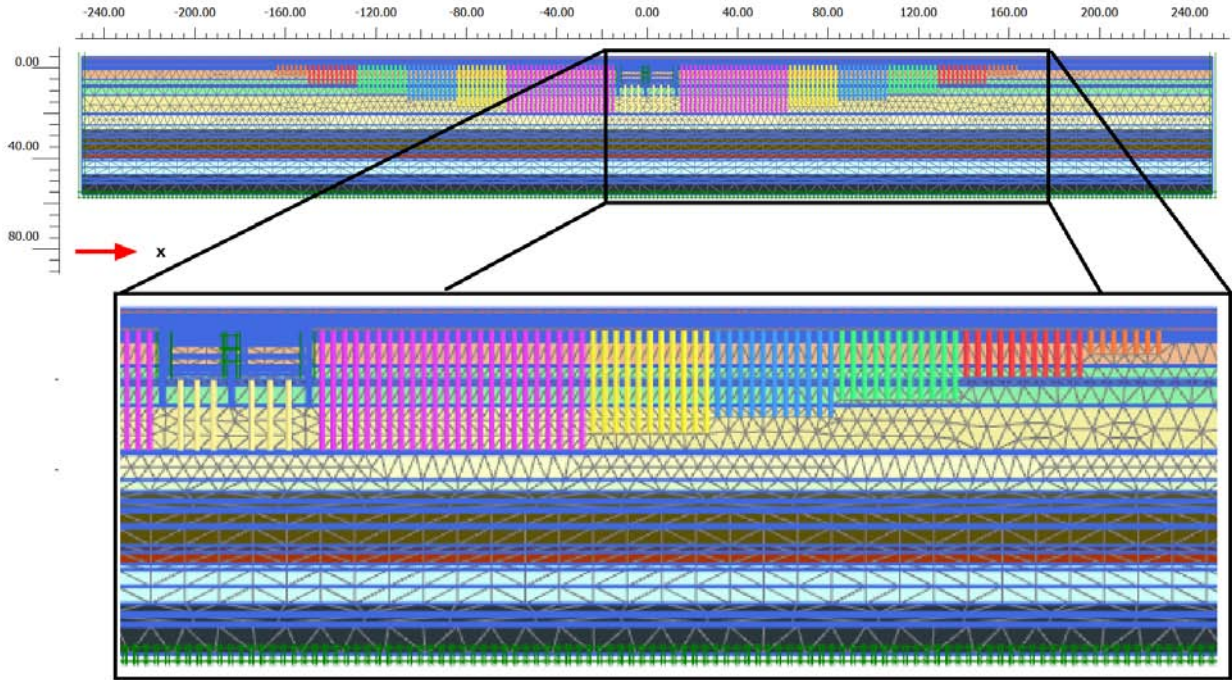


Figura 8.36. Modelo numérico adoptado en los análisis de asentamiento con inclusiones a 2.00m.

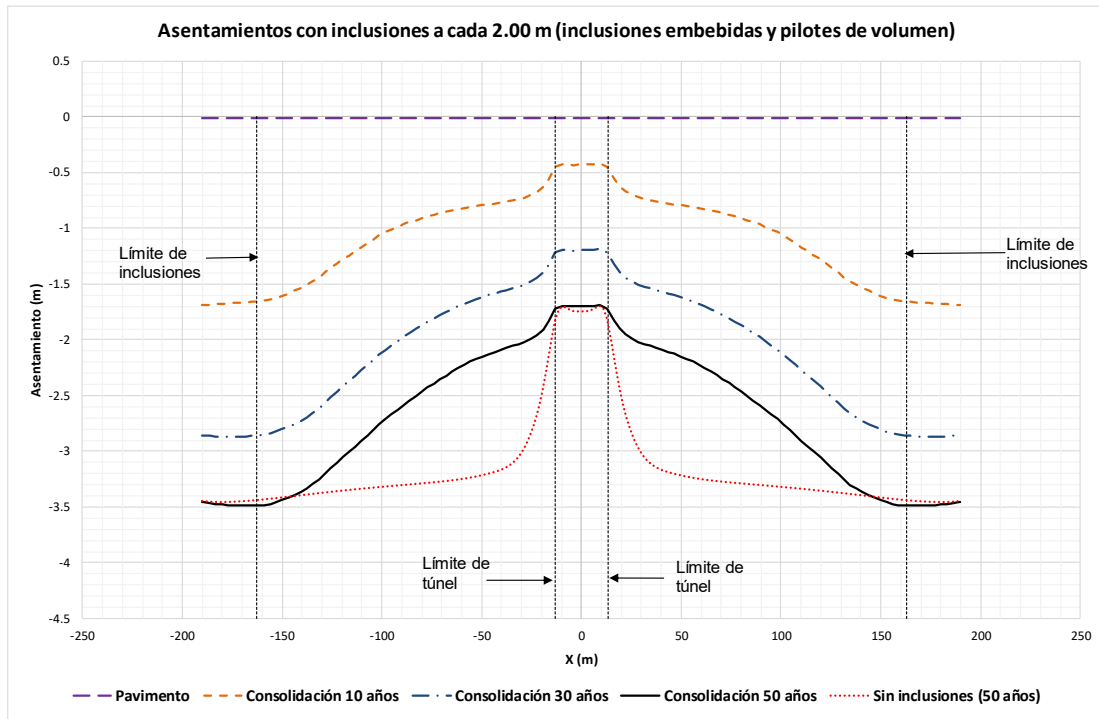


Figura 8.37. Perfil de asentamientos inclusiones embebidas y pilotes de volumen $S = 2$ m.

Para ver el efecto de la separación de las inclusiones, se comparan los perfiles de asentamientos obtenidos para la separación de 2 m y 3 m, esta comparación se muestra en la Figura 8.38. En esta figura se aprecia que, para inclusiones modeladas como vigas embebidas, pasar de 3.00 m a 2.00 m de separación, no representa una diferencia significativa en los perfiles de asentamientos.

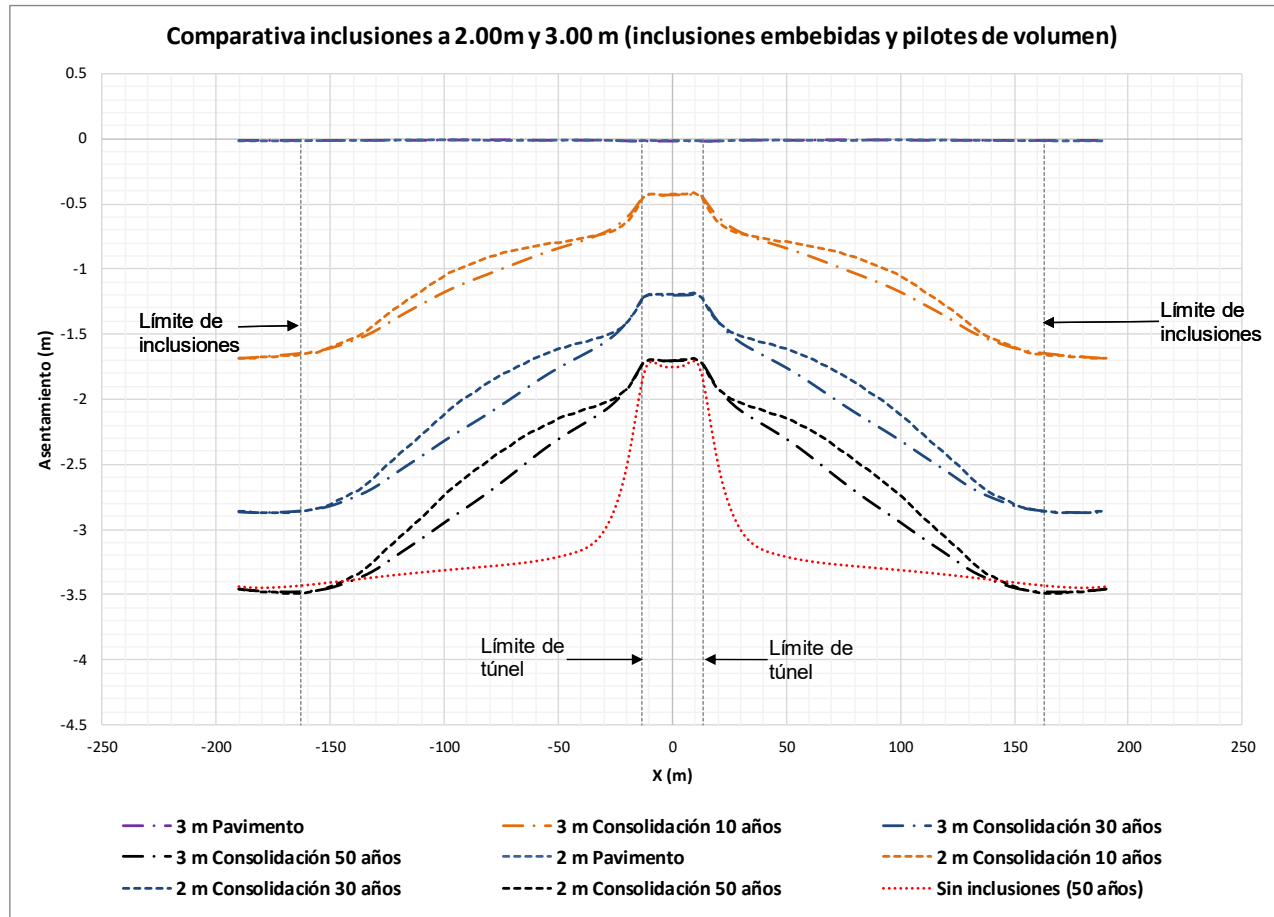


Figura 8.38. Comparativa de modelos con inclusiones a 3.00 m y 2.00 m (inclusiones embebidas y pilotes de volumen)

Para poder apreciar la diferencia entre modelar las inclusiones como elementos de volumen o como vigas embebidas, se hizo la comparación de los perfiles de asentamientos, para una separación de 3.00 m (Figura 8.39). En ambos casos los pilotes han sido modelados como elementos de volumen.

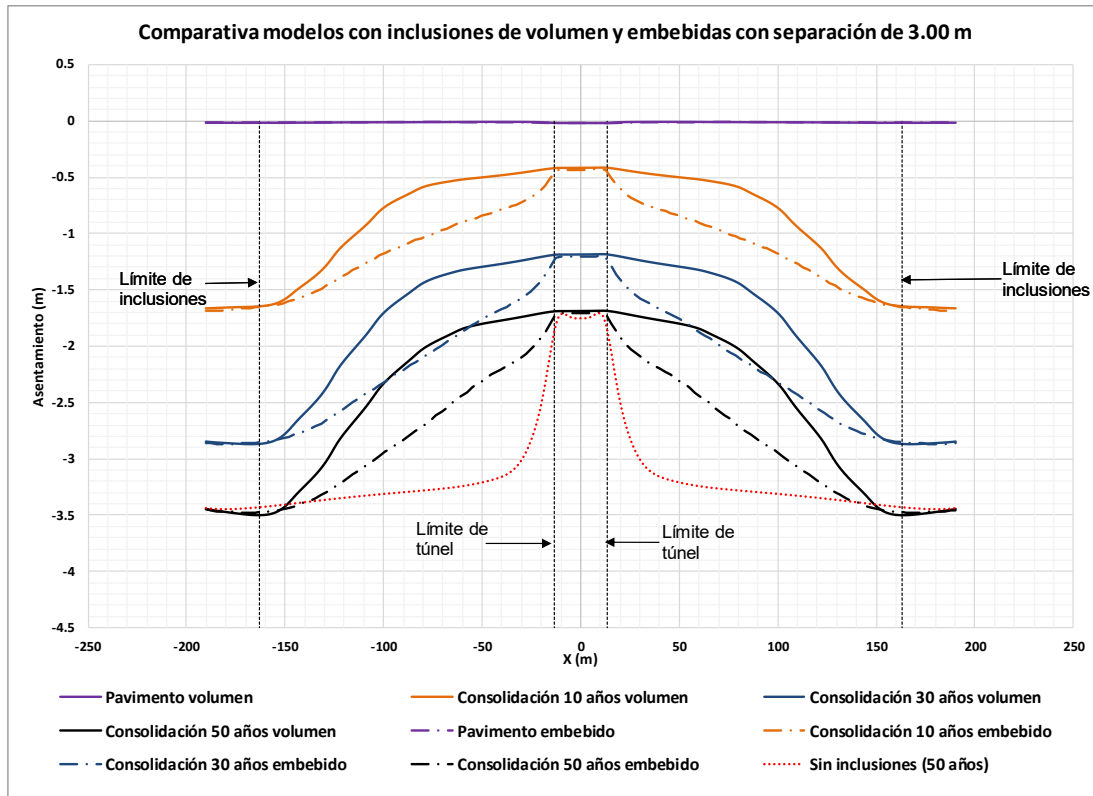


Figura 8.39. Comparación de asentamientos inclusiones de volumen e inclusiones embebidas para una separación de 3.00 m

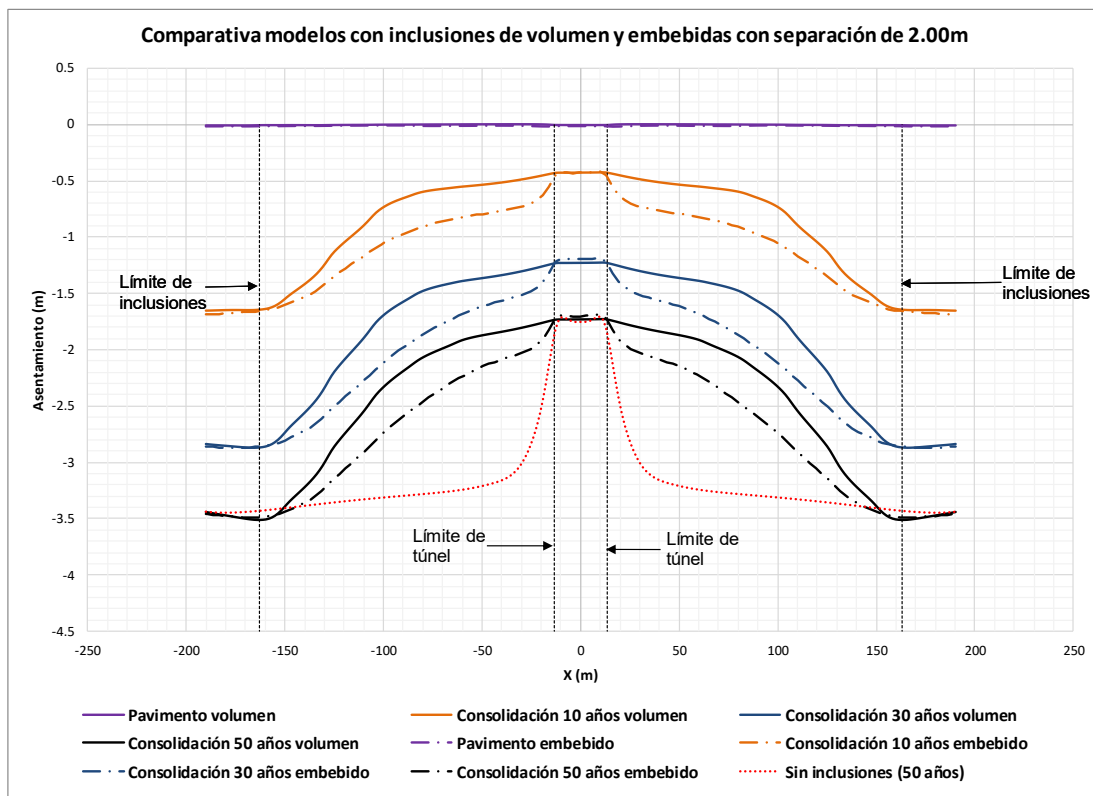


Figura 8.40. Comparación de asentamientos inclusiones de volumen e inclusiones embebidas para una separación de 2.00 m

En los modelos anteriores, los pilotes debajo del túnel se modelaron como elementos de volumen, de tal manera que las diferencias en los perfiles de asentamientos sólo fueran por usar inclusiones de volumen o inclusiones embebidas, dado que los elementos de volumen en 2D representan muros perpendiculares al eje X, en estos no se considera la separación real de los pilotes, la cual para pilotes externos es de 3.00 m, mientras que para los internos es de 6.00 m (Figura 6.22). Por lo anterior se construyeron los siguientes modelos, donde los pilotes antes mencionados se modelaron como vigas embebidas con cabeza rígida, por estar unidas a la estructura del túnel. Además, se considera la separación real para pilotes internos y para pilotes externos. Así el modelo para una separación de 3.00 m se presenta en la Figura 8.41, con 9914 elementos y 83999 nodos, y en la Figura 8.42 se presentan los perfiles de asentamientos obtenidos para este modelo.

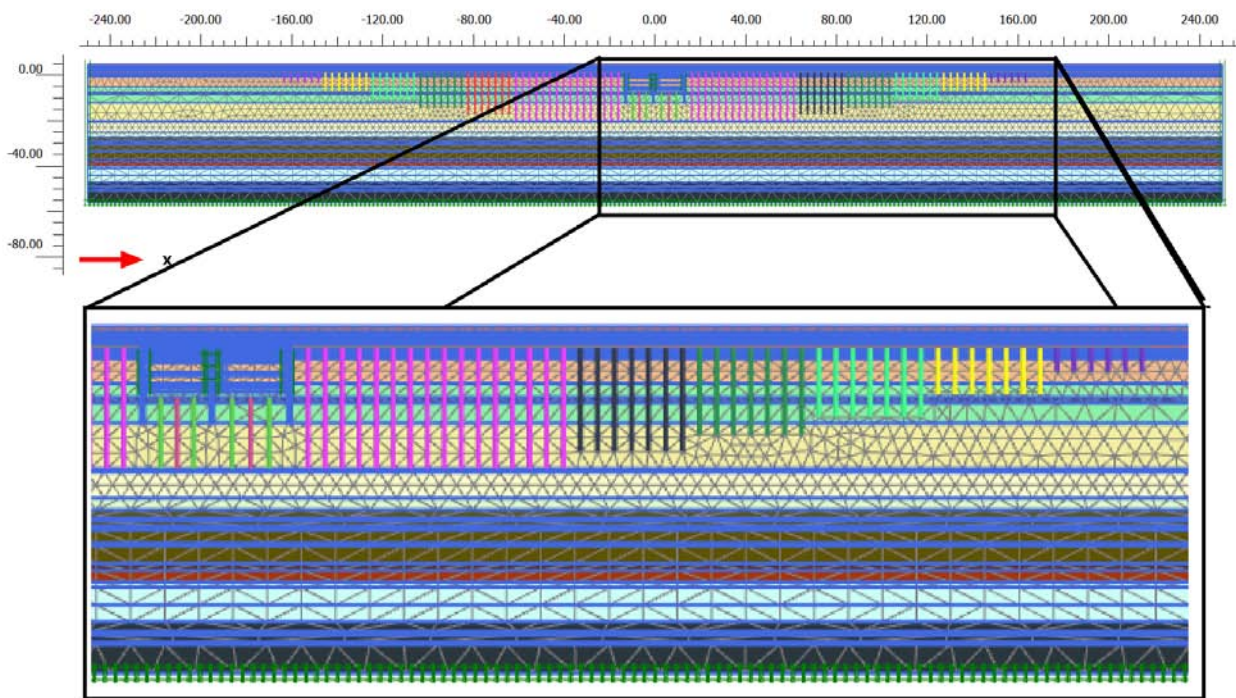


Figura 8.41. Modelo numérico para una separación de 3.00 m con inclusiones y pilotes modelados como vigas embebidas.

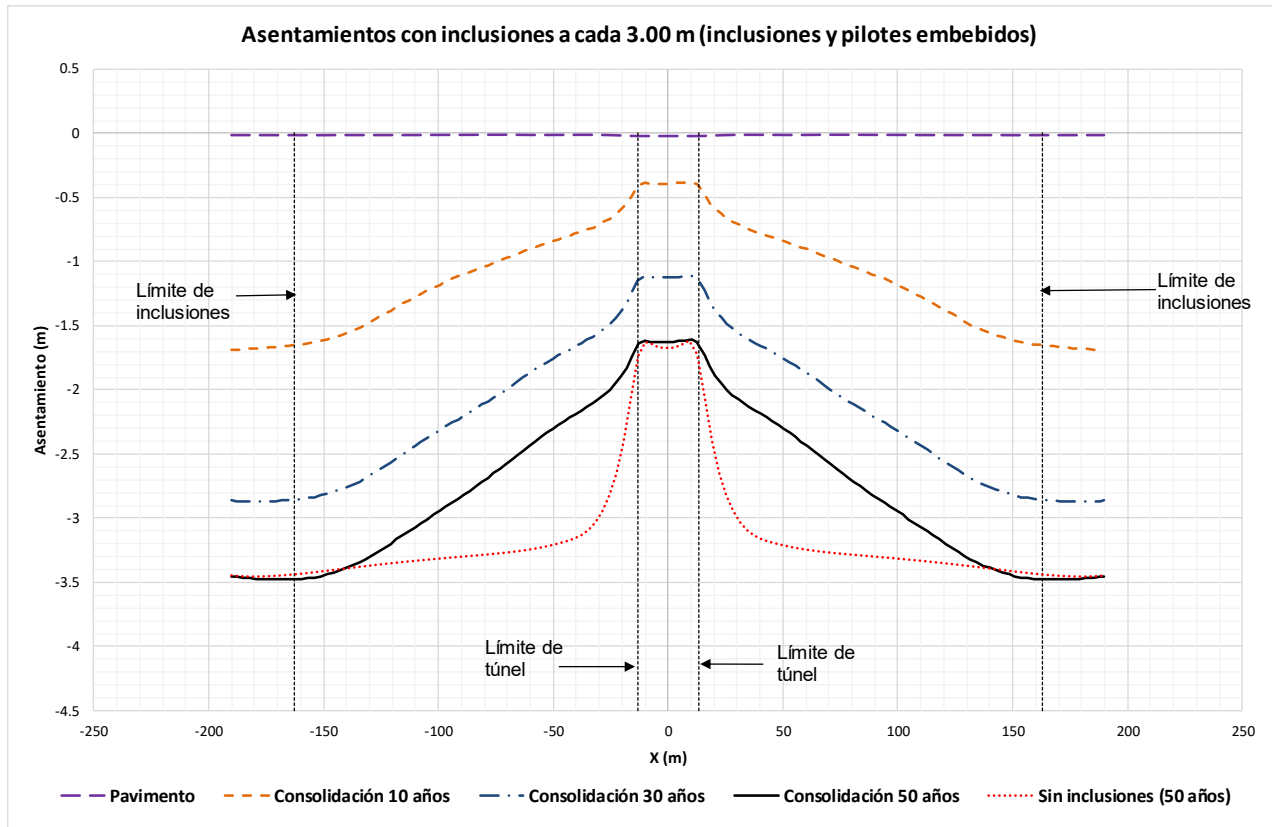


Figura 8.42. Perfiles de asentamientos modelando inclusiones y pilotes como vigas embebidas, $S = 3.00$ m

Se generó el modelo con inclusiones y pilotes modelados como vigas embebidas para una separación de 2.00 m con 10238 elementos y 84728 nodos (Figura 8.43). Los perfiles de asentamientos para este modelo se presentan en la Figura 8.44.

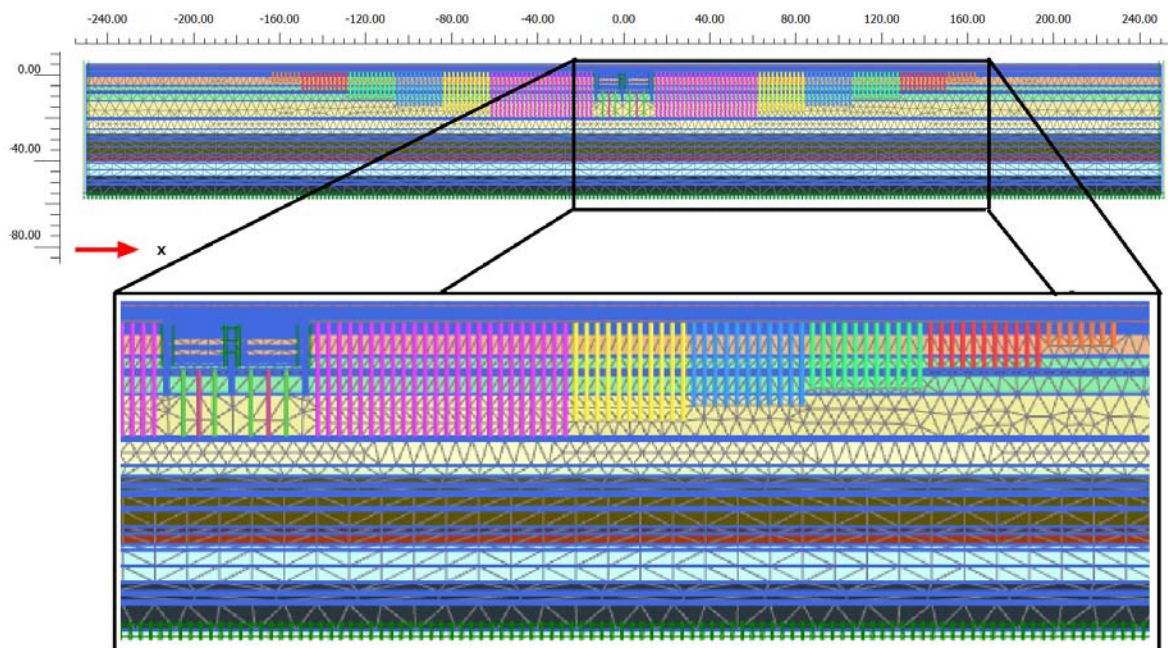


Figura 8.43. Modelo numérico para una separación de 2.00 m con inclusiones y pilotes modelados como vigas embebidas.

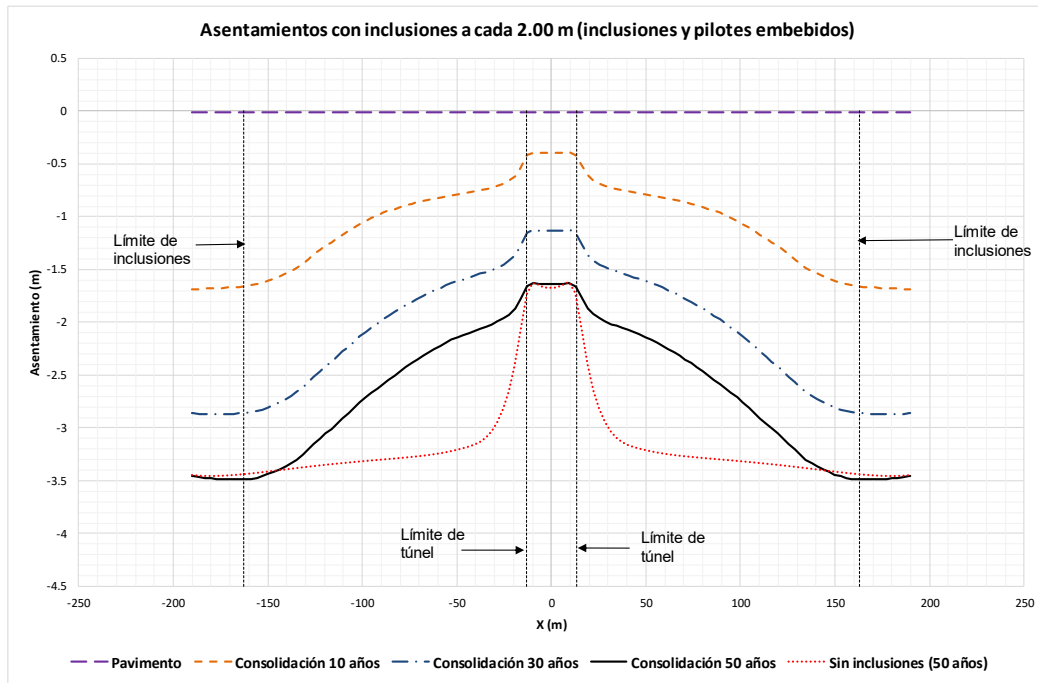


Figura 8.44. Perfiles de asentamientos modelando inclusiones y pilotes como vigas embebidas, $S = 2.00 \text{ m}$

Para observar el efecto de la separación de las inclusiones, en la Figura 8.45 se presenta una gráfica comparando los perfiles de asentamiento para una separación de 2.00 m y 3.00 m usando vigas embebidas para modelar las inclusiones y los pilotes bajo el túnel.

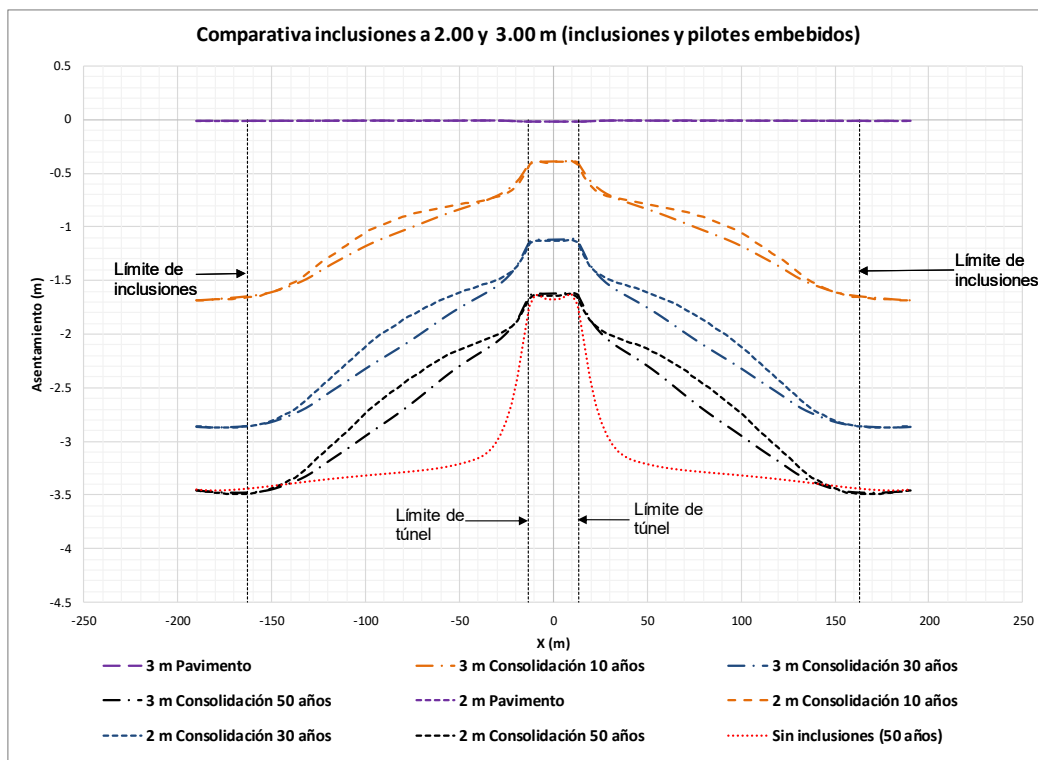


Figura 8.45. Comparativa de perfiles de asentamientos para inclusiones y pilotes embebidos con una separación de 2.00 m y 3.00 m

Para observar el efecto que tiene utilizar los pilotes bajo el túnel como elementos de volumen o como vigas embebidas se presenta una comparación para la separación de 3.00 m, con los resultados presentados en la Figura 8.42 (pilotes como vigas embebidas con cabeza rígida) y los resultados presentados en la Figura 8.36 (pilotes como elementos de volumen)

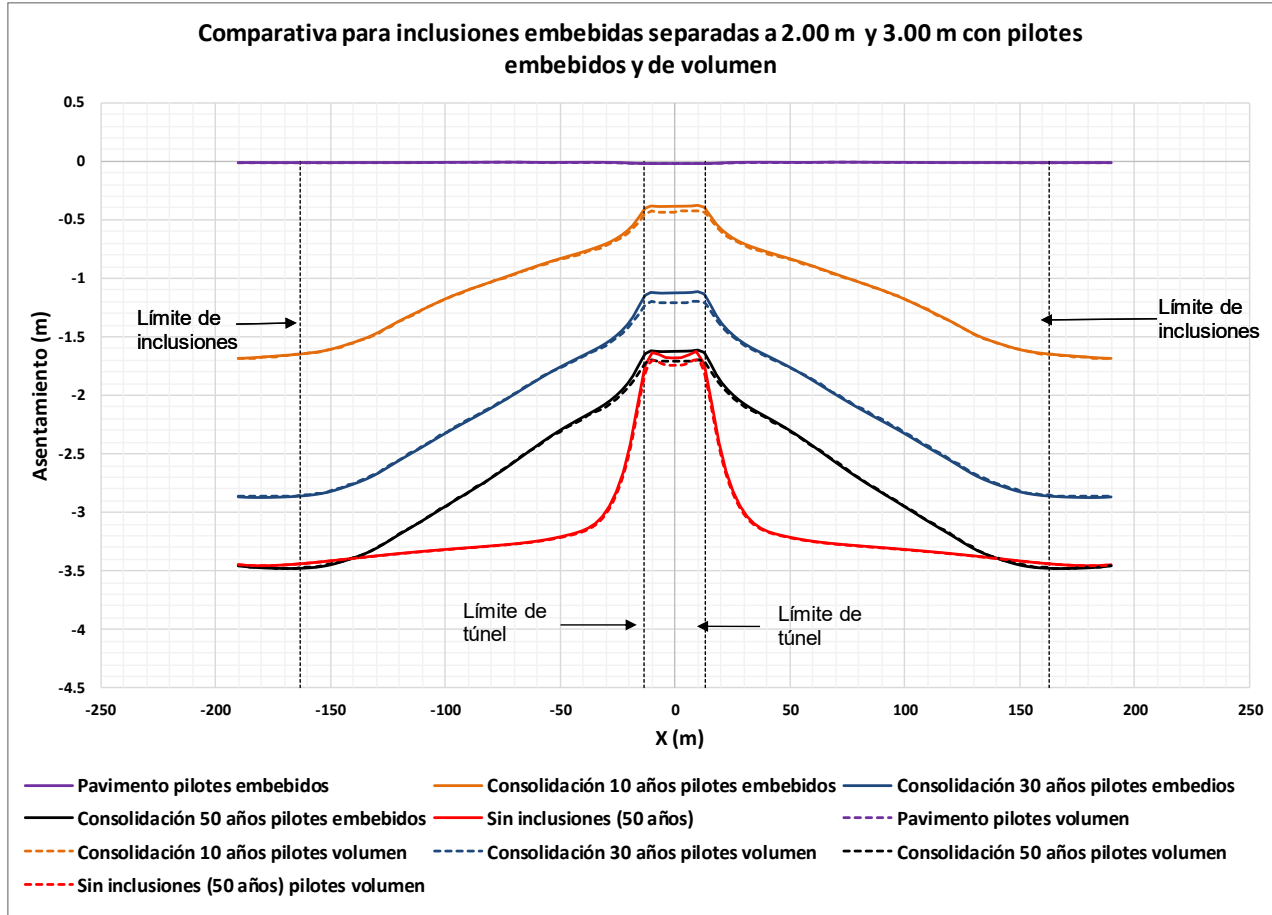


Figura 8.46. Comparativa de perfiles de asentamientos para el modelo con inclusiones embebidas separadas 3.00 m con pilotes bajo el túnel modelados como elementos de volumen y como vigas embebidas.

Como se menciona anteriormente se han usado dos criterios para modelar los pilotes bajo el túnel, el primero como elementos de volumen y el segundo como vigas embebidas con cabeza rígida, con el segundo se observa que el túnel queda más arriba del terreno circundante que cuando se usan elementos de volumen; ya que las vigas embebidas toman en cuenta el efecto tridimensional de los pilotes, se considera que los perfiles de asentamientos de la Figura 8.42 y la Figura 8.44, serán los representativos del comportamiento de las inclusiones con el Túnel GSE Este para una separación de 3.00 m y 2.00 m respectivamente. En estos modelos se colocaron 3 puntos para monitorear los asentamientos en cada fase constructiva, uno en el túnel, otro a la mitad de las inclusiones y el tercero fuera de la zona de inclusiones, estos puntos se indican en la Figura 8.47.

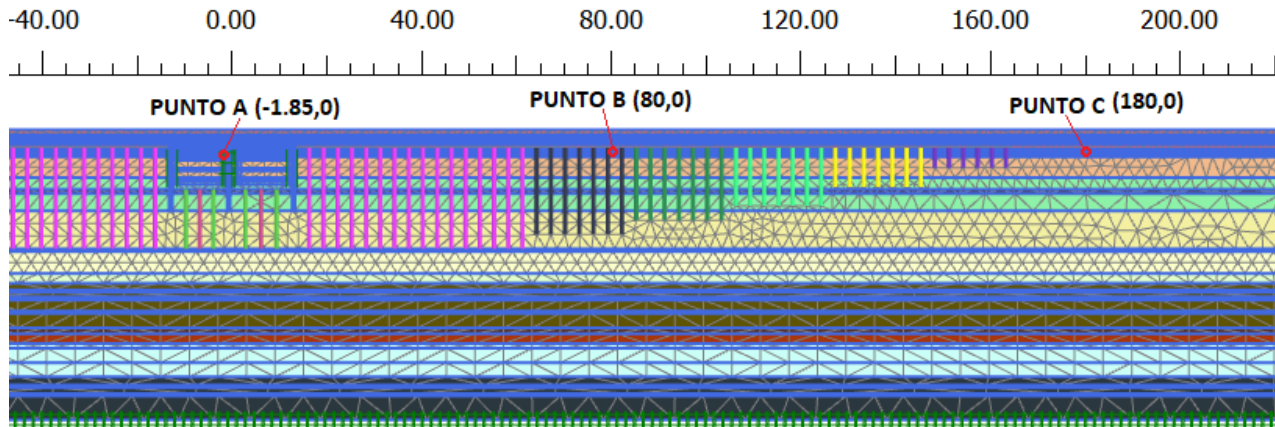


Figura 8.47. Ubicación de los tres puntos de monitoreo.

Los resultados de asentamientos en los puntos A, B y C para inclusiones embebidas con 3.00 m de separación se presenta en la Tabla 8.16, para una separación de 2.00 m, los asentamientos obtenidos en los puntos de monitoreo se muestran en la Tabla 8.17. Los asentamientos son diferentes a los obtenidos en los perfiles anteriores, debido a que en la etapa de construcción del pavimento estos se reinician el modelo y los que se presentan en las tablas son acumulados.

En la etapa de inclusiones, para la separación de 3.00 m se observa que el asentamiento acumulado es de -2.05 m en el punto A, -2.22 m en el punto B y -2.46 m en el punto C. Para la separación de 2.00 m se obtienen valores prácticamente iguales. Con estos valores de asentamientos, es importante antes de colocar las inclusiones, hacer sondeos para verificar la profundidad de la capa dura, de tal manera que las inclusiones de 21.00 m, tengan una holgura adecuada para evitar que toquen la capa dura en la vida útil del túnel.

Tabla 8.16. Asentamientos en puntos de monitoreo para inclusiones separadas a cada 3.00 m.

FASE	PUNTO A Uy (m)	PUNTO B Uy (m)	PUNTO C Uy (m)
Fase inicial	0.00	0.00	0.00
Tezontle 0-0.5m	-0.01	-0.01	-0.01
Tezontle 0-0.5m consolidación	-0.16	-0.16	-0.17
Tezontle 0.50-1.00 m	-0.17	-0.17	-0.18
Tezontle 0.50-1.00 m consolidación	-0.25	-0.25	-0.27
Tezontle 1.00-2.00 m	-0.27	-0.27	-0.29
Tezontle 1.00-2.00 m consolidación	-0.53	-0.53	-0.57
Precarga 2.00-3.50 m	-0.55	-0.56	-0.60
Precarga 2.00-3.50 m consolidación	-0.78	-0.79	-0.85
Precarga 3.50 - 4.00 m	-0.79	-0.80	-0.86
Precarga 3.50-4.00 m consolidación	-1.16	-1.17	-1.29
Precarga 4.00-5.00 m	-1.18	-1.19	-1.31
Precarga 4.00-5.00 m consolidación	-1.38	-1.39	-1.53
Consolidación 360 días	-2.07	-2.10	-2.33
Retiro de sobrecarga	-2.04	-2.07	-2.30
Consolidación 59 días	-2.03	-2.06	-2.29
Pilotes	-2.04	-2.06	-2.29
Muros Milán y contrafuertes	-2.08	-2.07	-2.31
Consolidación 90 días	-2.11	-2.10	-2.34
1a. Excavación sección 1	-2.07	-2.11	-2.35
2a. Excavación sección 1	-2.07	-2.11	-2.35
3a. Excavación sección 1	-2.07	-2.12	-2.36
4a. Excavación sección 1	-2.07	-2.12	-2.36
Losa fondo sección 1	-2.07	-2.14	-2.39
Muros interiores sección 1	-2.07	-2.15	-2.39
1 Excavación sección 2	-2.07	-2.15	-2.40
2 Excavación sección 2	-2.07	-2.16	-2.40
3 Excavación sección 2	-2.07	-2.17	-2.41
4 Excavación sección 2	-2.07	-2.17	-2.42
Losa fondo sección 2	-2.07	-2.19	-2.44
Muros interiores sección 2	-2.07	-2.19	-2.44
Losa tapa	-2.05	-2.21	-2.46
Inclusiones	-2.05	-2.22	-2.46
Pavimento	-2.07	-2.22	-2.47
Consolidación 10 años	-2.44	-3.25	-4.14
Consolidación 30 años	-3.17	-4.32	-5.33
Consolidación 50 años	-3.67	-4.92	-5.93

Tabla 8.17. Asentamientos en puntos de monitoreo para inclusiones separadas a cada 2.00 m.

FASE	PUNTO A Uy (m)	PUNTO B Uy (m)	PUNTO C Uy (m)
Fase inicial	0.00	0.00	0.00
Tezontle 0-0.5m	-0.01	-0.01	-0.01
Tezontle 0-0.5m consolidación	-0.16	-0.16	-0.17
Tezontle 0.50-1.00 m	-0.17	-0.17	-0.18
Tezontle 0.50-1.00 m consolidación	-0.25	-0.25	-0.27
Tezontle 1.00-2.00 m	-0.27	-0.27	-0.29
Tezontle 1.00-2.00 m consolidación	-0.53	-0.53	-0.57
Precarga 2.00-3.50 m	-0.55	-0.56	-0.60
Precarga 2.00-3.50 m consolidación	-0.78	-0.79	-0.85
Precarga 3.50 - 4.00 m	-0.79	-0.80	-0.86
Precarga 3.50-4.00 m consolidación	-1.16	-1.18	-1.29
Precarga 4.00-5.00 m	-1.18	-1.19	-1.31
Precarga 4.00-5.00 m consolidación	-1.38	-1.39	-1.53
Consolidación 360 días	-2.07	-2.10	-2.33
Retiro de sobrecarga	-2.04	-2.07	-2.30
Consolidación 59 días	-2.03	-2.06	-2.29
Pilotes	-2.03	-2.06	-2.29
Muros Milán y contrafuertes	-2.07	-2.07	-2.31
Consolidación 90 días	-2.10	-2.10	-2.34
1a. Excavación sección 1	-2.07	-2.11	-2.35
2a. Excavación sección 1	-2.07	-2.11	-2.35
3a. Excavación sección 1	-2.07	-2.12	-2.36
4a. Excavación sección 1	-2.07	-2.12	-2.36
Losa fondo sección 1	-2.07	-2.14	-2.38
Muros interiores sección 1	-2.07	-2.15	-2.39
1 Excavación sección 2	-2.07	-2.16	-2.40
2 Excavación sección 2	-2.07	-2.16	-2.40
3 Excavación sección 2	-2.07	-2.17	-2.41
4 Excavación sección 2	-2.07	-2.17	-2.41
Losa fondo sección 2	-2.07	-2.19	-2.43
Muros interiores sección 2	-2.07	-2.19	-2.44
Losa tapa	-2.05	-2.21	-2.46
Inclusiones	-2.05	-2.22	-2.46
Pavimento	-2.07	-2.23	-2.46
Consolidación 10 años	-2.45	-3.12	-4.13
Consolidación 30 años	-3.18	-4.08	-5.32
Consolidación 50 años	-3.69	-4.68	-5.93

Con base en los resultados de las modelaciones de inclusiones y pilotes bajo el túnel modelados como “vigas embebidas”, se determinaron las pendientes de los perfiles de asentamientos; para la separación de 3.00 m, las pendientes para los distintos tiempos de consolidación se muestran en la Figura 8.48. Los resultados para la separación de 2.00 m, se presentan en la Figura 8.49.

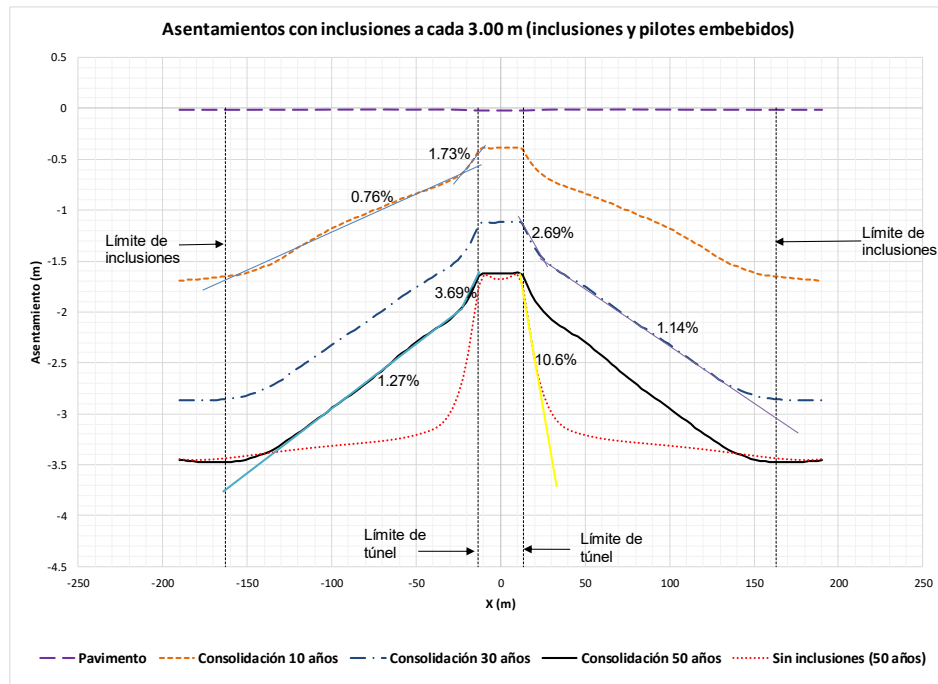


Figura 8.48. Pendientes de perfiles de asentamientos para inclusiones separadas 3.00 m.

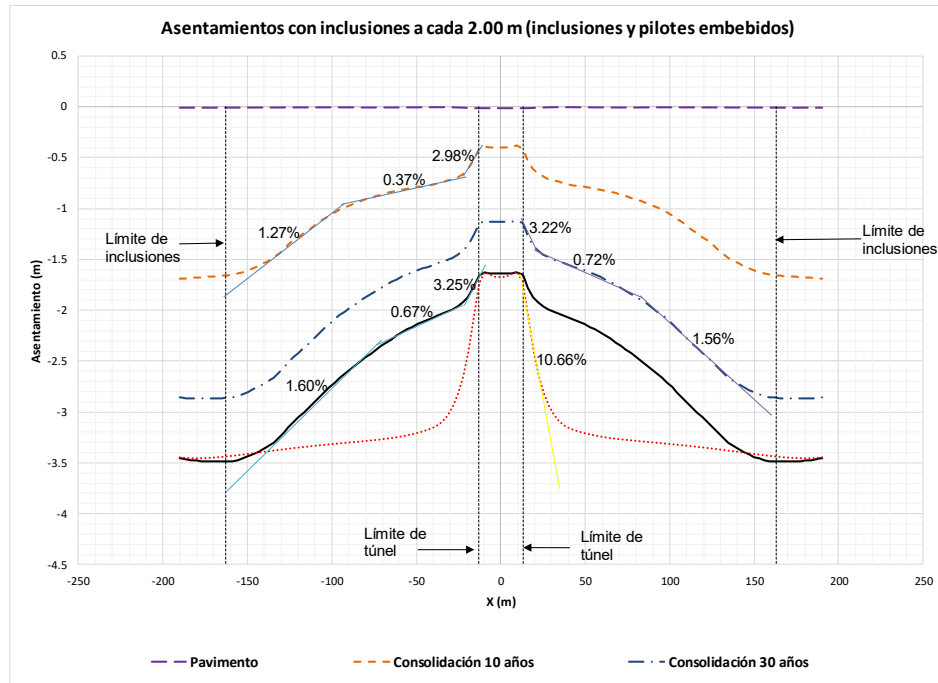


Figura 8.49. Pendientes de perfiles de asentamientos para inclusiones separadas 2.00 m.

Las pendientes obtenidas para una separación de 3.00 m para las fases de consolidación a 10, 30 y 50 años son: 0.76%, 1.14% y 1.27% respectivamente, las cuales son inferiores a 1.5%. Sin embargo, en la zona cercana al túnel, las pendientes obtenidas son: 1.73%, 2.69 % y 3.69% para 10, 30 y 50 años respectivamente, estas pendientes son superiores a 1.5% que es la pendiente máxima permisible, cabe aclarar estos valores no consideran los trabajos de mantenimiento que se harán a las calles de rodaje, donde se revisarán y corregirán las pendientes en caso necesario, en especial en la zona cercana al túnel. Para una separación de 2.00 m las pendientes obtenidas son menos uniformes, ya que en los tres perfiles de asentamientos (10, 30 y 50 años), se obtienen 3 pendientes, y sólo en la parte central de la zona de inclusiones se obtiene pendientes inferiores a 1.50%. Por lo expuesto anteriormente, se concluye que la separación de 3.00 m es la mejor opción para uniformizar los hundimientos diferenciales. Comparando la pendiente de 1.27% con la pendiente de 10.66% del modelo sin inclusiones a 50 años, se observa que las inclusiones a 3.00 m si cumplen la función de uniformizar los hundimientos diferenciales.

9 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El objetivo de esta tesis fue determinar un modelo de comportamiento para las inclusiones rígidas que permitan compatibilizar los hundimientos diferenciales entre estructuras desplantadas en un suelo altamente compresible. Con esta finalidad, se modeló el comportamiento del Túnel GSE Este en su cruce con las calles de rodaje, usando inclusiones rígidas para compatibilizar los hundimientos diferenciales y se determinó la longitud y separación de éstas.

En este trabajo de investigación se utilizaron dos modelos geotécnicos, el primero para las condiciones a corto plazo, en este para todos los estratos se usó el modelo Mohr Coulomb con las propiedades no drenadas del suelo, a partir de este se realizaron los análisis de capacidad de carga. El segundo modelo se utilizó para representar las condiciones a largo plazo, para este se empleó la ley constitutiva soft soil, caracterizándose los estratos drenantes con el modelo de Mohr Coulomb con parámetros efectivos, este modelo geotécnico se utilizó para los análisis de consolidación, que es el tema central de este trabajo.

Para determinar si es factible utilizar modelos de elemento finito para calcular las condiciones a corto plazo (capacidad de carga), se calculó la capacidad de carga mediante las soluciones analíticas de las NTCDDC (2017) con factores de reducción y el coeficiente de adherencia en valores unitarios y se comparó con el análisis de elemento finito considerando las propiedades del suelo a corto plazo. Los resultados de carga axial vs. profundidad por ambos métodos para cada una de las longitudes de inclusión muestran resultados congruentes. Por lo anterior se concluye que se puede realizar el análisis de capacidad de carga mediante elemento finito y obtener resultados precisos, siempre y cuando se utilicen las propiedades no drenadas del suelo.

Mediante el Manual de Obras Civiles de CFE (2017), se revisó la separación de inclusiones que garantice el trabajo en grupo, de dichos análisis se encontró que el criterio empírico es el que proporciona la mayor separación, sin embargo, no toma en cuenta ni las propiedades del suelo ni de la plataforma de transferencia, sólo el diámetro de la inclusión. El criterio convencional para pilotes de fricción es el que proporciona la menor separación entre inclusiones. Estos criterios son muy útiles para determinar una separación inicial y a partir de esta comenzar con los análisis de inclusiones. También se determinó el esfuerzo en la cabeza de la inclusión por el efecto del arqueo, así como el esfuerzo necesario para producir punzonamiento en la cabeza de la inclusión y se determinó que no se generará este fenómeno en las inclusiones.

Para el análisis de inclusiones sometidas a consolidación regional, se usaron las gráficas de abatimiento del sitio TB-08, las isócronas de abatimiento de la presión de poro seleccionadas para el análisis fueron las correspondientes a 10, 30 y 50 años.

Se validó el modelo geotécnico a largo plazo propuesto comparando los resultados de las mediciones realizadas por CFE hasta abril de 2018 (660 días después de colocada a primera capa de tezontle) correspondiente a la fase denominada “Precarga 4.00 – 5.00 m consolidación” en Plaxis, de este análisis se determinó que la diferencia entre asentamientos de la instrumentación y de Plaxis es de 0.12 m hasta abril de 2018.

Para el modelado de las inclusiones rígidas, se utilizaron dos tipos de elementos distintos, los denominados por Plaxis como “vigas embebidas” y modelando las inclusiones como elementos de volumen, el primer caso toma en cuenta el efecto tridimensional de las inclusiones, en el segundo caso, la separación de las inclusiones sólo se toma en el eje X, ya que en el eje perpendicular (eje Z), las inclusiones quedan como muros separados a 3.00 m y 2.00 m. Aunque al modelar las inclusiones como elementos de volumen no representa el fenómeno real, los resultados sirven de base para comparar los perfiles de asentamientos usando “vigas embebidas”.

Cabe anotar que para poder utilizar las vigas embebidas para modelar terraplenes sobre suelo blando reforzado mediante inclusiones en un modelo 2D, es necesario hacer la calibración de dichos elementos.

Para las inclusiones de 4.00 m, 8.00 m y 12.00 m la carga axial desarrollada para las etapas de consolidación a 10, 30 y 50 años es la misma, pero a partir de 15.00 m de longitud la carga axial para los distintos tiempos de consolidación empieza a variar, esto tiene sentido ya que las curvas de abatimiento de la presión de poro se empiezan a separar a partir de 15.00 m de profundidad.

En general la carga axial desarrollada en la punta de las inclusiones de los modelos axisimétricos es menor a la capacidad de carga por punta calculada de manera analítica, sin embargo para el caso de las inclusiones de 21.00 m de longitud, a 0.10 m debajo de la punta se encuentra un lente de arena de 0.50 m de espesor, en el modelo de deformación plana con viga embebida para la fase de construcción del pavimento la carga axial es inferior a la capacidad de carga de la inclusión, pero para las fases de consolidación a 10, 30 y 50 años, la inclusión ha penetrado el estrato de arena y por tanto la carga desarrollada en la punta corresponde a las propiedades del estrato de arena y no a las de la FAS 3. La presencia de este lente también produjo que la viga embebida del modelo de deformación plana no reprodujera de manera precisa la carga axial del fuste, ya que la profundidad del eje neutro para el modelo axisimétrico y el de deformación plana resultó distinta. Por lo anterior es muy importante tomar en cuenta los lentes arenosos en los modelos y más si se encuentran cerca de la punta de la inclusión.

Los elementos “vigas embebidas”, son capaces de reproducir la carga axial de inclusiones tanto a corto plazo como de inclusiones sometidas a consolidación regional, todo depende de qué parámetros se usen para su calibración, en esta investigación la calibración se realizó considerando las propiedades a largo plazo del suelo, por lo que los modelos de deformación plana reprodujeron de manera adecuada la carga axial para las fases de consolidación a 10, 30 y 50 años. Ya que en este trabajo se busca determinar el comportamiento a largo plazo, se ignoró el hecho de que la carga axial desarrollada para la etapa de pavimento fuera distinta a la del modelo axisimétrico ya que esta fase representa la condición de corto plazo.

En el modelo completo del túnel en la fase de colocación de inclusiones, para la separación de 3.00 m se observa que el asentamiento acumulado es de -2.05 m en el punto A, -2.22 m en el punto B y -2.46 m en el punto C; para la separación de 2.00 m se obtienen valores prácticamente iguales. Con estos valores de asentamientos, es importante antes de colocar las inclusiones, hacer sondeos para verificar la profundidad de la capa dura, de tal manera que las inclusiones de 21.00 m, tengan una holgura adecuada para evitar que entren en contacto con la capa dura durante la vida útil del túnel.

El modelo que mejor representa el efecto tridimensional de las inclusiones es en el que se consideran las inclusiones como “vigas embebidas” con cabeza libre y los pilotes como vigas embebidas con cabeza rígida, por estar unidos al cajón del túnel. En este trabajo se analizaron las separaciones de 3.00 m y 2.00 m, se encontró que para una separación de 2.00 m, los asentamientos no son uniformes ya que en los perfiles se obtienen 3 pendientes, y sólo en la parte central de la zona de inclusiones se obtiene pendientes inferiores a 1.50%. Para una separación de 3.00 m, se obtienen asentamientos más uniformes y en la zona de inclusiones las pendientes obtenidas para 10, 30 y 50 años son inferiores a la pendiente máxima permisible (1.50%), en la zona cercana al túnel las pendientes obtenidas superan 1.50%, sin embargo, los análisis presentados no consideran los trabajos de mantenimiento de las pistas en donde periódicamente se revisarán y corregirán las pendientes en caso necesario.

Finalmente se concluye que la separación a 3.00 m es la mejor opción tanto técnica como económica para uniformizar los hundimientos diferenciales. Así mismo se comprobó que las inclusiones si cumplen la función de uniformizar los hundimientos diferenciales, ya que sin el uso de inclusiones se obtiene una pendiente de 10.66% para la fase de consolidación a 50 años, contra una pendiente de 1.27% con inclusiones separadas a 3.00 m.

10 BIBLIOGRAFÍA

- Auvinet, G., Mendez, E. y Juárez, M. (2017). *El subsuelo de la Ciudad de México, Vol. III*. México: Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Auvinet, G. y Rodríguez, J. F. (2006). Inclusiones Rígidas como Alternativa de Cimentación en los Suelos Lacustres de la Ciudad de México. Memo. XXIII RNMS, Tuxtla Gutiérrez.
- Auvinet, G. y Rodríguez, J. F. (2004(a)). *Análisis del comportamiento de pilotes de punta en suelos en proceso de consolidación regional*. Memo. XXII RNMS, 2: 21-29.
- Briançon, L. ; Kastner, R.; Simon, B.; Dias, D. (2004). *Etat des Connaissances: Amélioration des Sols par Inclusions Rigides*. Proceedings of the International Symposium on Ground Improvement, ASEP-GI 2004, Paris, September, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- Brinkgreve, R.B.J., (2005). *Selection of Soil Models and Parameters for Geotechnical Engineering Application*. Yamamuro, J.A., Kaliakin, V.N. (Eds.), ASCE, Austin, Texas, USA.
- Britto, A.M., and Gunn, M.J. (1987). *Critical state soil mechanics via finite elements*. Ellis Horwood
- Carrillo, N. (1948). *Influence of artesian wells in the sinking of Mexico City*, Proceedings, Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. VI, pp. 156-159, Rotterdam.
- Comisión Federal de Electricidad. (2017). *Manual de Diseño de Obras Civiles, Cap. B.2.8 Mejoramiento de Suelos*, CFE, México D. F.
- Engin, H., Septanika, E., Brinkgreve, R., & Bonnier, P. (2009). Modelling piled foundation by means of embedded piles. En M. Karstunen, & M. Leoni (Edits.), *Geotechnics os soft soils, focus on ground improvement* (págs. 131-136). Londres. CRC Press: 277-282.
- Engin, H.K., Septanika, E.G. & Brinkgreve, R.B.J. 2007. *Improved embedded beam elements*. G. Pande & S. Pietruszczak (eds), Proc. of the 10th Int. Symposium on Numerical Models in Geomechanics—NUMOG X, Rhodes, 25–27 April 2007, Rotterdam: Balkema.
- García, L.F. (2017). *Comportamiento de pilotes de fricción sometidos a hundimiento regional*. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Gobierno de la Ciudad de México. (2017). *Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones*, Ciudad de México.
- Gutiérrez M.T., González, J. y Zamorano J. (2005). *La Cuenca de México y sus cambios demográfico-espaciales*. México: Instituto de Geografía, UNAM.
-

- Jenck, O. (2005). *Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique*. Sciences de l'ingénieur [physics]. INSA de Lyon, Français.
- Juárez-Badillo, E. y Rodríguez, R. (2016). *Mecánica de suelos, tomo I. (Conceptos fundamentales)*. México: Ed. Limusa.
- Lesser, J. M. y Cortés, M. A. (1996). *Hundimiento del terreno, una consecuencia de la sobre-explotación de acuíferos*. Trabajo de la DGCOH – DDF. Memorias del XIV Congreso Nacional de Hidráulica, Asociación Mexicana de Hidráulica. México.
- Lesser, J. M. y Cortés, M. A. (1998). *Hundimiento del terreno en la Ciudad de México y sus implicaciones en el sistema de drenaje*. Artículo técnico, Ingeniería Hidráulica en México. Vol. XIII, Núm 3, págs. 13-18, septiembre – diciembre, México.
- Mánica, M. (2013). *Comportamiento dinámico de inclusiones rígidas*. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Marsal, R. y Mazari, N. (1959). *El subsuelo de la Ciudad de México, Vol. I y II*. México: Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Marsal, R. y Sáinz, I. (1956). *Breve descripción del hundimiento de la Ciudad de México*. México: XX Congreso de Geología Internacional.
- Mesri, G. (1974). *Theory of consolidation of clays*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts.
- Mesri, G., & Godlewski. (1977). *Time-and stress-compressibility interrelationship*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
- Mesri, G., & Choi, Y.K. (1985). *Settlement analysis of embankments on soft clays*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
- Mesri, G. (2001). *Settlement analysis of embankments on soft clays*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
- Ossa, A. (2004). *Modelo elasto-viscoplastico (EVP) para el estudio de la consolidación unidimensional*. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Plaxis (2017). *Plaxis 2D Reference Manual*. Delft University of Technology & PLAXIS bv, The Netherlands.
- Plaxis (2017). *Plaxis 2D Material Models Manual*. Delft University of Technology & PLAXIS bv, The Netherlands.
- Plaxis (2016). *Plaxis Online training: Embankment on rigid inclusions*. Delft University of Technology & PLAXIS bv, The Netherlands.
- Reséndiz, D., Auvinet, G. y Méndez, E. (2016). *Subsidencia de la Ciudad de México: proceso centenario que se vuela insostenible*. México: Instituto de Ingeniería, UNAM.

- Rodríguez, J. F. y Auvinet, G. (2002(a)). *Manual de construcción geotécnica, Capítulo 9, Inclusiones*. SMMS, 2: 404-446.
- Rodríguez, J. (2001). *Uso de Inclusiones Rígidas para el Control de Asentamientos en Suelos Blandos*. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Rodríguez, J. (2010). *Modelado del Comportamiento de Pilotes e Inclusiones Sometidos a Consolidación Regional en la Zona Lacustre de la Ciudad de México*. Tesis de Doctorado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Rodríguez, J y Auvinet, G. (2006). *Rigid Inclusions in Mexico City Soft Soils*. Symposium Rigid inclusions in difficult subsoil conditions, ISSMGE TC36, UNAM.
- Roscoe, K.H. and Burland, J.B. (1968). *On the generalized stress-strain behavior of 'wet' clay*. Cambridge University Press.
- Santoyo, E. y Ovando, E. (2000). *Catedral y Sagrario de la Ciudad de México. Corrección geométrica y endurecimiento del subsuelo*. México DF: TGC Geotecnia.
- Santoyo, E., Ovando, E., Mosser, F., y León, E. (2005). *Síntesis geotécnica de la cuenca del Valle de México*. México DF: TGC Geotecnia.
- Schofield, A. N. y Wroth, P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill
- Septanika E.G., Bonnier P.G., Bakker, K.J. and Brinkgreve R.B.J. (2007b). *3D soil reinforcement modelling by means of embedded pile*. Proc. of 3rd Int. Conference of IS-Kyushu, November 2007, Fukuoka (Japan).
- SIG (2008). Sistema de Información Geográfica. Laboratorio de Geoinformática. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Organización de Aviación Civil Internacional (2009). *Anexo 14, Volumen I, Diseño y operaciones de aeródromos*. OACI, Quebec, Canadá.
- Wood, D.M. (1990). *Soil behavior and critical state soil mechanics*. Cambridge University Press.