



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

**METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE SISTEMAS DE PRECARGA
CON DRENES VERTICALES PARA OBRAS EN SUELOS BLANDOS**

TESIS QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

ALEJANDRA LILIANA ESPINOSA SANTIAGO

TUTORES PRINCIPALES:

DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, MAYO DE 2016

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA
Secretario: DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY
Vocal: DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA
1er. Suplente: DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD
2do. Suplente: JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO

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

TUTOR DE TESIS:

Dra. Norma Patricia López Acosta

FIRMA

A mi hijo Eduardo, la luz más brillante de mi vida.

AGRADECIMIENTOS

A Dios

*Por brindarme la dicha de vivir y permitirme llegar hasta este punto,
por llenarme de bendiciones día a día.*

Mi esposo Eduardo

*Por llenar mis días de amor, por tu apoyo en todo momento
y por siempre impulsarme a lograr mis metas.*

Mi mamá Margarita

*Por darme la vida y siempre estar a mi lado apoyándome en todo momento.
Eres mi gran ejemplo de lucha, perseverancia y amor.*

Mi abuelita Teresa †

Por siempre creer en mí, por darme todo tu amor, cuidado y apoyo.

Universidad Nacional Autónoma de México

Por darme la oportunidad de superarme profesionalmente.

CONACyT

*Por el apoyo económico recibido durante estos dos años
y permitirme dedicarme de lleno a mis estudios.*

Dra. Norma Patricia López Acosta

*Por su confianza, apoyo y disposición de tiempo durante la realización de este trabajo.
Por siempre alentarme a elevar mi nivel profesional.*

Dr. Juan Félix Rodríguez Rebolledo

*Por su apoyo, comentarios y disposición
para resolver dudas durante la elaboración de esta tesis.*

Dr Gabriel Auvinet Guichard, Dr. Efraín Ovando Shelley y al M.I. Agustín Demeneghi Colina

*Por transmitirme parte de su gran experiencia profesional
a través de sus valiosos comentarios hacia este trabajo.*

Dr. Osvaldo Flores Castellón

*Por el apoyo brindado en la maestría
y durante la realización de las pruebas de laboratorio.*

***A Javier Hernández Lemus, Gonzalo Roque Patiño
y Luis Enrique Velásquez***

*Por su apoyo, paciencia y ayuda durante la ejecución
de las pruebas de permeabilidad.*

Al Instituto de Ingeniería

*Por brindarme un espacio de trabajo
y las herramientas para desarrollar esta tesis.*

A Alma Rosa, Jesús, Víctor, Karen, Yuliana, Alfredo, Lenin, Carlos, Edgar F. y Edgar C.

Por su amistad y apoyo en todo momento.

Por compartir momentos de trabajo y de esparcimiento en el instituto.

A mis profesores y compañeros del Posgrado

*Por brindarme herramientas que ayudan
a mejorar mi formación como profesionalista.*

RESUMEN

El objetivo de esta tesis fue proponer una metodología para el análisis y diseño de un sistema de precarga con drenes verticales de arena y prefabricados para obras en suelos blandos. Inicialmente se proporcionan los elementos teóricos para el estudio del fenómeno de consolidación en sentido vertical, el efecto de sumersión y la consolidación en sentido horizontal en un medio con drenes verticales. También se analizan los factores que influyen en el rendimiento de los mismos: la permeabilidad, el efecto de remoldeo y las teorías para representar a un dren en forma de banda (dren prefabricado) como un dren circular equivalente. Posteriormente, se exponen algunos modelos constitutivos para representar el comportamiento del suelo, así como algunas teorías para modelar drenes verticales mediante análisis numéricos utilizando el Método del Elemento Finito (MEF).

Aun cuando un sistema de precarga con drenes verticales es un problema tridimensional, este tipo de evaluaciones en general resultan complicadas de llevar a cabo, debido a los requerimientos computacionales (equipo y tiempo de cálculo). Por este motivo, los cálculos se realizan en estado plano de deformación y en condiciones axisimétricas, como se explica en este trabajo. La aplicabilidad de la teoría expuesta se demuestra en una primera etapa con el dimensionamiento mediante métodos analíticos del sistema de precarga con drenes verticales de arena y prefabricados. Se realiza una evaluación del asentamiento máximo utilizando únicamente precarga y una sobrecarga. Se calculan los grados de consolidación en función del espaciamiento de los drenes de arena. Se evalúa la influencia del diámetro equivalente y el efecto de remoldeo en el cálculo de asentamientos de los drenes prefabricados. En la segunda etapa de análisis, se plantea una secuencia constructiva del sistema y se calculan los asentamientos y presión de poro durante la misma. Se pone especial énfasis en las distintas teorías que permiten considerar equivalencias en los diámetros y permeabilidad de los drenes para efectuar cálculos en estado plano de deformación y en condiciones axisimétricas, utilizando el MEF.

La metodología propuesta en este trabajo permitió dimensionar un sistema de precarga con drenes verticales y representar mediante el MEF el comportamiento de los mismos durante y después de la construcción. Los resultados de los cálculos en la primera etapa de análisis demostraron que para proponer la longitud de los drenes de arena es importante considerar el asentamiento máximo generado por la precarga, con la finalidad de que dichos elementos no toquen lentes de arena o estratos resistentes que puedan provocar asentamientos diferenciales en la superficie. Respecto a los drenes prefabricados, se observa que la elección de la teoría para calcular el diámetro equivalente del dren es un factor determinante para lograr un cierto grado de consolidación. Los resultados de los cálculos en la segunda etapa de análisis demostraron que la elección del uso de las teorías para representar y analizar el sistema de drenes verticales de arena y prefabricados mediante el MEF depende principalmente del conocimiento de la permeabilidad de los mismos. Finalmente, se observó que entre el sistema de precarga con drenes de arena y prefabricados, los drenes prefabricados presentan un asentamiento mayor respecto a los drenes de arena en un mismo periodo. Sin embargo, los drenes prefabricados debido a su geometría pueden presentar atasco de finos dentro de su canal de flujo, mientras que los drenes de arena sirven en cierta medida como refuerzo del suelo y pueden emplearse posteriormente como elementos de cimentación.

ABSTRACT

The objective of this thesis was to propose a methodology for the analysis and design of a preload system with vertical drains for buildings in soft soils. Initially, the theoretical elements for the study of the phenomenon of consolidation by vertical flow, the effect of submersion and radial consolidation in a soil mass with vertical drains are provided. The factors that influence the performance of the drains are also analyzed: the permeability, the smear effect and the theories to represent a band-shaped drain (prefabricated drain) in an equivalent circular drain. Subsequently, some constitutive models to represent the behavior of the soil, as well as several theories for modeling vertical drains by numerical analysis using the Finite Element Method (FEM) are exposed.

Even when a preload system with vertical drains is a three dimensional problem, these assessments are generally complicated to carry out, due to computational requirements (hardware and computing time). Therefore, the calculations are performed in a plane strain and axisymmetric, as explained in this paper. The applicability of the theory exposed is illustrated in a first stage with the sizing by analytical methods of preload system with sand and prefabricated vertical drains. An assessment of the maximum settlement using only preload and overload is made. The degrees of consolidation in function of the sand drains spacing are calculated. The equivalent diameter and smear effect in the calculation of settlements of the prefabricated drains are evaluated. In the second stage of analysis, a construction sequence of the system is proposed and settlements and pore pressure are calculated. Special emphasis is placed on the various theories that allow considering equivalences in diameters and permeability of drains to perform calculations in a plane strain and axisymmetric conditions using the FEM.

The methodology proposed in this paper allowed sizing a preload system with vertical drains and representing by the FEM the behavior of the drains during and after construction. The results of the calculations in the first stage of analysis showed that to propose the length of the sand drains is important to consider the maximum settlement generated by the preload, with the purpose that these elements do not touch sand lenses or resistant strata. Regarding the prefabricated drains, the choice of the correct theory to calculate the equivalent diameter of the drain is a determining factor to achieve a certain degree of consolidation factor. The results of the calculations in the second stage of analysis demonstrated that the choice of using theories to represent and analyze the system of vertical sand and prefabricated drains by FEM mainly depends on the knowledge of their permeability. Finally, it was observed that between preload system with sand drains and prefabricated, prefabricated drains have a higher settlement respect sand drains in the same period. However, the prefabricated drains due to their geometry may have clogging by clay particles within the flow channel, while the sand drains serve somewhat as soil reinforcement and can be used as foundation elements.

CONTENIDO

LISTA DE FIGURAS.....	v
LISTA DE TABLAS.....	x
SIMBOLOGÍA	xi
1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. ANTECEDENTES: CASOS PRÁCTICOS DE TÉCNICAS DE PRECARGA 3	
2.1 Naves Industriales en Xochimilco, ciudad de México	3
2.2 Tanques de almacenamiento en una planta de energía térmica en Porto Tolle, Italia	6
2.3 Patio para el almacenamiento de contenedores de ferrocarril en México.....	8
2.4 Aeropuerto Internacional de Bangkok (AIB)	11
2.5 Ampliación del Aeropuerto Internacional de Kansai (AIK).....	14
2.6 Ampliación del Aeropuerto Internacional de Haneda (AIH)	18
2.7 Ampliación del Aeropuerto Internacional de Changi (AIC)	20
3. MARCO TEÓRICO: PRECARGA CON SISTEMA DE DRENAJE	23
3.1 Fenómeno de consolidación unidimensional	23
3.2 Concepto de precarga	25
3.2.1 Consideraciones generales.....	25
3.2.2 Precarga con drenes verticales de arena	28
3.2.2.1 Consolidación horizontal	29
3.2.2.2 Efecto de remoldeo	34
3.2.2.3 Permeabilidad del dren.....	36
3.2.3 Precarga con drenes verticales prefabricados	37
3.2.3.1 Diámetro equivalente.....	38
3.2.3.2 Efecto de remoldeo	39
3.2.3.3 Permeabilidad del dren.....	42
3.3 Características de la anisotropía en la permeabilidad en las arcillas	43
3.4 Efecto de sumersión	43
3.5 Modelación de sistemas de precarga con drenes.....	44
3.5.1 Solución analítica	44
3.5.2 Solución numérica con el método del elemento finito (MEF)	45
3.5.2.1 Modelos constitutivos para representar el comportamiento del suelo.....	45
3.5.2.1.1 Modelo Mohr-Coulomb	47
3.5.2.1.2 Modelo Soft Soil.....	49
3.5.2.2 Teorías para modelar drenes verticales de arena y prefabricados	50
3.5.2.2.1 Cheung et al. (1991).....	50
3.5.2.2.2 Hird et al. (1992)	52
3.5.2.2.3 Indraratna y Redana (1997)	54
3.5.2.2.4 Chai et al. (2001).....	55

4. APLICACIÓN A UN SISTEMA DE PRECARGA CON DRENES VERTICALES	57
4.1 Planteamiento.....	57
4.2 Condiciones generales de análisis.....	57
4.2.1 Estratigrafía.....	58
4.2.2 Propiedades.....	60
4.2.3 Estado inicial de esfuerzos y condiciones piezométricas	62
4.3 Características del sistema de precarga propuesto.....	62
4.3.1 Dimensionamiento de la precarga	62
4.3.2 Dimensionamiento de los drenes verticales.....	66
4.3.3 Procedimiento constructivo.....	70
4.4 Modelado del sistema de precarga con drenes verticales de arena	74
4.4.1 Elección de los modelos constitutivos y el tipo de comportamiento del suelo...74	
4.4.2 Geometría y condiciones iniciales del modelo	75
4.4.3 Análisis en estado plano de deformaciones	78
4.4.3.1 Caso A) Considerando filas de drenes de arena como “paredes infinitas”.79	
4.4.3.2 Caso B) Cálculo de la permeabilidad equivalente de los drenes de arena (Rodríguez, 2014).....	81
4.4.3.3 Caso C) Cálculo de la permeabilidad horizontal equivalente del suelo (Cheung et al., 1991).....	82
4.4.4 Análisis axisimétrico	85
4.4.5 Resumen de resultados de los análisis efectuados	86
4.5 Modelado del sistema de precarga con drenes verticales prefabricados	90
4.5.1 Consideraciones generales.....	90
4.5.2 Análisis en estado plano de deformaciones.....	90
4.5.2.1 Caso A) Promedio pesado de las propiedades hidráulicas del suelo sometido a mejoramiento.....	90
4.5.2.2 Calculo de la permeabilidad equivalente vertical del suelo $k_v^{equivalente}$ utilizando la teoría de Chai et al., 2001.....	94
4.5.2.3 Calculo de la permeabilidad equivalente horizontal de la zona remoldeada k_{hp} y no remoldeada k'_{hp} utilizando la teoría de Indraratna y Redana, 1997.....	96
4.5.3 Resumen de resultados de los análisis efectuados	98
4.6 Comentarios de los análisis efectuados	102
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	109
REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA	111
ANEXOS	117
ANEXO A. PRUEBAS DE PERMEABILIDAD EN MATERIALES PARA DRENES DE ARENA	119
A.1 Permeámetro de pared rígida	119
A.1.1 Preparación de la muestra.....	121
A.1.2 Medición y pesaje del equipo.....	121

A.1.3 Montaje del equipo.....	122
A.1.4 Formación de la probeta.....	123
A.1.5 Ejecución de la prueba.....	124
A.2 Permeámetro de pared flexible.....	125
A.2.1 Montaje y formación de la probeta.....	126
A.2.2 Etapa de saturación.....	128
A.2.3 Etapa de consolidación.....	128
A.3 Resultados.....	129
ANEXO B. ESTIMACIÓN DE LA PERMEABILIDAD EN MATERIALES ARCILLOSOS MEDIANTE PRUEBAS DE DISIPACIÓN DE PRESIÓN DE PORO.....	132

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Distribución de drenes verticales (Auvinet, 1979).	4
Figura 2.2 Corte estratigráfico (Auvinet, 1979).	5
Figura 2.3 Sistema de precarga (Auvinet, 1979).	6
Figura 2.4 Fotografía actual de la planta de energía térmica en Porto Tolle, Italia (https://ejatlas.org/conflict/enel-coal-power-plant-in-porto-tolle).	7
Figura 2.5 Ubicación de los tanques de almacenamiento (Hegg et al., 1983).	7
Figura 2.6 Propuesta de mejoramiento del suelo en los tanques a) TK-1 y TK-2 y b) TK-3 a TK-9	8
Figura 2.7 Localización del sitio de estudio (Rivera-Constantino et al., 2004).	9
Figura 2.8 Estratigrafía de la laguna (Rivera-Constantino et al., 2004).	10
Figura 2.9 a) Sitio de estudio y b) Área recuperada para el almacenamiento de contenedores... 10	
Figura 2.10 Aeropuerto Internacional Suvarnabhumi de Bangkok (http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=1561008&page=1128)	11
Figura 2.11 Estratigrafía del Aeropuerto Internacional Suvarnabhumi de Bangkok (Seah, 2006).	12
Figura 2.12 Distribución de los trabajos de mejoramiento de suelo en el Aeropuerto Internacional de Bangkok (Seah, 2006).	13
Figura 2.13 Fotografía actual del Aeropuerto Internacional de Kansai	14
Figura 2.14 Estratigrafía de la segunda fase del Aeropuerto Internacional de Kansai	15
Figura 2.15 Distribución de los trabajos de mejoramiento del suelo en la ampliación del Aeropuerto Internacional de Kansai (Furudoi, 2005).	15
Figura 2.16 Arreglo de los drenes verticales de arena en el AIK (Furudoi, 2005).	16
Figura 2.17 Arreglo de los drenes verticales prefabricados en el AIK (Furudoi, 2005).	16
Figura 2.18 Sistema de inclusiones en el AIK (Furudoi, 2005).	17
Figura 2.19 Monitoreo de asentamientos en la 1ª y 2ª fase del AIK (Furudoi, 2010).	17
Figura 2.20 Fotografía actual del Aeropuerto Internacional de Haneda	18
Figura 2.21 Distribución de los trabajos de mejoramiento del suelo en el Aeropuerto Internacional de Haneda (Watanabe y Noguchi, 2011).	19
Figura 2.22 Granulometría empleada para el primer tipo de drenes de arena (Kitazume, 2012). 19	
Figura 2.23 Granulometría empleada para el segundo tipo de drenes de arena (Kitazume, 2012).	20
Figura 2.24 Fotografía actual del Aeropuerto Internacional de Changi.....	20
Figura 2.25 Variación entre la k_v y k_h (Bo et al., 2007).	21
Figura 2.26 Distribución de los trabajos de mejoramiento del suelo en el Aeropuerto Internacional de Changi (Bo et al., 2007).	22
Figura 3.1 Etapas del fenómeno de consolidación (PEMEX, 1974).	24
Figura 3.2 Fenómeno de consolidación	24
Figura 3.3 Generación de asentamientos por incremento de esfuerzo total	26
Figura 3.4 Precarga (PEMEX, 1974).	27
Figura 3.5 Sistema de precarga con drenes verticales (Seah, 2006).	27
Figura 3.6 Sistema de precarga con drenes verticales y vacío (Vibro Menard, 2014)).	28

Figura 3.7 (a) Detalle (http://www.mygeoworld.info/file/view/6737/dr-yoichi-watabe-lecture-development-history-of-the-tokyo-international-airport) y (b) construcción de drenes verticales de arena (http://menard.com.mx).	29
Figura 3.8 Arreglos para la distribución de drenes verticales.	30
Figura 3.9 Distribución de los drenes.	31
Figura 3.10 Área de influencia y elementos del dren de arena (Barron, 1947).	32
Figura 3.11 Grado de consolidación U (%) vs. Factor tiempo T_v ó T_h (deformación superficial uniforme) (<i>modificado de Barron, 1947</i>).	34
Figura 3.12 Relaciones entre k_h/k_s , v y s para $n=5$ y $n=15$ (Richart, 1957).	35
Figura 3.13 Relaciones entre n y v para $k_h/k_s = 20$ (Richart, 1957).	36
Figura 3.14 Rango de granulometría para el diseño de drenes verticales de arena.....	37
Figura 3.15 (a) Detalle (Auvinet y Rodríguez, 2002) y (b) construcción de drenes verticales prefabricados	38
Figura 3.16 Variación de la permeabilidad alrededor del dren vertical (Onoue et al., 1991).	40
Figura 3.17 Relación k_h/k_v a lo largo de la distancia radial R a partir del centro del dren	40
Figura 3.18 Hipótesis de la zona remodelada alrededor del dren.....	41
Figura 3.19 Capacidad de descarga de diferentes drenes prefabricados	42
Figura 3.20 Principio de sumersión (Auvinet, 1979).	44
Figura 3.21 Asentamiento de un medio estratificado (Auvinet y Rodríguez, 2002, 2003).	45
Figura 3.22 Curvas esfuerzo-deformación en distintos tipos de materiales (Redana, 1999).	46
Figura 3.23 Superficie de falla Mohr-Coulomb en el espacio de esfuerzos principales ($c=0$)	48
Figura 3.24 Ley de resistencia al corte de los suelos de Coulomb (Rodríguez, 2010).	48
Figura 3.25 Superficie de fluencia para el modelo Soft Soil (Rodríguez, 2010).	49
Figura 3.26 Esquema de conversión de un dren de arena axisimétrico al estado plano de deformación	50
Figura 3.27 Esquema de conversión de un dren prefabricado axisimétrico al estado plano de deformación	52
Figura 3.28 Esquema de conversión de un dren prefabricado axisimétrico al estado plano de deformación	54
Figura 4.1 Estratigrafía en el sitio de estudio.	59
Figura 4.2 Condiciones piezométricas y estado inicial de esfuerzos.	62
Figura 4.3 a) Terraplén sin sobrecarga y b) Terraplén con sobrecarga de 10kPa.....	63
Figura 4.4 Curvas asentamiento-tiempo obtenidas con el programa ASENT.....	64
Figura 4.5 Curvas grado de consolidación – tiempo obtenidas con el programa ASENT.....	64
Figura 4.6 Distribución de desplazamientos bajo el terraplén con sobrecarga calculados con	65
Figura 4.7 Distribución del incremento de los esfuerzos efectivos verticales bajo el terraplén con sobrecarga calculados con ASENT.	65
Figura 4.8 Curvas tiempo-grado de consolidación para diferentes separaciones de drenes obtenidas con el programa ASENT	66
Figura 4.9 Curvas tiempo-asentamiento con drenes de arena a una separación de 3 m obtenidas con el programa ASENT.....	67
Figura 4.10 Curvas tiempo-asentamiento a una separación de 2 m y diámetro equivalente con la teoría de Hansbo (1987).	68

Figura 4.11 Curvas Tiempo-Asentamiento a una separación de 2 m y diámetro equivalente con la teoría de Rixner (1986).	68
Figura 4.12 Curvas Tiempo-Asentamiento a una separación de 2 m y diámetro equivalente con la teoría de Prandhan <i>et al.</i> (1993).	69
Figura 4.13 Influencia de la zona de remoldeo en el caso de drenes prefabricados (con sobrecarga).....	69
Figura 4.14 Capa de tezontle.....	70
Figura 4.15 Desplante de los drenes prefabricados a 30 m de profundidad.	70
Figura 4.16 Desplante de los drenes de arena a 27 m de profundidad.	71
Figura 4.17 Construcción de la capa de tepetate.	71
Figura 4.18 Permeabilidad k de la arena gris con 12% de finos a diferentes esfuerzos de	72
Figura 4.19 Permeabilidad k de la arena rojiza de tezontle con 6% de finos a diferentes esfuerzos de confinamiento (σ_c)	73
Figura 4.20 Elección de los modelos constitutivos del suelo.	75
Figura 4.21 Geometría y malla del modelo en estado plano de deformaciones.	76
Figura 4.22 Geometría del modelo en axisimetría (dren de arena).	77
Figura 4.23 Geometría del modelo para la teoría de Indraratna y Redana, 1997 (dren prefabricado).	77
Figura 4.24 Condiciones iniciales de presión de poro y esfuerzos efectivos.	78
Figura 4.25 <i>a</i>) Distribución de drenes en el suelo en 3D y <i>b</i>) representación de drenes en 2D como paredes infinitas.	79
Figura 4.26 Distribución de desplazamientos verticales considerando los drenes como	80
Figura 4.27 Distribución de los desplazamientos verticales empleando la teoría de Rodríguez, 2014.....	82
Figura 4.28 Distribución de los desplazamientos verticales empleando la teoría de Cheung <i>et al.</i> , 1991.....	84
Figura 4.29 Análisis axisimétrico de un dren de arena.....	85
Figura 4.30 Distribución de los desplazamientos verticales mediante un análisis axisimétrico ..	86
Figura 4.31 Desarrollo de asentamientos durante el procedimiento el procedimiento constructivo y seis meses después de la colocación de la precarga (zona de drenes de arena).....	87
Figura 4.32 Exceso de presión de poro a 4 m de profundidad durante el procedimiento constructivo y seis meses después de la colocación de la precarga (zona de drenes de arena).....	88
Figura 4.33 Exceso de presión de poro a 9 m de profundidad durante el procedimiento constructivo y seis meses después de la colocación de la precarga (zona de drenes de arena).....	89
Figura 4.34 Exceso de presión de poro a 18 m de profundidad durante el procedimiento constructivo y seis meses después de la colocación de la precarga (zona de drenes de arena).....	89
Figura 4.35 Sección transversal al eje longitudinal de un dren prefabricado (PVD).	91
Figura 4.36 Transformación de un PVD a un dren circular.	92
Figura 4.37 Área de un PVD y de su zona de remoldeo.....	92
Figura 4.38 Distribución de desplazamientos verticales empleando un promedio pesado de las propiedades hidráulicas del suelo (seis meses después de la colocación de la precarga).	94
Figura 4.39 Distribución de desplazamientos verticales aplicando la teoría de Chai <i>et al.</i> , 2001 .	96
Figura 4.40 Distribución de desplazamientos verticales aplicando la teoría de Indraratna y Redana, 1997 (seis meses después de la colocación de la precarga).....	98

Figura 4.41 Desarrollo de asentamientos durante el procedimiento el procedimiento constructivo y seis meses después de la colocación de la precarga (zona de drenes prefabricados).	99
Figura 4.42 Exceso de presión de poro a 4 m de profundidad durante el procedimiento constructivo y seis meses después de la colocación de la precarga (zona de drenes prefabricados).	100
Figura 4.43 Exceso de presión de poro a 9 m de profundidad durante el procedimiento constructivo y seis meses después de la colocación de la precarga (zona de drenes prefabricados).	100
Figura 4.44 Exceso de presión de poro a 18 m de profundidad durante el procedimiento constructivo y seis meses después de la colocación de la precarga (zona de drenes prefabricados).	101
Figura 4.45a Metodología para el análisis y diseño de sistemas de precarga con drenes verticales para obras en suelos blandos.	106
Figura 4.46a Metodología para el análisis y diseño de sistemas de precarga con drenes verticales para obras en suelos blandos.	107
Figura A.1 Curvas granulométricas de los materiales ensayados.	120
Figura A.2 Elementos del permeámetro de pared rígida del Laboratorio de Mecánica de Suelos del Posgrado en Ingeniería de la UNAM.	120
Figura A.3 Arena gris	121
Figura A.4 Arena rojiza	121
Figura A.5 Material seleccionado.	121
Figura A.6 Medidas del equipo	122
Figura A.7 Desmonte del equipo	122
Figura A.8 Limpieza	122
Figura A.9 Colocación de grasa en los aro sellos	122
Figura A.10 Montaje del equipo	123
Figura A.11 Formación de la probeta	123
Figura A.12. Enrasado	123
Figura A.13. Limpieza exterior del molde	123
Figura A.14 Probeta de arena gris	124
Figura A.15 Probeta de arena rojiza	124
Figura A.16 Colocación de la malla y placa superior	124
Figura A.17 Saturación de la probeta	125
Figura A.18 Saturación de la probeta	125
Figura A.19 Elementos del permeámetro pared flexible del Instituto de Ingeniería de la UNAM.	126
Figura A.20 Limpieza de piedras porosas.	127
Figura A.21 Saturación de línea inferior.	127
Figura A.22 Saturación de línea superior.	127
Figura A.23 Preparativos para formar la probeta.	127
Figura A.24 Formación de la probeta.	127
Figura A.25 Colocación del cabezal.	127
Figura A.26 Retiro del molde.	128
Figura A.27 Aplicación del esfuerzo confinante.	128

Figura A.28 Circulación de CO ₂	129
Figura A.29 Circulación de H ₂ O.	129
Figura A.30 Etapa de consolidación.	129
Figura A.31 Permeabilidad de la arena rojiza sin finos.	129
Figura A.32 Permeabilidad de la arena gris sin finos.	130
Figura A.33 Permeabilidad de la arena rojiza con 6% de finos.	130
Figura A.34 Permeabilidad de la arena gris con 12% de finos.	131
Figura A.35 Resumen de los resultados de las pruebas de permeabilidad.	131
Figura B.1 Relación entre el t ₅₀ del CPTu y la permeabilidad k (Robertson, 2010).	133

LISTA DE TABLAS

Tabla 4.1 Propiedades mecánicas de compresibilidad.....	60
Tabla 4.2 Propiedades mecánicas de resistencia al esfuerzo cortante.	61
Tabla 4.3 Propiedades hidráulicas.....	61
Tabla 4.4 Determinación de la permeabilidad del dren de arena en los diferentes estratos del sitio de estudio.....	74
Tabla 4.5 Determinación de la permeabilidad equivalente k_{eq}^{dren}	81
Tabla 4.6 Parámetros iniciales para la aplicación del método de Cheung <i>et al.</i> 1991.....	83
Tabla 4.7 Parámetros del suelo y del dren	83
Tabla 4.8 Permeabilidades equivalentes en sentido horizontal del suelo $k_h^{equivalente}$	83
Tabla 4.9 Asentamientos máximos experimentados después de seis meses en la zona de drenes de arena.	87
Tabla 4.10 Asentamientos máximos experimentados después de seis meses de la colocación de la precarga (zona de drenes de arena).	90
Tabla 4.11 Geometría y conductividad hidráulica de un PVD.	91
Tabla 4.12 Características de los drenes verticales prefabricados (PVD).....	91
Tabla 4.13 Áreas de los elementos del sistema de precarga con drenes verticales prefabricados	93
Tabla 4.14 Propiedades del suelo, dren prefabricado y permeabilidades equivalentes.	93
Tabla 4.15 Parámetros relacionados con el comportamiento de los PVD en la teoría de Chai <i>et al.</i> , 2001.....	95
Tabla 4.16 Valores de la permeabilidad equivalente $k_v^{equivalente}$ (Teoría de Chai <i>et al.</i> , 2001).....	95
Tabla 4.17 Parámetros relacionados con el comportamiento de los PVD en la teoría de Indraratna y Redana, 1997.....	97
Tabla 4.18 Valores de la permeabilidad equivalente k_{hp} y k'_{hp} aplicando la teoría de Indraratna y Redana. 1997.....	97
Tabla 4.19 Asentamientos máximos experimentados después de seis meses (zona de drenes prefabricados).....	99
Tabla 4.20 Asentamientos máximos experimentados después de seis meses de la colocación de la precarga en la zona de drenes prefabricados.	101
Tabla B.1 Determinación de la permeabilidad en los estratos SAS 2 y SAI mediante el método propuesto por Robertson (2010).	132

SIMBOLOGÍA

a	ancho del dren prefabricado
a_{dren}	área de un dren
a_{drenes}	área de la zona de drenes
$a_{equivalente}$	área equivalente
$a_{remoldeo}$	área total de la zona de remoldeo
$a_{sin\ remoldeo}$	área sin remoldeo
a_{suelo}	área del suelo sin remoldeo y sin drenes
a_t	área total de la superficie sometida a mejoramiento
a_v	coeficiente de compresibilidad
α, β, θ	coeficientes de conversión (Indraratna y Redana,1997)
B	mitad del ancho de elemento dren-suelo en estado plano de deformación
b	espesor del dren prefabricado
b_a	ancho de la pared de arena (Cheung <i>et al.</i> ,1991)
b_w	mitad del ancho del dren en estado plano de deformación (Hird <i>et al.</i> ,1992 e Indraratna y Redana,1997)
C_v	coeficiente de consolidación vertical
C_h	coeficiente de consolidación debido al flujo radial
c	cohesión
γ_w	peso volumétrico del agua
γ_{oct}	deformación octaédrica
γ_m	peso volumétrico natural del suelo
γ_{sat}	peso volumétrico saturado
γ_{sum}	peso volumétrico sumergido
D	separación a ejes entre drenes
d_e	diámetro de influencia del dren
d_s	diámetro de remoldeo
d_w	diámetro del dren
d_m	diámetro del mandril de instalación
d_{50}	diámetro de partícula que representa el 50% en peso, del suelo
d_{100}	diámetro de partícula que representa el 100% en peso, del suelo
ΔH_f	asentamiento inducido por la aplicación de una sobrecarga
ΔH	asentamiento total del sistema multicapas
ΔH_i	asentamiento del estrato i
e	relación de vacíos inicial
E	módulo de Young
E_1, E_2, E_3	componentes de deformación desviadora
ε_v	deformación volumétrica
F	$\ln(n)-0.75$
G	factor de resistencia al drenaje vertical del dren (Cheung <i>et al.</i> ,1991)
H_e	distancia efectiva que tiene que recorrer una partícula de agua para alcanzar la frontera permeable
k_0	coeficiente de presión de tierras en reposo
k	permeabilidad

k_{ax}	permeabilidad en modelo axisimétrico (Hird <i>et al.</i> ,1992)
$k^{dren\ pre}$	permeabilidad de un dren prefabricado
k_{eq}^{dren}	permeabilidad equivalente de un dren de arena
k_v	permeabilidad vertical
k_v^{dren}	permeabilidad vertical de un dren de arena
$k_{h,v}^{equivalente}$	permeabilidad en sentido horizontal o vertical equivalente del suelo
$k_{h,v}^{suelo}$	permeabilidad en sentido horizontal o vertical del suelo
k_{ho}	permeabilidad horizontal de la zona no remoldeada
k_{hp}	permeabilidad equivalente en estado plano de deformación del suelo (Cheung <i>et al.</i> ,1991 e Indraratna y Redana,1997)
k'_{hp}	permeabilidad horizontal del suelo en la zona remoldeada en estado plano de deformación (Indraratna y Redana,1997)
k_{pl}	permeabilidad en estado plano de deformación (Hird <i>et al.</i> ,1992)
k_s	permeabilidad del suelo remoldeado
κ^*	pendiente de la línea de recompresión en el plano $\ln p' - \varepsilon_v$
l	longitud del dren
$l_{e\ dren}$	ancho equivalente del plano de análisis del dren
$l_{i\ suelo}$	ancho de influencia del plano de análisis del suelo
l_{drenes}	distancia horizontal a ejes entre drenes
λ^*	pendiente de la línea de compresión en el plano $\ln p' - \varepsilon_v$
λ	coeficiente de conversión (Cheung <i>et al.</i> ,1991)
M	pendiente de la línea del estado crítico
m_v	coeficiente de variación volumétrica
n	relación de diámetros d_e/d_w
P_t	esfuerzo transmitido
P_s	magnitud de la sobrecarga
p'	esfuerzo efectivo isotrópico
q_w	capacidad de descarga del dren prefabricado
Q_w	capacidad de descarga en los drenes en estado plano de deformación y axisimétrico (Hird <i>et al.</i> ,1992)
q_z	gasto del dren en estado plano de deformación (Indraratna y Redana,1997)
r	radio al punto de estudio
s	relación de radios de la zona remoldeada a la del dren
T_v	factor tiempo de consolidación debido a flujo horizontal
T_h	factor tiempo de consolidación debido a flujo vertical
t	tiempo después que la carga es aplicada
t_{cp}	tiempo para lograr un determinado grado de consolidación mediante la aplicación de una sobrecarga
u	exceso de presión de poro
U_v	grado de consolidación debido al flujo vertical
U_r	grado de consolidación debido al flujo radial
\bar{u}_r	exceso de presión de poro medio debido al flujo radial
\bar{u}_z	exceso de presión de poro medio debido al flujo vertical
u_o	presión de poro inicial

$U_{r,z}$	grado de consolidación primaria, tanto para flujo vertical como para flujo radial
u_r	valor de la presión de poro en el punto de estudio
\bar{u}	valor medio de la presión de poro en la masa de suelo
ν	relación de Poisson
σ_c	esfuerzo confinante
σ_v'	esfuerzo efectivo vertical
σ_h'	esfuerzo efectivo horizontal
σ_{oct}	esfuerzo octaédrico
φ	ángulo de fricción
ψ	ángulo de dilatancia

1. INTRODUCCIÓN

La construcción de obras de infraestructura (edificios, tanques de almacenamiento, aeropuertos, etc.) en suelos blandos induce asentamientos que pueden ocasionar daños estructurales significativos tanto en la propia obra como en las estructuras vecinas. Para solucionar este problema, se recurre a técnicas de mejoramiento del suelo (PEMEX, 1974) con el fin de incrementar la resistencia al esfuerzo cortante, disminuir la compresibilidad y reducir o aumentar la permeabilidad. Dichas técnicas engloban diferentes procedimientos que pueden generar asentamientos *a priori* o impedirlos. En este trabajo se estudian las técnicas relacionadas con el sistema de precarga y precarga con drenes verticales (de arena y prefabricados).

Un sistema de precarga con drenes verticales consiste generalmente en representar el peso de la estructura por medio de un terraplén y complementarlo con drenes verticales para inducir asentamientos en un menor período de tiempo. Este sistema se ha utilizado en diferentes tipos de obras y países, donde los resultados de los análisis han permitido considerarlo como una opción adecuada para el mejoramiento de suelos blandos. En general, se ha recurrido a resultados de instrumentación, con los que se han podido establecer recomendaciones útiles para el diseño de estos sistemas. Entre estas aportaciones se encuentran: a) criterios para seleccionar las propiedades adecuadas de la arena con la que se construyen los drenes (Kitazume, 2012), b) la evidencia de anisotropía en la permeabilidad (k_h/k_v , donde k_h y k_v son la permeabilidad horizontal y vertical, respectivamente) de suelos blandos (Bo *et al.*, 2007), c) los efectos debido a la utilización combinada de técnicas de mejoramiento en un mismo lugar (Furodoi, 2005 y Seah, 2006), y d) los efectos en las estructuras vecinas (Furodoi, 2010). Asimismo la calibración de los resultados del empleo de herramientas numéricas con los resultados de instrumentación en este tipo de sistemas, ha permitido establecer teorías para la modelación de drenes (Cheung *et al.*, 1991; Hird *et al.*, 1992; Chai *et al.*, 2001; e Indraratna y Redana, 1997).

El mejoramiento del suelo de cimentación con sistemas de precarga depende de factores particulares relacionados con sus propiedades y con los bancos de materiales cercanos al sitio de estudio. En particular, los suelos del Valle de México son muy deformables con propiedades

que los caracterizan como excepcionales para la geotecnia (Auvinet y Juárez, 2011). Esta situación puede conducir a diseños de precarga inadecuados y por tanto dificultar su funcionamiento. Lo anterior conduce a la búsqueda de criterios que faciliten el estudio de tales sistemas en materiales blandos. Una opción son las evaluaciones analíticas y numéricas que permiten conocer el comportamiento del suelo (desplazamientos, disipación de la presión de poro) antes de construir la obra y con ello evaluar la viabilidad de la solución propuesta.

El objetivo principal de esta tesis es proponer una metodología para el análisis y diseño de un sistema de precarga con drenes verticales de arena y prefabricados. Se aplican métodos analíticos para evaluar el sistema de precarga, la longitud y la separación de los drenes. Asimismo se utilizan métodos numéricos para estudiar la influencia de las propiedades hidráulicas y geométricas equivalentes de los drenes en los desplazamientos y disipación de la presión de poro del suelo. En particular, las propiedades hidráulicas de los drenes de arena se asignan con base en los resultados de pruebas de laboratorio realizadas como parte de este trabajo.

El desarrollo de esta tesis se divide en cinco capítulos:

Capítulo 1.- Se da una breve introducción y se define el objetivo general de la investigación.

Capítulo 2.- Se describen casos históricos donde se implementaron distintas técnicas de mejoramiento de suelos blandos. En cada uno de ellos, se exponen de manera general las características estratigráficas del sitio de estudio, los sistemas de mejoramiento que se emplearon y los resultados obtenidos en función del tiempo.

Capítulo 3.- Se explican los conceptos de precarga simple y con drenaje. Asimismo se presentan los elementos teóricos para el diseño de dichos sistemas como: a) el fenómeno de sumersión para el cálculo de asentamientos, b) criterios matemáticos para proponer el arreglo y espaciamiento de un sistema de drenes verticales, y algunos factores que deben tomarse en cuenta para obtener su óptimo rendimiento, c) modelos constitutivos para representar el comportamiento del suelo, d) teorías para modelar drenes verticales de arena y prefabricados mediante el empleo del Método del Elemento Finito (MEF).

Capítulo 4.- Se ilustra un caso práctico de aplicación donde se determina el asentamiento y exceso de presión de poro provocado por un sistema de precarga con drenes verticales de arena y prefabricados durante el proceso constructivo y a lo largo de seis meses.

Capítulo 5.- Se propone una metodología para el diseño de sistemas de precarga con drenes verticales de arena y/o prefabricados. Al final, se presentan conclusiones y se dan algunas recomendaciones para futuras investigaciones.

Adicionalmente, en el Anexo A se explica la metodología empleada para calcular la permeabilidad k en permeámetros de pared rígida y flexible de dos posibles materiales a utilizar en la construcción de los drenes de arena. En el Anexo B se describe el procedimiento utilizado para el cálculo de k en estratos de arcilla, a partir de pruebas de disipación de presión de poro

2. ANTECEDENTES: CASOS PRÁCTICOS DE TÉCNICAS DE PRECARGA

Una de las técnicas de mejoramiento de suelos blandos más utilizadas a nivel mundial para inducir asentamientos antes de la construcción de la estructura definitiva es el sistema de precarga con drenes verticales de arena y/o prefabricados.

A continuación, se presenta una investigación de algunos casos históricos en donde se ha aplicado esta técnica. En cada caso se describe la estratigrafía del sitio de estudio, la estructura construida, las dimensiones del sistema de precarga, el espaciamiento y diámetro de los drenes, el monitoreo de los asentamientos y los resultados obtenidos a través del tiempo.

2.1 Naves Industriales en Xochimilco, ciudad de México

Se sabe de pocos casos documentados en los que haya sido empleada la técnica de la precarga (más sobrecarga) combinada con drenes de arena en las arcillas del valle de México.

La técnica se empleó para una serie de naves industriales (Auvinet, 1979) con estructura metálica ligera. El piso de la bodega recibiría cargas menores a 2 t/m^2 repartidas en el área de 3900 m^2 que se indica en la Figura 2.1.

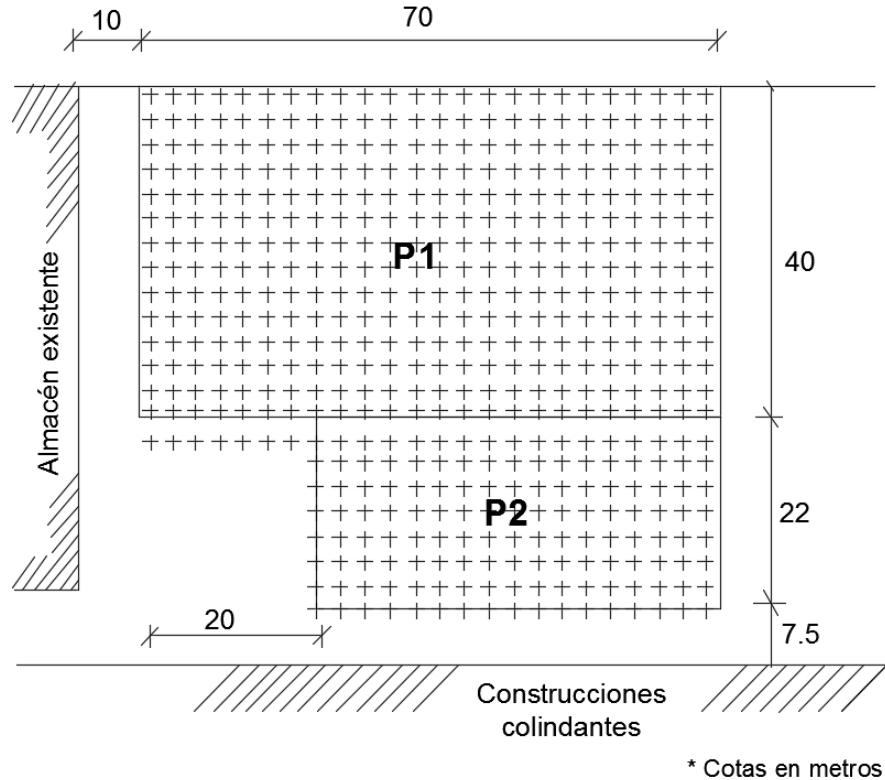


Figura 2.1 Distribución de drenes verticales (Auvinet, 1979).

El predio se encuentra en la parte sur de la ciudad de México entre Periférico y Xochimilco. Los resultados de la exploración mostraron que el subsuelo presenta una estratigrafía sensiblemente uniforme (Figura 2.2) compuesta superficialmente por arcillas o limos con contenidos de agua elevados y de muy alta compresibilidad, entre estos estratos se localizan lentes de limos arenosos. La capa resistente está constituida por arena fina y se localiza a 30 m de profundidad.

A partir de un análisis de asentamientos, se determinó que la carga transmitida podía generar un hundimiento superior a 80 cm en el centro del área cargada y movimientos inaceptables entre las columnas de la estructura metálica. Se consideraron diversas soluciones, incluyendo cimentaciones profundas y compensadas, las cuales resultaron económicamente inaceptables debido a las dimensiones en la planta de construcción y al costo de las subestructuras requeridas en ambos casos. La precarga resultó ser la solución más viable.

La precarga fue diseñada tomando en cuenta la necesidad de lograr la preconsolidación en un tiempo no mayor a ocho meses. Para acelerar la consolidación, se instalaron drenes de arena verticales de 30 cm de diámetro y 18.5 m de profundidad a cada 3.75 m en toda el área cargada.

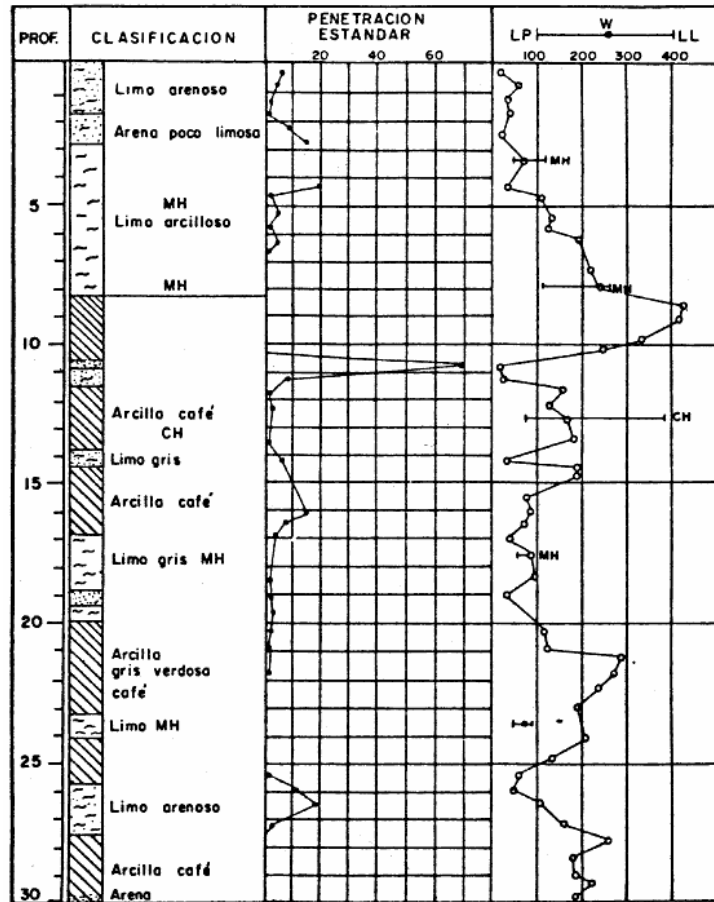


Figura 2.2 Corte estratigráfico (Auvinet, 1979).

Se optó por precargar con un terraplén de material térreo. La magnitud de la precarga se determinó tomando en cuenta que, para ser efectiva, debía ser la suma de la sobrecarga útil que soportaría el área más el peso del relleno requerido para nivelar el área más el peso del material absorbido por los asentamientos. Este último aspecto llevó a recomendar el uso de un terraplén constituido por dos materiales: un material muy ligero (tezontle, escorias volcánicas) en la parte inferior y uno más pesado (arena limosa) en la parte superior, de esta forma se evitaría que el material absorbido por los asentamientos generara a su vez asentamientos excesivos.

La distribución de la precarga se definió tomando en cuenta la existencia de otra bodega en el predio y de una zona de edificios en el predio colindante. Se dejó una distancia mínima de 10 m entre la zona de precarga y estas construcciones. En la mayor parte del área, la precarga se aplicó en dos etapas ($P_1=1.9$ y 3.2 t/m^2). Sin embargo, en la parte más cercana a la zona de edificios se aplicó una precarga menor en una sola etapa ($P_2= 0.95 \text{ t/m}^2$). Previendo posibles ampliaciones, se precargó una franja de 10 m adicionales en uno de los extremos del área de construcción (Figura 2.3).

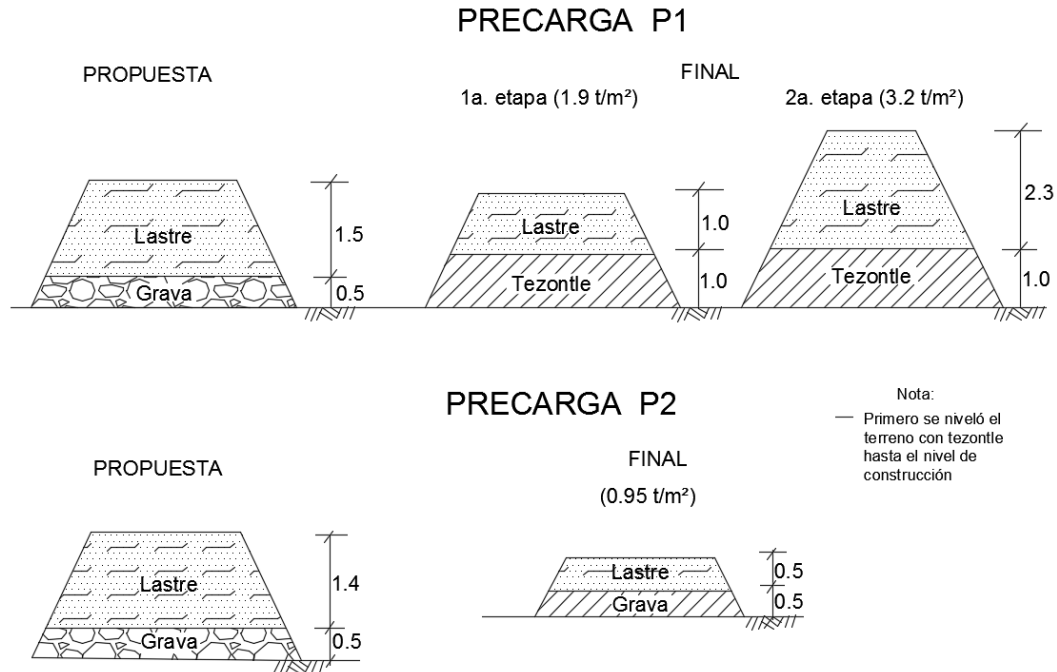


Figura 2.3 Sistema de precarga (Auvinet, 1979).

Para estudiar la evolución de los asentamientos en el área cargada y en la periferia, se instalaron testigos de placa desplantados en la base del terraplén y se definieron puntos de referencia en las construcciones adyacentes.

En el centro del área cargada se observó un asentamiento de 70 cm en siete meses. En las esquinas, el asentamiento resultó un cuarto del asentamiento del centro.

En cuanto a la velocidad de hundimiento, es posible concluir que los drenes de arena fueron efectivos. El tiempo de consolidación observado corresponde aproximadamente a la cuarta parte del tiempo estimado teóricamente en ausencia de drenes considerando un coeficiente de consolidación $C_v = 1.5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ de la capa arcillosa que más contribuye al asentamiento (5 a 11m).

2.2 Tanques de almacenamiento en una planta de energía térmica en Porto Tolle, Italia

La construcción de una nueva planta de energía térmica de 2 400 MW en Porto Tolle, Italia (Figura 2.4) requería la construcción de dos tanques de almacenamiento (TK) de 50 000 m³ y siete tanques de 100 000 m³ de techo flotante como se muestra en la figura 2.5 con las siguientes dimensiones (Hegg *et al.*, 1983):

- **TK-1 y TK-2** con capacidad de 50 000m³ y un diámetro $D = 67 \text{ m}$ y altura $H = 16 \text{ m}$.
- **TK-3 a TK-9** con capacidad de 100 000m³, $D = 87.5 \text{ m}$ y $H = 18 \text{ m}$.



Figura 2.4 Fotografía actual de la planta de energía térmica en Porto Tolle, Italia (<https://ejatlas.org/conflict/enel-coal-power-plant-in-porto-tolle>).

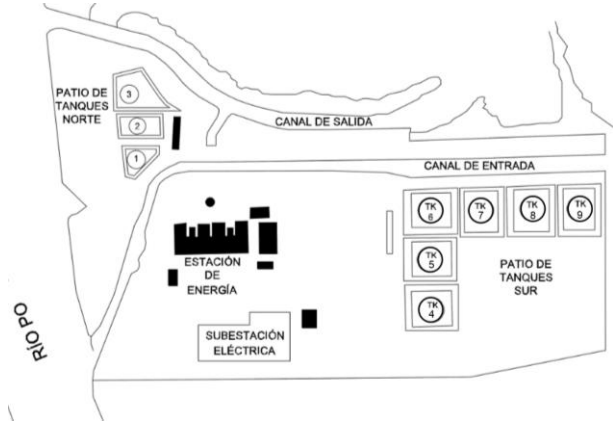


Figura 2.5 Ubicación de los tanques de almacenamiento (Hegg et al., 1983).

La elevación original del suelo en el sitio de estudio era de 1.5 a 2.0 m por debajo del nivel medio del mar (n.m.m), lo que llevó a que la construcción comenzara con la colocación de un relleno de arena compactada para alcanzar un nivel de proyecto de 0.0 m del n.m.m. La estratigrafía del sitio de estudio se encuentra constituida por las siguientes unidades geotécnicas (UG):

UG-1 (0.0 a 8.0 m): Arena limosa de compacidad suelta a media.

UG-2 (8.0 a 30.0 m): Arcilla con limo de plasticidad media. En la parte inferior de esta capa existe materia orgánica y algunas bolsas de gas.

UG-3 (30.0 a 38.0 m): Arena con limo de compacidad media.

UG-4 (38.0 a 40.0 m): Arena con limo de compacidad media a densa.

UG-5 (40.0 a 90.0 m): Arena con limo de compacidad densa, con intercalaciones de arcilla de consistencia dura.

El nivel de aguas freáticas (NAF) se encuentra a una profundidad que varía de 1.3 a 1.6 m.

Para el mejoramiento del suelo en la zona de tanques de menor dimensión (TK-1 y TK-2) se decidió utilizar el peso propio del tanque y aprovechar la prueba hidrostática¹ como precarga además de drenes verticales prefabricados. En el caso de los tanques TK-3 a TK-9, se utilizó un sistema de precarga y sobrecarga de 280 kN/m² con drenes verticales prefabricados a 29 m de profundidad y 3 m de espaciamiento. Ambas propuestas se ilustran en la Figura 2.6.

¹ La prueba hidrostática consiste en llenar el tanque de agua durante cierto periodo de tiempo y tiene como finalidad detectar fugas antes de llenar el tanque con algún combustible.

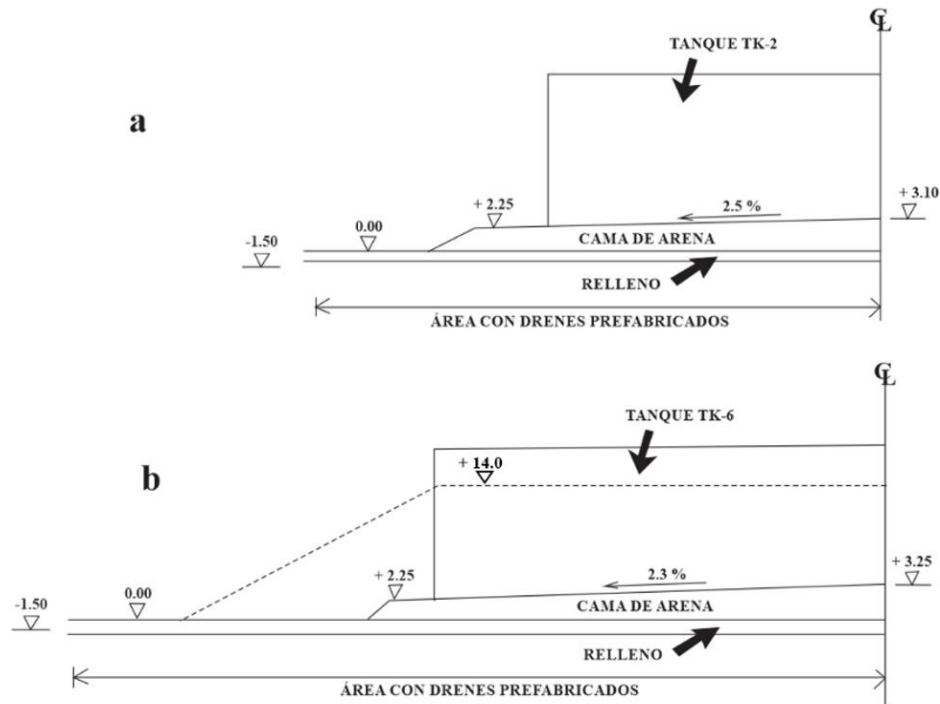


Figura 2.6 Propuesta de mejoramiento del suelo en los tanques a) TK-1 y TK-2 y b) TK-3 a TK-9 (Hegg et al., 1983).

El comportamiento de las deformaciones al centro de los tanques TK-1 y TK-2 (sin sobrecarga) fue de 226 y 221 cm, respectivamente. Por otra parte, los asentamientos en los bordes del tanque TK-1 fueron de 180 cm (máximo) y 159 cm (mínimo), mientras que en el tanque TK-2 fueron de 165 cm (máximo) y 144 cm (mínimo). El periodo en que se desarrollaron estos asentamientos fue de 31 meses.

En el caso de los tanques TK-3 a TK-9 las deformaciones al centro fueron del orden de 275 a 289 cm mientras que en los bordes fueron de entre 144 a 246 cm. El lapso de tiempo en que se desarrollaron estos asentamientos fue de 17 meses.

Con base en los resultados anteriores se observa que el sistema de precarga con drenes verticales puede favorecer el desarrollo del asentamiento en periodos de tiempo más cortos.

2.3 Patio para el almacenamiento de contenedores de ferrocarril en México

El proyecto contempló el relleno de una laguna de 20 hectáreas (Figura 2.7), localizada en el pacífico mexicano, que una vez habilitada sería utilizada como patio de almacenamiento de contenedores de ferrocarril con una carga transmitida al suelo de 10 t/m^2 .

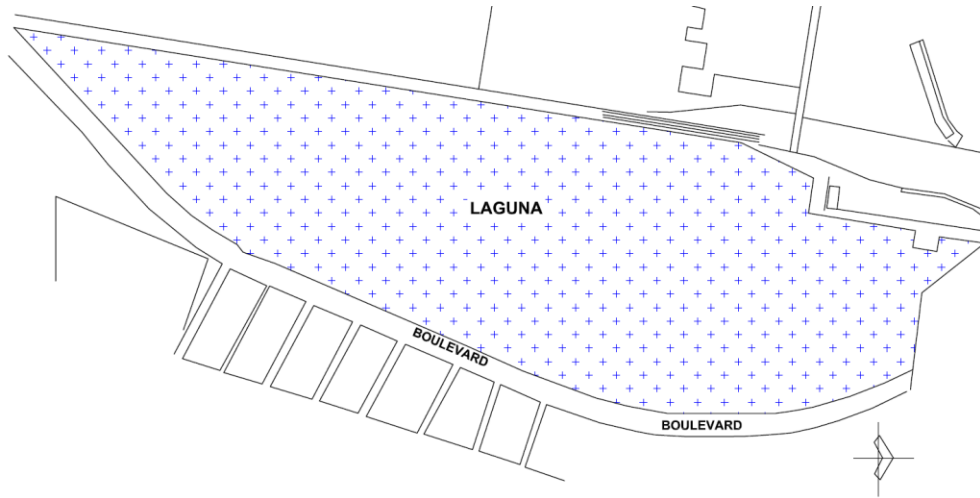


Figura 2.7 Localización del sitio de estudio (Rivera-Constantino et al., 2004).

Debido a las características del sitio de estudio se requería rellenar la laguna para poder dar los niveles de proyecto, sin embargo, la carga de estos rellenos induciría a largo plazo grandes deformaciones del subsuelo debido a las características de compresibilidad de los estratos arcillosos superficiales. Para acelerar el proceso de consolidación de los suelos lagunares, se propuso utilizar precarga y eventualmente un sistema de drenes verticales, para hacer compatible los tiempos de consolidación con los del proyecto.

La estratigrafía del sitio de estudio está conformada por dos unidades geotécnicas UG (Figura 2.8):

Superficialmente se encuentra un tirante de agua que varía de 0.0 a 0.5 m.

UG-1 (0.0 a 12.4 m): La exploración del sitio muestra un depósito superficial de suelos muy blandos formado principalmente por arcillas orgánicas y turbas de textura fibrosa de alta a muy alta plasticidad. El contenido de agua de este material varía entre 60 y 280% con algunos valores extremos de hasta 500%; el límite líquido varía de 60 a 200% con extremos de hasta 315% y el límite plástico se ubica entre 35 y 50%.

UG-2 (12.4 a 26.0 m): Los suelos profundos consisten en arenas y gravas con contenidos variables de arcilla y limo. La disposición de estos sedimentos aluviales en la laguna es muy variable, con frecuencia aparecen interestratificados o en forma lenticular.

Se analizaron dos casos, el primero considerando un relleno con espesor uniforme en toda el área de la laguna, y el segundo asumiendo un relleno con espesor variable. En ambos casos se contempló el uso de una precarga de 4.0, 7.0 y 10.0 t/m².

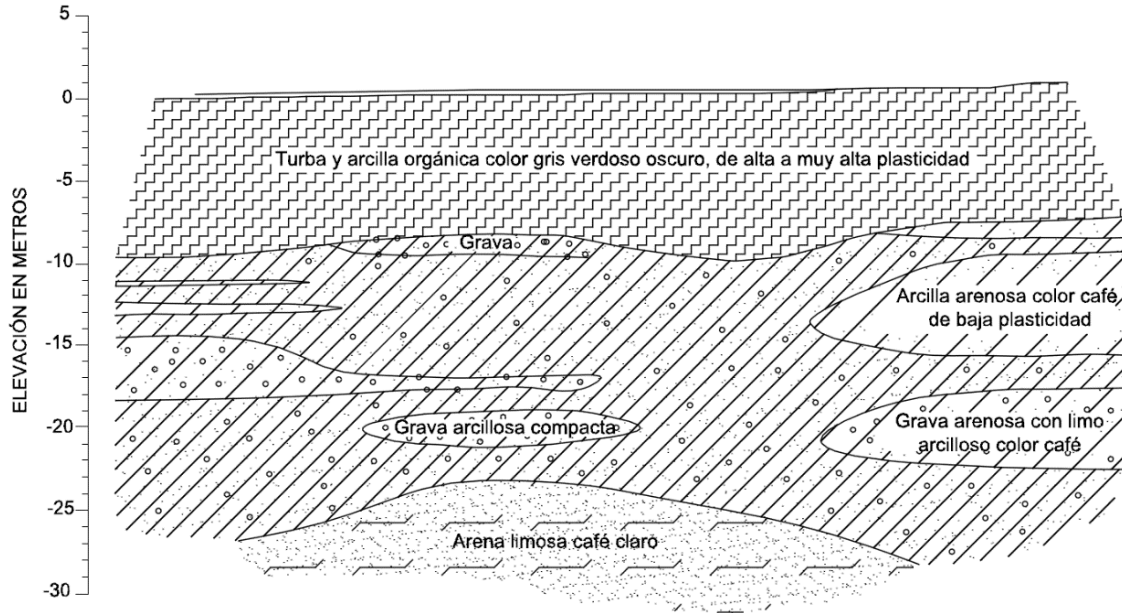


Figura 2.8 Estratigrafía de la laguna (Rivera-Constantino et al., 2004).

Los resultados de los análisis determinaron que la sola aplicación del peso del relleno producía hundimientos máximos del orden de 1.4 m a largo plazo, por lo que se planteó el uso de la precarga de 10.0 t/m^2 y drenes verticales, con lo cual, disminuyeron los asentamientos diferidos a un máximo de 33 cm al centro de la laguna. Por otra parte, el peso de las instalaciones produciría un asentamiento adicional a largo plazo al centro de la laguna de 12 cm, con lo que el asentamiento final máximo sería de 45 cm. Este valor se tomó en cuenta para dejar una sobre-elevación del terreno al momento de retirar la precarga, para compensar dichos hundimientos.

En la figura 2.9a se muestra el sitio de estudio con las características geotécnicas mencionadas en los párrafos anteriores. Sin embargo, en la figura 2.9b se observa que el proyecto para la construcción del patio de almacenamiento se realizó en un área diferente a la original.



Figura 2.9 a) Sitio de estudio y b) Área recuperada para el almacenamiento de contenedores (Google Earth, 2016).

2.4 Aeropuerto Internacional de Bangkok (AIB)

El aeropuerto internacional *Suvarnabhumi* tiene una extensión aproximada de 32 km² y se ubica en la ciudad de Bangkok, Tailandia (Figura 2.10). Su construcción inició a mediados de los años noventa y entró en operación en 2006 (Seah, 2006). En este proyecto se llevaron a cabo numerosos trabajos de mejoramiento del suelo, que fueron ejecutados satisfactoriamente con pocos obstáculos técnicos.



Figura 2.10 Aeropuerto Internacional *Suvarnabhumi* de Bangkok
(<http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=1561008&page=1128>)

La estratigrafía del sitio está constituida por cinco unidades geotécnicas (UG) con las características que se indican en la Figura 2.11.

UG-1 (0.00 a 1.50 m): Arcilla color café verdoso, con un contenido de agua ω que varía de 10 a 47%.

UG-2 (1.50 a 11.00 m): Arcilla color gris oscuro de consistencia blanda a muy blanda. La resistencia al corte no drenada se encuentra entre 1.0 y 2.6 t/m².

UG-3 (11.00 a 15.00 m): Arcilla gris claro de consistencia blanda a media. Su ω varía de 46 a 82 %. La resistencia al corte no drenada se encuentra entre 2.5 y 5.3 t/m².

UG-4 (15.00 a 25.00 m): Arcilla de consistencia dura. Su ω varía entre 28 y 42 %. La resistencia al corte no drenada se encuentra entre 5.3 y 12.4 t/m².

UG-5 (< 25.00 m): Arena densa. Su ω varía desde 12 a 22 %, la resistencia al corte no drenada se encuentra en un rango de 5.3 a 12.4 t/m².

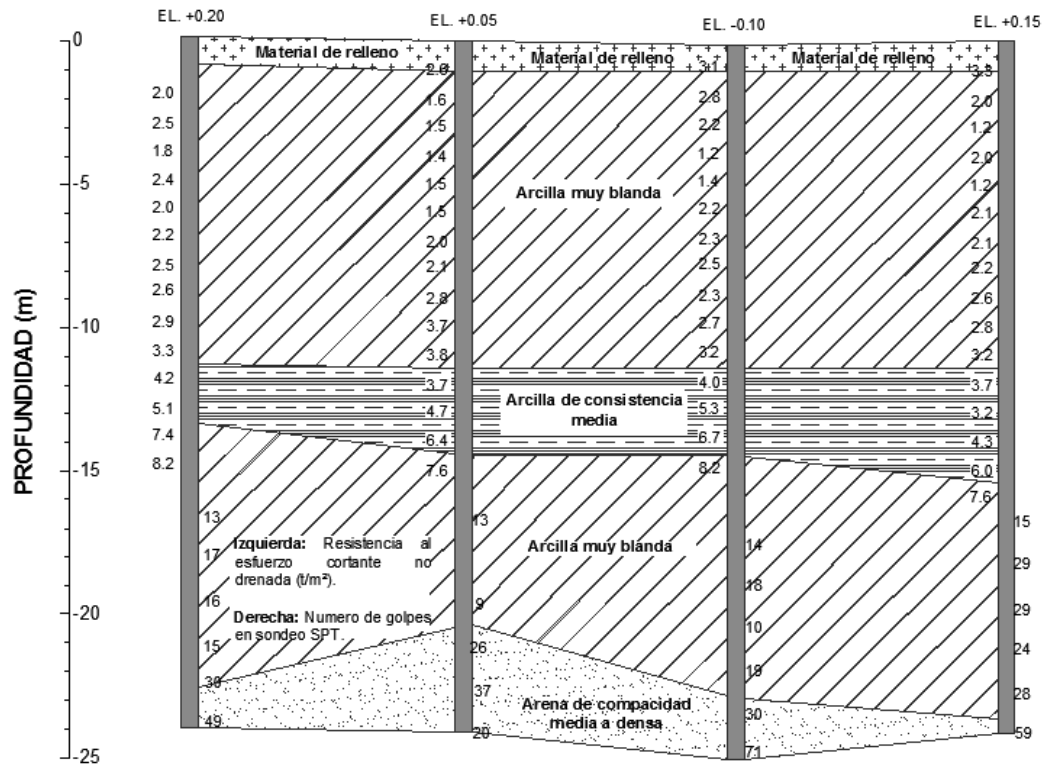


Figura 2.11 Estratigrafía del Aeropuerto Internacional Suvarnabhumi de Bangkok (Seah, 2006).

Con el propósito de seleccionar la técnica de mejoramiento del suelo más adecuada para el sitio de estudio, se evaluaron varias alternativas que incluyeron: sistema de pilotes, sistema *Deep Mixing*, reforzamiento del subsuelo mediante geosintéticos y precarga con drenes verticales prefabricados (PVD: Prefabricated Vertical Drain), resultando este último la opción más viable con base en la comparaciones de costo y tiempo de construcción. Posteriormente, se construyeron a gran escala tres terraplenes de prueba de 40 x 40 m, en donde se instalaron drenes verticales prefabricados de 10 m de longitud con espaciamiento de 1.0 m, 1.2 m y 1.5 m con arreglo cuadrado y una precarga de 4.2 m de altura (75 kPa). Los resultados de la instrumentación, transcurridos 6 meses, indicaron asentamientos de 152 cm, 138 cm y 128 cm para los PVDs con espaciamiento de 1.0 m, 1.2 m y 1.5 m, respectivamente (Moh y Lin, 2006).

En este proyecto se utilizó en su mayoría el método de precarga con drenes verticales prefabricados (PVD), y solamente en una pequeña zona se colocaron inclusiones rígidas. La distribución de los trabajos se muestra en la Figura 2.12.

El sistema de precarga con drenes verticales prefabricados (PVD) se empleó en áreas donde se contaba con suficiente derecho de vía para construir bermas de estabilidad. El sistema se estuvo constituido por:

- *Terraplén de precarga*: Con altura máxima que varió de 3.8 a 5.2 m colocada en 2 ó 3 etapas, y con el objetivo de evitar la erosión se utilizaron pendientes 4:1 en las bermas de estabilización.
- *PVDs*: Drenes verticales prefabricados apoyados a una profundidad de 10 m y con un espaciamiento de 1 m entre cada uno.
- *Cama de arena*: Con un bajo contenido de finos (<5%) y un espesor de 1.5 m.
- *Tela filtro*: Dos capas con la finalidad de aislar la arena de cualquier contaminación.
- *Manguera de drenaje y bombeo del pozo de registro*: Para mantener el nivel de agua en la cama de arena lo más bajo posible.

Durante la construcción de este sistema se encontraron pocos obstáculos técnicos, siendo los más comunes los relacionados con el control de calidad de los PVDs. Sin embargo, el principal problema fue la calidad de la cama de arena debido a la escasez de este material en las zonas cercanas al sitio, de ahí que los contratistas tuvieron que transportar arena desde una distancia mayor, además, de imponer una estricta inspección en el cribado del material.

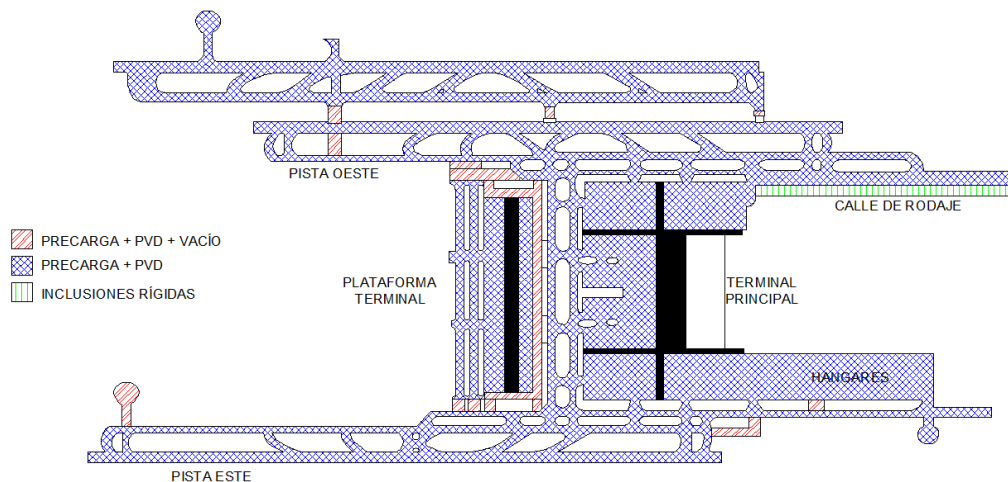


Figura 2.12 Distribución de los trabajos de mejoramiento de suelo en el Aeropuerto Internacional de Bangkok (Seah, 2006).

En algunas zonas se utilizó un método con aplicación de vacío (Figura 2.12), en este caso, al igual que con el método de PVD (drenes verticales prefabricados), se colocó un terraplén de precarga para acelerar el proceso de consolidación cuidando la estabilidad del mismo. Se adoptó una altura máxima del terraplén de 2.8 m y se aplicó un vacío de -6 t/m^2 resultando una carga vertical equivalente de 11.6 t/m^2 .

Los drenes fueron diseñados para soportar la presión de vacío, de lo contrario, cualquier interrupción del flujo dentro del dren hubiese provocado severas consecuencias, por ejemplo: asentamientos diferenciales considerables o un grado de consolidación inadecuado. Por lo anterior, los trabajos fueron ejecutados por especialistas.

Con base en el monitoreo de la instrumentación colocada en el sitio, se determinó que los sistemas utilizados (precarga + PVD; precarga + PVD + vacío; Figura 2.12) proporcionaron un porcentaje alto de asentamiento por consolidación primaria y menores asentamientos diferenciales. Asimismo como conclusión de estas soluciones implementadas, se determinó que los costos de construcción y mantenimiento fueron moderados, mientras que el tiempo de construcción fue largo (aproximadamente 1.5 años).

Por otra parte, el tercer sistema empleado fueron las inclusiones rígidas, con las que se observó que el tiempo de construcción fue corto pero su costo fue alto, en comparación con las técnicas mencionadas previamente. El diámetro de las inclusiones fue de 0.6 m con una distribución cuadrada a 1.5 m de distancia entre ellas y una longitud de 10.0 m. Finalmente, los resultados de la instrumentación indicaron que los asentamientos diferenciales y por consolidación primaria con esta técnica fueron mínimos.

2.5 Ampliación del Aeropuerto Internacional de Kansai (AIK)

El Aeropuerto Internacional de Kansai (AIK) se localiza en una isla artificial a 5 km de la bahía de Osaka, Japón. Fue planeado como una solución al problema de la contaminación auditiva en las zonas residenciales (Furudo, 2005).

En 1999 se empezó a construir lo que sería la segunda fase (Figura 2.13) de dicho aeropuerto, con la finalidad de satisfacer e incrementar la demanda de transporte aéreo. El área de recuperación fue de 54 500 m².



Figura 2.13 Fotografía actual del Aeropuerto Internacional de Kansai
(<http://www.kansai-airport.or.jp/en/cargo/>).

En el sitio de estudio los estratos debajo del lecho marino se encontraron constituidos de manera general por arcillas de alta plasticidad con algunas intercalaciones de arena (Figura 2.14).

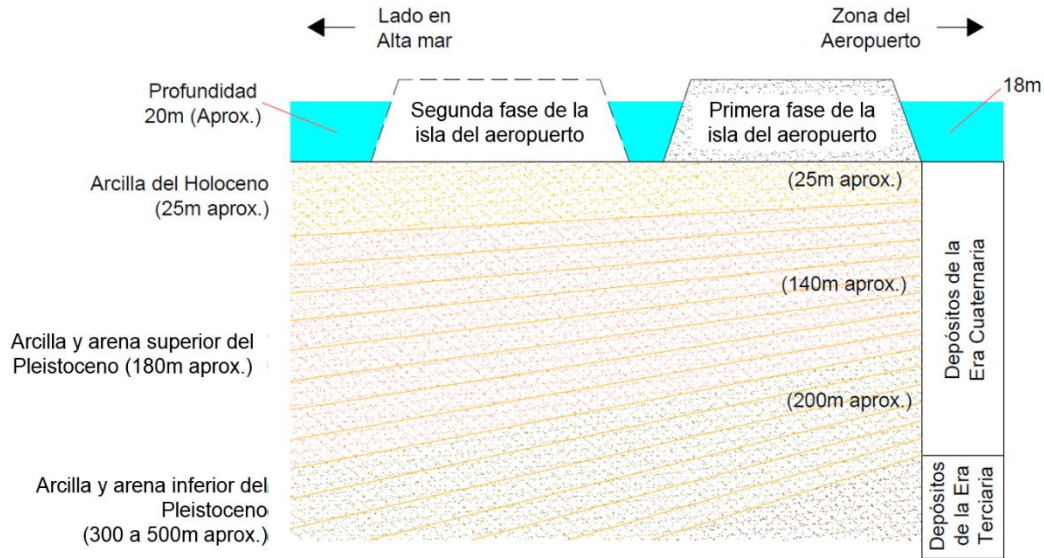


Figura 2.14 Estratigrafía de la segunda fase del Aeropuerto Internacional de Kansai
(<http://www.kiac.co.jp>, 2014).

Antes de iniciar los trabajos de mejoramiento del suelo del sitio, se construyó sobre el lecho marino una cama de arena de 1.5 m de espesor en 2 a 3 capas. La cama de arena permitió descargar el agua desde los estratos superiores de arcilla para distribuirse y dispersar la carga originada por la construcción del rompeolas y el terraplén del proyecto; en su parte superior se colocó una capa de roca triturada. El volumen de material que se ocupó fue de aproximadamente 15 millones de m³.

Para el proyecto se utilizaron los métodos de mejoramiento: a) precarga con drenes verticales prefabricados, b) inclusiones rígidas, y c) precarga con drenes de arena, distribuidos como se indica en la Figura 2.15.

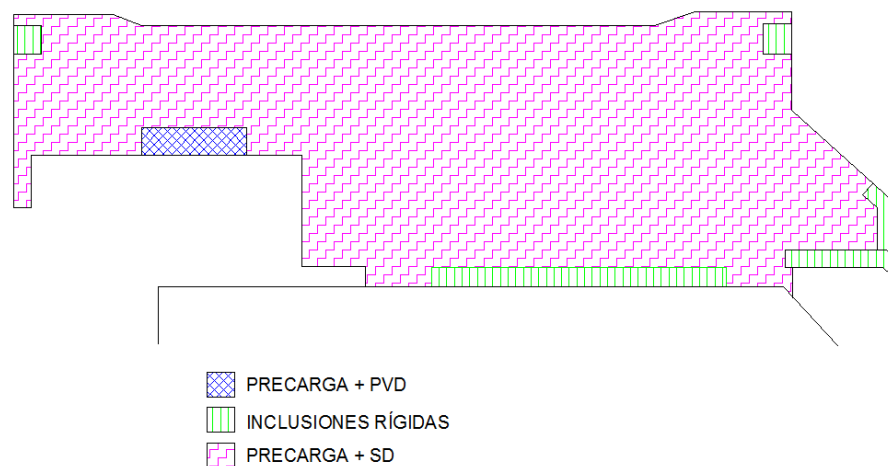


Figura 2.15 Distribución de los trabajos de mejoramiento del suelo en la ampliación del Aeropuerto Internacional de Kansai (Furudo, 2005).

El método de precarga con drenes de arena (SD) se utilizó en el 97% de la zona de proyecto; se utilizaron drenes de 0.40 m de diámetro y 25 m de longitud, su distribución fue en forma cuadrada con separación entre drenes de 2.50 m (Figura 2.16a) con excepción de la zona Noroeste (área del rompeolas) que tuvo un arreglo rectangular de 1.6 m \times 2.5 m (Figura 2.16b). En total se utilizaron 1.2 millones de drenes de arena que fueron colocados en 16 meses.



Figura 2.16 Arreglo de los drenes verticales de arena en el AIK (Furudo, 2005).

Por otra parte, el sistema de drenes verticales prefabricados PVD se utilizó para reducir los periodos de trabajo y se construyeron en total 82 000 PVDs. Este tipo de drenes tienen una dimensión de 0.40 \times 0.40 m y se desplantaron a 24 m de profundidad con dos tipos de arreglos: a) uno rectangular con una separación de 2.0 \times 1.7 m, y b) en *tresbolillo* de 2.0 \times 2.1 m (Figura 2.17).



Figura 2.17 Arreglo de los drenes verticales prefabricados en el AIK (Furudo, 2005).

En la zona restante por mejorar se utilizaron inclusiones mezclando el material de arcilla con una lechada de cemento. En cada operación se pudieron obtener entre 4 a 8 columnas mejoradas. Finalmente, las columnas se conectaron entre sí para formar una estructura "Tipo Pared" o "Tipo Celosía" (Figura 2.18).

Con este método se mejoraron cerca de 330 000 m³ y los trabajos se ejecutaron durante 7 meses.

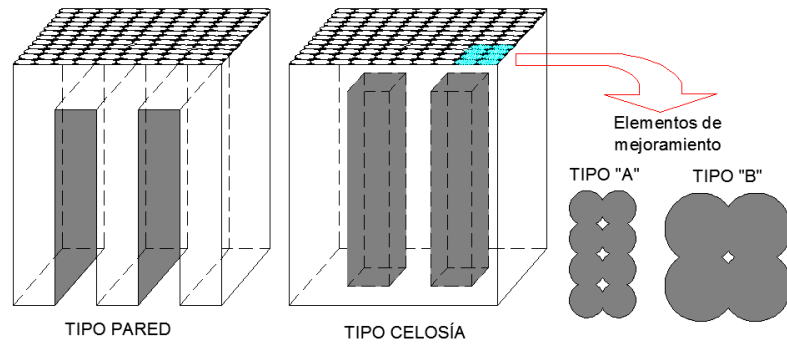


Figura 2.18 Sistema de inclusiones en el AIK (Furudoi, 2005).

De acuerdo con los resultados de la instrumentación (Figura 2.19), se determinó que la evolución de los asentamientos con respecto al tiempo en la segunda fase del aeropuerto (ampliación) se comporta de manera uniforme; sin embargo, en la primera fase del aeropuerto se han observado asentamientos diferenciales. Con base en los resultados de estudios recientes, se ha concluido que este fenómeno se debe a la variación de los espesores de arcilla y al bulbo de esfuerzos ocasionado por la construcción de la segunda fase del aeropuerto (Furudoi, 2010).

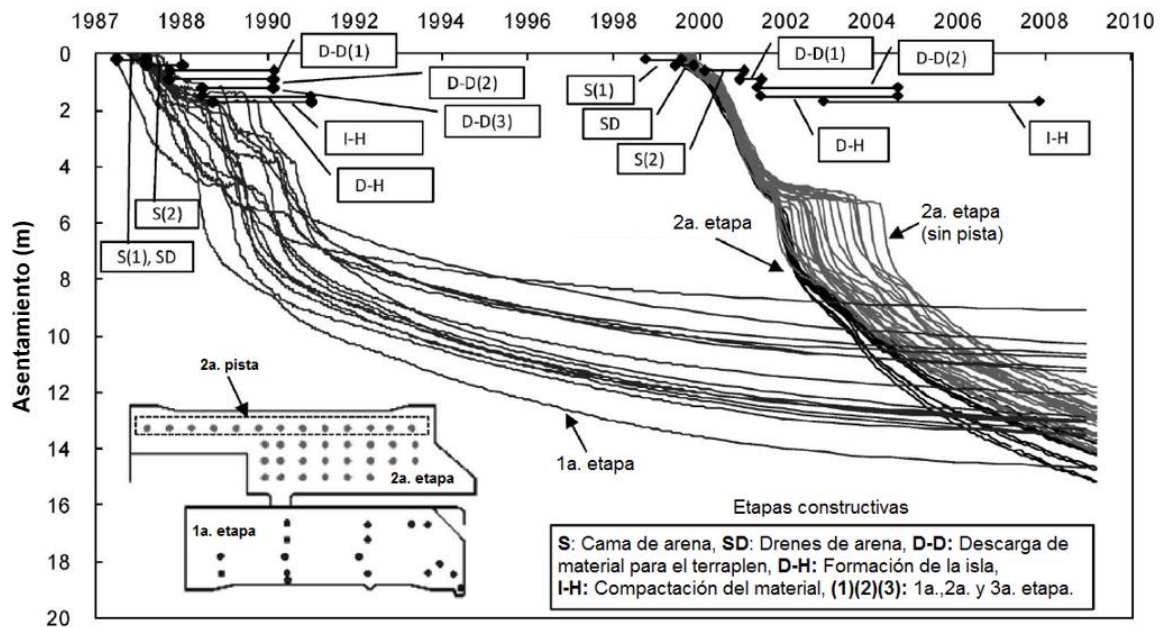


Figura 2.19 Monitoreo de asentamientos en la 1ª y 2ª fase del AIK (Furudoi, 2010).

2.6 Ampliación del Aeropuerto Internacional de Haneda (AIH)

El Aeropuerto Internacional Haneda (AIH) de Tokio entró en operaciones en 1931, con una pista de 300 m. El aeropuerto se ha ampliado varias veces y actualmente cuenta con tres pistas de aterrizaje y dos edificios de terminales. Con el fin de hacer frente a un futuro aumento en el transporte aéreo, en 2010 se construyó una cuarta pista como se observa en la Figura 2.20 en una isla artificial al sur del aeródromo existente (Watanabe y Noguchi, 2011).



Figura 2.20 Fotografía actual del Aeropuerto Internacional de Haneda
(Modificado de http://www.nssmc.com/en/product/use/case/artificial_island/haneda.html).

En la zona del proyecto el tirante de agua promedio es de 19.0 m y la estratigrafía del lecho marino se encuentra conformada por:

UG-1 (19.0 a 21.0 m): Arcilla de alta plasticidad con una ω entre 168 y 177% y peso volumétrico $\gamma_m = 12.9 \text{ kN/m}^3$.

UG-2 (21.0 a 30.0 m): Arcilla de alta plasticidad con una ω entre 132 y 145%, un $\gamma_m = 13.5 \text{ kN/m}^3$ y un índice de plasticidad $IP = 78$ a 85%.

UG-3 (30.0 a 34.0 m): Arena arcillosa con una ω entre 42 y 117% y γ_m variable de 13.8 a 17.9 kN/m^3 .

UG-4 (30.0 a 45.00 m): Arena con una ω entre 35 y 52 % y γ_m que varía entre 17.5 y 18.4 kN/m^3 .

Con el fin de acelerar la consolidación y reemplazar cierto volumen de material de arcilla se propuso el sistema de precarga con drenes de arena (SD) que se indica en la Figura 2.21 como sistema de mejoramiento del suelo.

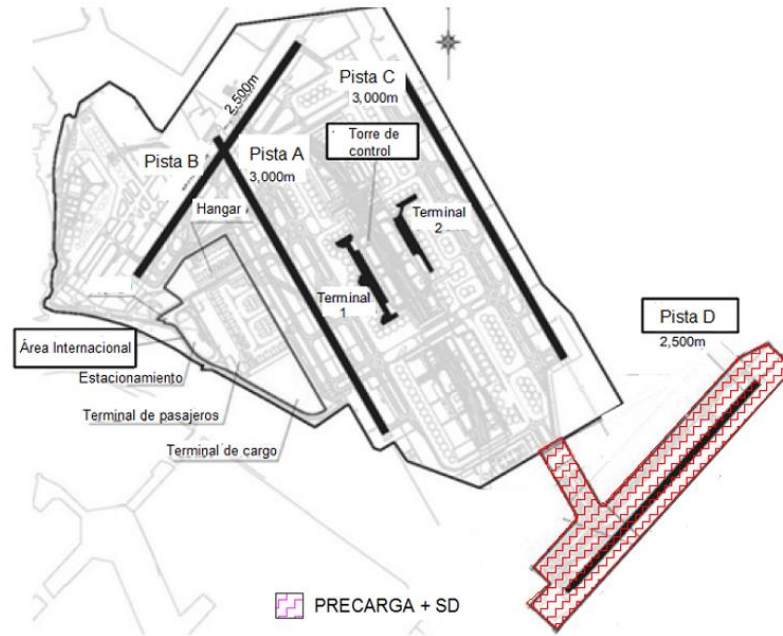


Figura 2.21 Distribución de los trabajos de mejoramiento del suelo en el Aeropuerto Internacional de Haneda (Watanabe y Noguchi, 2011).

Para el proyecto se utilizaron dos tipos de drenes de arena. El primer tipo de drenes se desplantó a 37.5 m de profundidad con un diámetro de 0.4 m, colocados en un arreglo rectangular de 2.5 × 1.6 m para obtener 80% de consolidación en un lapso de 4 meses. En total se instalaron 180 000 drenes.

Debido a que la permeabilidad del material de arena fue uno de los temas críticos para el método de precarga con SD, la permeabilidad de 1×10^{-2} cm/s o superior fue controlada durante todo el proceso de construcción. A fin de garantizar una permeabilidad aceptable, la distribución del tamaño de las partículas de arena fue regulada con base en los límites que se muestran en la Figura 2.22. Se observó que la permeabilidad de la arena tiene una estrecha relación con el tamaño de la partícula D_{10} y D_{20} , además de contar con un porcentaje de finos menor que 5%.

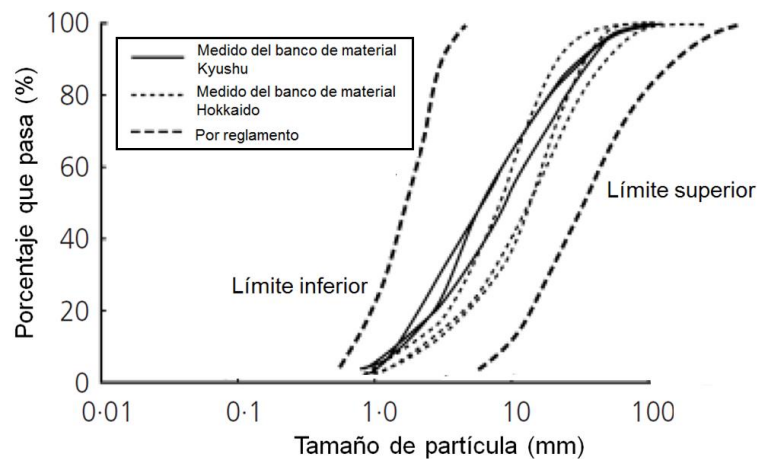


Figura 2.22 Granulometría empleada para el primer tipo de drenes de arena (Kitazume, 2012).

El segundo tipo de drenes se desplantaron a una profundidad a partir del lecho marino de 41 m y un diámetro de 2.0 m. Su arreglo fue rectangular de 3.5×3.0 m. La granulometría empleada se muestra en la Figura 2.23; en este caso se realizaron pruebas de sedimentación de partículas antes y durante su construcción.

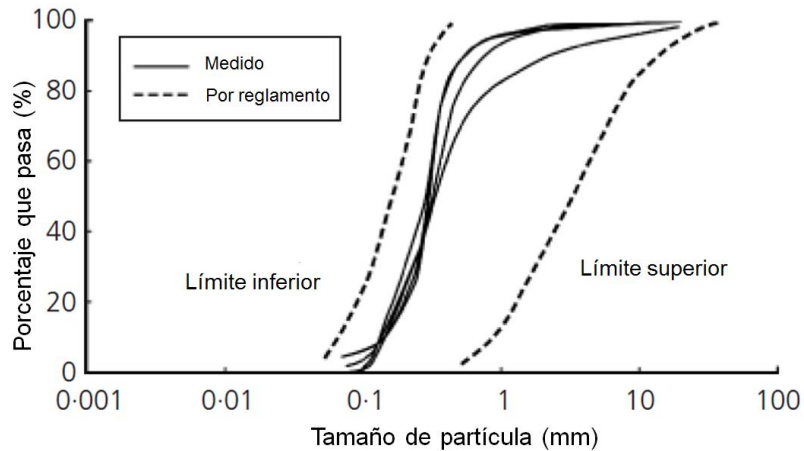


Figura 2.23 Granulometría empleada para el segundo tipo de drenes de arena (Kitazume, 2012).

2.7 Ampliación del Aeropuerto Internacional de Changi (AIC)

El Aeropuerto Internacional de Changi (AIC) se ubica al Este de Changi en Singapur. La zona se caracteriza por tener mareas y fondos marinos de 5 a 15 m de profundidad. El proyecto consistió en la recuperación y mejoramiento del subsuelo debido a la alta compresibilidad y baja resistencia del mismo (Figura 2.24). Por lo anterior, se decidió acelerar el proceso de consolidación para desarrollar la mayor parte de asentamientos durante el proceso constructivo (Bo *et al.*, 2007).



Figura 2.24 Fotografía actual del Aeropuerto Internacional de Changi (Modificado de <http://cdn-www.airliners.net/aviation-photos/photos/9/7/2/1397279.jpg>).

La estratigrafía del sitio de estudio se encuentra constituida por tres unidades geotécnicas de arcilla marina:

UG-1 (2.0 a 14.0 m): Arcilla de alta plasticidad y consistencia muy blanda con fragmentos de conchas, su ω varía de 60 a 80% y el IP oscila entre 40 y 60%. El índice de compresibilidad (C_c) varía de 0.6 a 1 y el coeficiente de consolidación es de 0.5-0.6 m^2 / año.

UG-2 (14.0 a 16.0 m): Arcilla limosa de consistencia firme con un ω entre 20 y 30%.

UG-3 (16.0 a 40.0 m): Arcilla de alta plasticidad con un ω entre 40 y 60%, un índice de plasticidad (IP) entre 78 y 85%, el coeficiente de consolidación varía de 0.8 a 1.5 m^2 / año.

De acuerdo con la Figura 2.19, la permeabilidad de la arcilla del sitio de estudio oscila entre 10^{-9} y 10^{-10} m/s para flujo vertical (k_v), y 10^{-9} m/s para flujo horizontal (k_h). La relación de anisotropía entre las permeabilidades horizontal y vertical es dos (Figura 2.25).

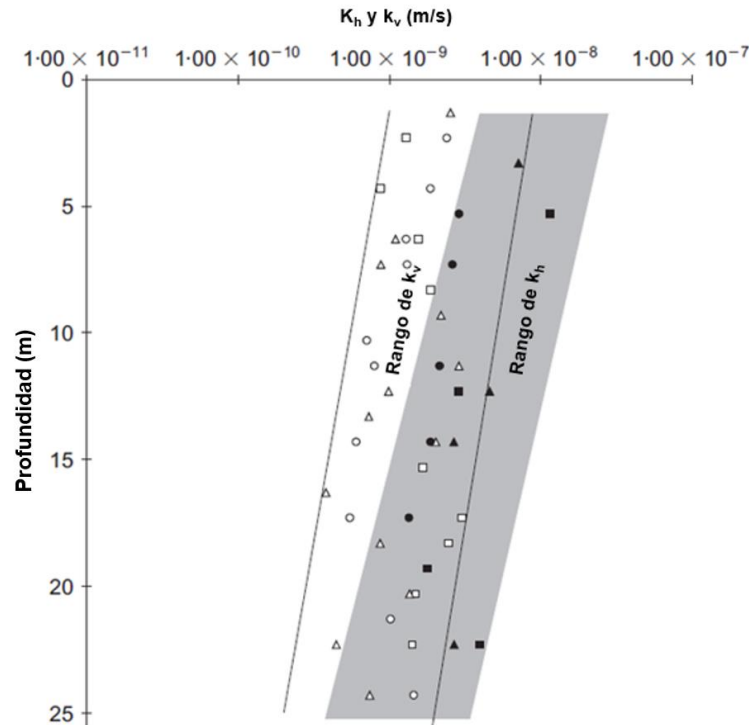


Figura 2.25 Variación entre la k_v y k_h (Bo *et al.*, 2007).

Los parámetros de compresibilidad y la historia de esfuerzos del suelo fueron cuidadosamente obtenidos a partir de las pruebas de consolidación y de las propiedades índice. Por ejemplo, tanto al contenido de agua como a la relación de vacíos se les aplicó un factor de corrección por su alto contenido en sales, debido a que los resultados podrían estar subestimados (Bo *et al.*, 1998).

La zona del proyecto tiene un área de 20 km² y la técnica utilizada para el mejoramiento del suelo fue la colocación de precarga con drenes verticales prefabricados (PVD) (Figura 2.26). El espesor del terraplén de precarga fue de 6.0 m. Con el objetivo de conseguir el 90% de consolidación primaria, el arreglo entre drenes fue cuadrado, teniendo una separación de 1.5 m entre cada uno de ellos. Se utilizaron aproximadamente más de 140 millones de metros de PVD (Chu *et al.*, 2004).

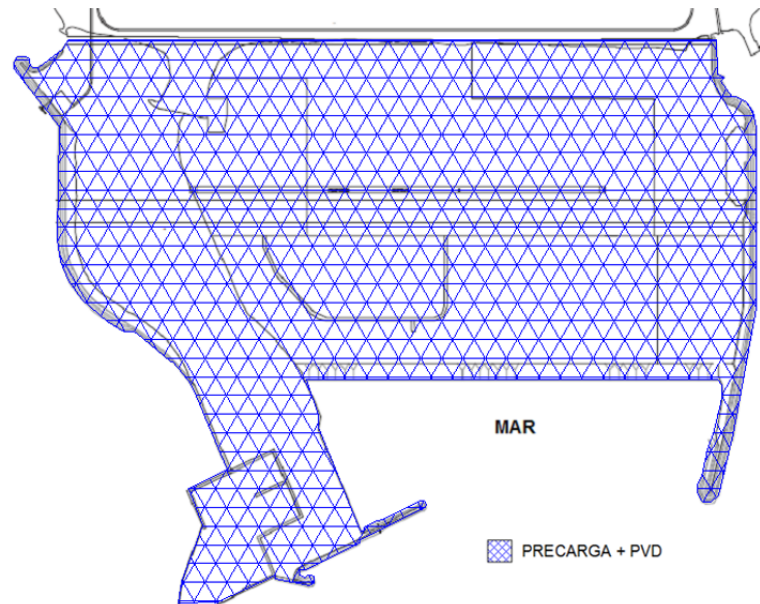


Figura 2.26 Distribución de los trabajos de mejoramiento del suelo en el Aeropuerto Internacional de Changi (Bo *et al.*, 2007).

Para monitorear el comportamiento de la zona mejorada se instalaron un total de 7246 instrumentos, entre los que destacaron: piezómetros neumáticos, piezómetros tipo Casagrande, piezómetros eléctricos, placas para medir asentamientos, inclinómetros y celdas de presión. (Arulrajah, *et al.*, 2009).

Los resultados que se obtuvieron del empleo de esta técnica fueron satisfactorios, el asentamiento máximo medido a los 18 meses fue de 3.0 m. Antes de colocar la precarga, la resistencia al corte no drenada (S_u) de acuerdo con los ensayos del cono eléctrico, presiómetro y dilatómetro se encontraba en un rango de 10 a 50 kN/m², mientras que año y medio después dicha resistencia se incrementó el doble (Bo *et al.*, 2007).

3. MARCO TEÓRICO: PRECARGA CON SISTEMA DE DRENAJE

3.1 Fenómeno de consolidación unidimensional

El fenómeno de consolidación es un proceso por el cual se produce dentro del suelo un cambio volumétrico a través del tiempo cuando en dicha masa se incrementa su estado de esfuerzos iniciales efectivos, ya sea porque se incrementó su carga o como consecuencia del abatimiento de las presiones hidrostáticas del subsuelo. Se dice que la consolidación es unidimensional ya que se supone el cambio volumétrico como resultado de las deformaciones verticales del suelo. Físicamente, la consolidación no es más que el reacomodo de las partículas sólidas del suelo como consecuencia de que cierta parte de su fase líquida es expulsada del medio durante dicho proceso (PEMEX, 1974).

Este proceso se desarrolla en dos etapas que ocurren simultáneamente (Figura 3.1):

- *Consolidación primaria.*- Es la deformación que presenta el suelo durante la transferencia de carga entre el agua y el suelo.
- *Consolidación secundaria.*- Es la deformación que presenta el suelo debido a un comportamiento viscoso y plástico.

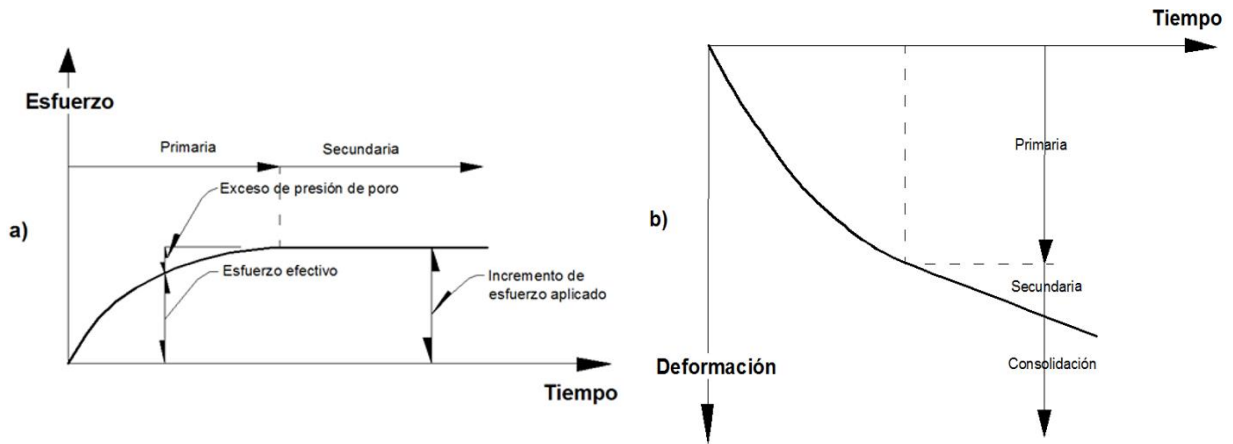


Figura 3.1 Etapas del fenómeno de consolidación (PEMEX, 1974).

Terzaghi (1943) estudió el fenómeno de consolidación en suelos finos considerando las siguientes hipótesis:

- El suelo es homogéneo e isótropo y está saturado.
- Las partículas de suelo y agua son incompresibles.
- El flujo del agua es vertical.
- Es válida la ley de Darcy.

La ecuación de la consolidación unidimensional permite conocer la variación del exceso de presión de poro a cualquier profundidad y está definida como:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3.1)$$

Se considera un elemento de suelo con las condiciones de frontera que se indican en la Figura 3.2.

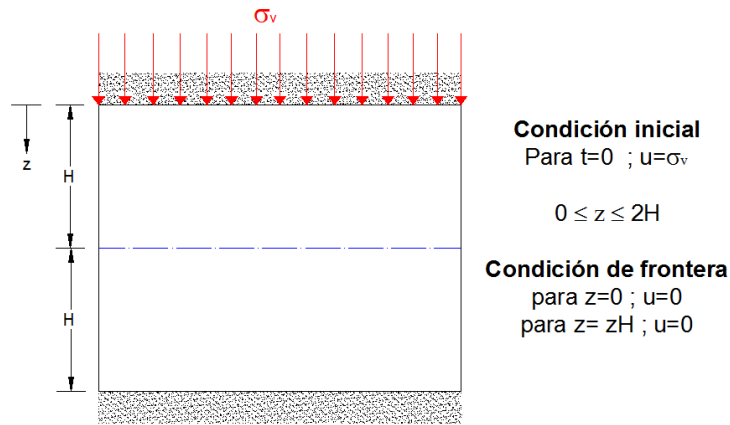


Figura 3.2 Fenómeno de consolidación

La solución de la ecuación diferencial (3.1) es:

$$U_v = 1 - \sum_{N=0}^{N=\infty} \frac{8}{(2N+1)^2 \pi^2} e^{\left(-(2N+1)^2 \pi^2 \frac{C_v t}{4H_e^2} \right)} \quad (3.2)$$

donde:

U_v promedio de consolidación vertical.

N número entero, para tomar en cuenta únicamente los valores impares de la serie senoidal infinita.

$$T_v = \frac{C_v t}{H_e^2} = \frac{k_v t}{m_v \gamma_w} = \frac{t}{H_e^2} = \text{factor tiempo} \quad (3.3)$$

C_v coeficiente de consolidación vertical.

H_e distancia efectiva que tiene que recorrer una partícula de agua para alcanzar la frontera permeable.

k_v coeficiente de permeabilidad vertical.

m_v coeficiente de variación volumétrica.

γ_w peso volumétrico del agua.

t tiempo

3.2 Concepto de precarga

3.2.1 Consideraciones generales

Un sistema de precarga se puede aplicar cuando los análisis de cimentaciones indican problemas de baja resistencia al esfuerzo cortante o alta compresibilidad en suelos finos. En este caso, debe contarse con materiales en el lugar o recurrir al peso de la propia estructura para utilizarlos como precarga, y disponer de tiempo suficiente para permitir la consolidación de los suelos blandos involucrados.

La precarga consiste en aplicar una carga al terreno antes de construir la estructura definitiva. La carga impuesta debe ser al menos del orden de magnitud de las cargas que se tendrán en forma permanente en el lugar. Lo anterior, permite acelerar el desarrollo de los asentamientos por consolidación primaria y secundaria, además, de aumentar la resistencia no drenada del suelo.

Se recomienda utilizar la precarga en suelos consolidados o ligeramente preconsolidados, en limos orgánicos, limos sueltos y arenas finas sueltas. Su aplicación se limita a casos en los que el espesor del estrato compresible es de 5 a 10 m (Auvinet y Rodríguez, 2002).

Los asentamientos inducidos por precargas se pueden generar de dos maneras: *a)* incrementando el esfuerzo total del suelo, o *b)* disminuyendo la presión intersticial. Ambos efectos pueden combinarse simultáneamente.

El incremento de esfuerzos totales en el suelo se puede lograr mediante la aplicación de la carga definitiva sobre la superficie en una o varias etapas, tomando en consideración el tiempo necesario para lograr el grado de consolidación deseado. Otra forma de obtener un asentamiento en un plazo más corto, es aplicando la carga definitiva más una sobrecarga, la cual, se remueve cuando se logra el asentamiento deseado (Figura 3.3).

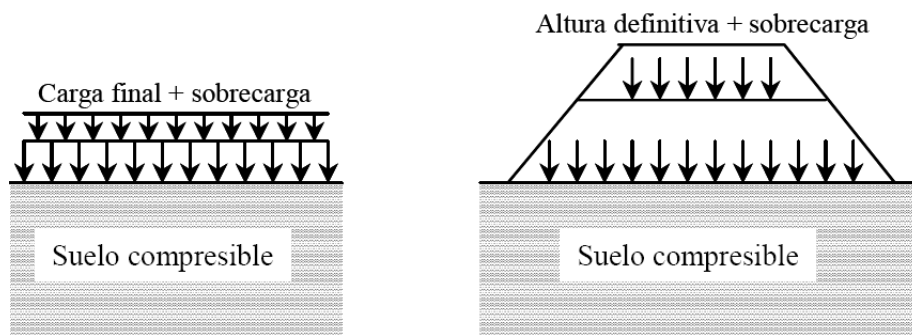


Figura 3.3 Generación de asentamientos por incremento de esfuerzo total
(adaptado de LCPC, 1985).

De manera general, para el diseño de una precarga es necesario tomar en cuenta los siguientes parámetros iniciales:

- Carga máxima a transmitir.
- Carga máxima que soporta el terreno sin mejoramiento.
- Área que se someterá al tratamiento.
- Tiempo máximo disponible para efectuar el mejoramiento del suelo.

A partir de lo anterior, se calcula el asentamiento total debido a la consolidación primaria bajo el esfuerzo transmitido (P_t), como si la estructura fuera construida en el suelo sin tratamiento alguno. Para definir la magnitud de la sobrecarga (P_s), se procede por tanteos considerando diferentes alturas de material de sobrecarga (Figura 3.4). Con los esfuerzos correspondientes ($P_s + P_t$) se determina el tiempo (t_{cp}) para el que se alcanza el asentamiento (ΔH_f).

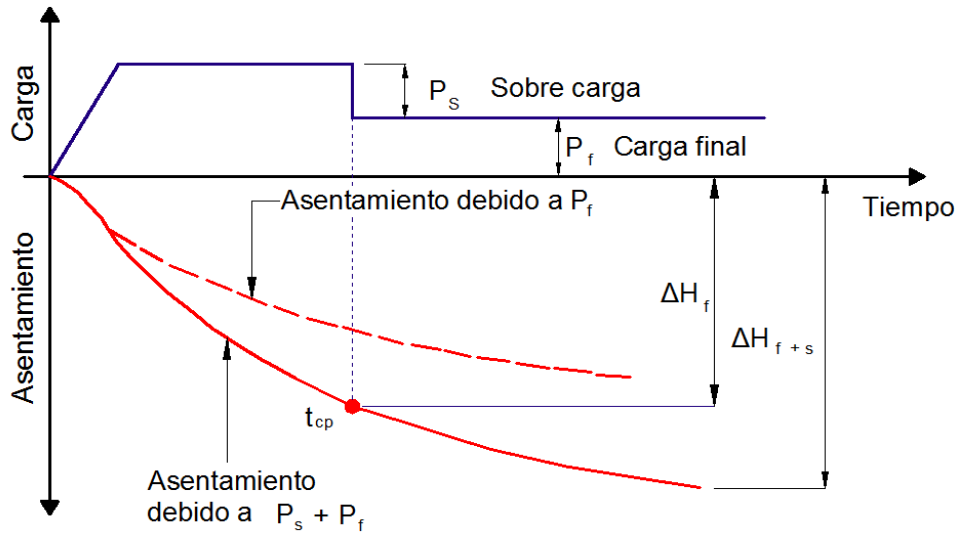


Figura 3.4 Precarga (PEMEX, 1974).

Por otra parte, una opción para inducir asentamientos por disminución de la presión intersticial es complementar la precarga con un sistema de drenes verticales (Figura 3.5).

En 1952, Kjellman fue pionero en proponer la aplicación de vacío a un sistema de drenes verticales; su ejecución consiste en colocar una membrana impermeable en la superficie del terraplén y mediante un sistema de bombeo generar un vacío bajo la membrana de 60 a 80 kPa. La presión anterior, es equivalente a la carga de 3 a 4 m de espesor de un relleno arenoso (Woo *et al.*, 1989). La Figura 3.6 ilustra un sistema de precarga con drenes verticales y vacío (Vibro Menard, 2014).

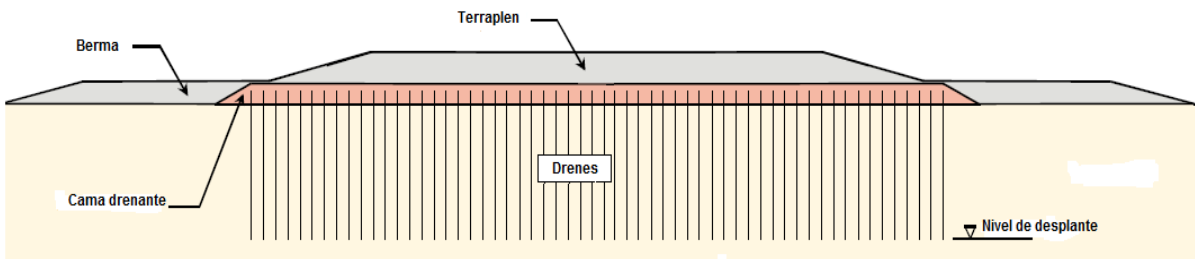


Figura 3.5 Sistema de precarga con drenes verticales (Seah, 2006).

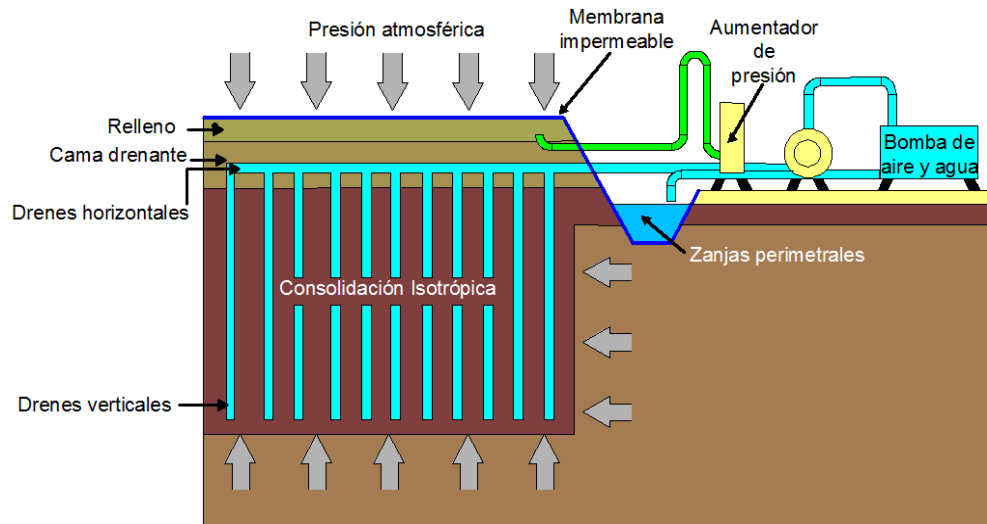


Figura 3.6 Sistema de precarga con drenes verticales y vacío (Vibro Menard, 2014).

3.2.2 Precarga con drenes verticales de arena

Los drenes verticales son perforaciones circulares realizadas usualmente en un suelo cohesivo, en las que se introduce arena (Figura 3.7a). Debido a que la arena tiene un tamaño de partícula más grande que el suelo cohesivo, su permeabilidad es mucho mayor, por lo que el agua fluye a través del dren más fácilmente.

El proceso constructivo de un dren vertical de arena se puede realizar de varias maneras (Auvinet y Rodríguez, 2002):

- Por perforación rotatoria y luego relleno con arena.
- Por perforación con barrenas helicoidales tubulares de perforación continua y relleno con arena a través del vástago hueco (Figura 3.7b).
- Hincando pilotes huecos de acero, en los que el suelo dentro del pilote se expulsa con un chiflón de agua y luego se rellena con arena.

En general, el último método produce diámetros más grandes que los especificados, generando un mayor consumo de arena. Sin embargo, grandes diámetros en los drenes de arena pueden tender a actuar como *columnas de refuerzo* dentro del suelo e influir en la magnitud y en la forma de los asentamientos de la estructura. Este efecto de refuerzo que producen los drenes de arena en el suelo de cimentación, se puede aprovechar para disminuir la magnitud del asentamiento total de la estructura, y por lo tanto, se puede disminuir el tiempo de operación de dichos drenes.

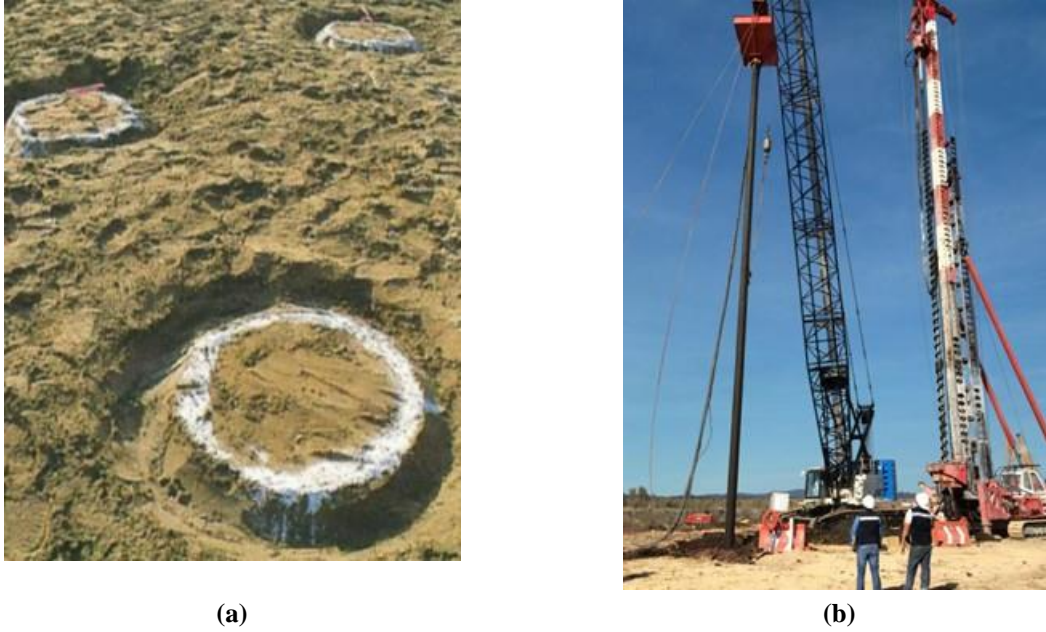


Figura 3.7 (a) Detalle (<http://www.mygeoworld.info/file/view/6737/dr-yoichi-watabe-lecture-development-history-of-the-tokyo-international-airport>) y (b) construcción de drenes verticales de arena (<http://menard.com.mx>).

3.2.2.1 Consolidación horizontal

La evaluación del grado de consolidación en un dren debido al flujo horizontal es complejo, en un principio no existía una solución analítica para este problema. Una solución analítica para resolver este caso de manera axisimétrica fue propuesta por Rendulic (1935):

$$U_r = 1 - \exp(-8C_h t / d_e^2 \alpha) \quad (3.4)$$

donde:

$$\alpha = \left[\frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) \right] \frac{-3n^2 - 1}{4n^2} \quad (3.5)$$

$$n = d_e / d_w \quad (3.6)$$

En el caso de drenes distribuidos en forma cuadrada (Figura 3.8a), d_e se calcula igualando el área del cuadrado de lado (D) con la de una circunferencia equivalente de diámetro (d_e):

$$D^2 = \frac{\pi d_e^2}{4}; \quad d_e = 1.13D \quad (3.7)$$

Cuando los drenes están distribuidos en forma triangular o tresbolillo (Figura 3.8b), d_e se determina igualando el área del hexágono con apotema igual a $D/2$, con el área de una circunferencia equivalente de diámetro d_e :

$$d_e^2 = \frac{2\sqrt{3}}{\pi} D^2; \quad d_e = 1.05D \quad (3.8)$$

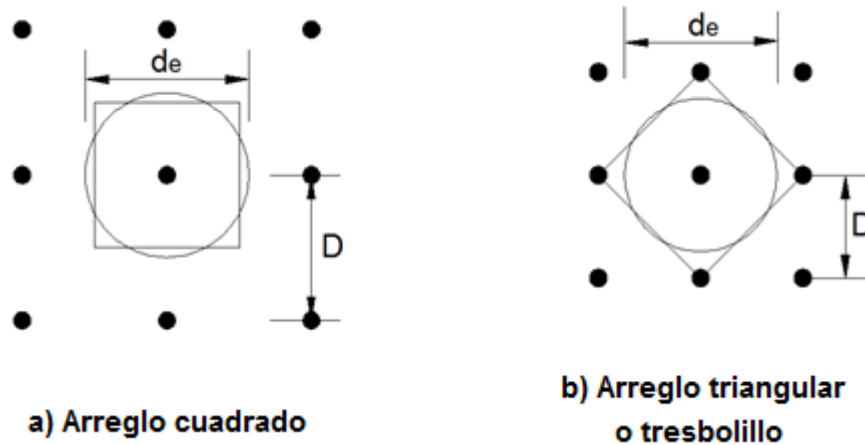


Figura 3.8 Arreglos para la distribución de drenes verticales.

La solución completa al problema de consolidación de un medio con drenes verticales fue presentada por Barron (1947). Su teoría se basa en hipótesis simplificadoras de la teoría de consolidación unidimensional (Terzaghi, 1943). La teoría de Barron permite resolver el problema de la consolidación bajo dos condiciones: a) deformaciones libres, y b) deformaciones uniformes.

Las hipótesis en las que se basa dicha teoría, son:

- Las cargas verticales se transmiten inicialmente por el agua y generan un incremento de presión de poro, lo que significa que el suelo está saturado.
- La carga aplicada se asume como uniformemente distribuida y los esfuerzos de compresión ocurren en dirección vertical. Por lo tanto, la ecuación que gobierna el flujo de agua radial y vertical, en coordenadas cilíndricas se puede expresar:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3.9)$$

donde:

- u exceso en la presión de poro
- t tiempo después de aplicada la carga
- r radio al punto de estudio
- C_h coeficiente de consolidación debido al flujo radial

$$C_h = \frac{k_h (1+e)}{a_v \gamma_w} \quad (3.10)$$

C_v coeficiente de consolidación debido al flujo vertical

$$C_v = \frac{k_v (1+e)}{a_v \gamma_w} \quad (3.11)$$

- e relación de vacíos inicial
- a_v coeficiente de compresibilidad
- γ_w peso volumétrico del agua
- k_h coeficiente de permeabilidad horizontal
- k_v coeficiente de permeabilidad vertical

Si se considera que la permeabilidad vertical es significativamente menor que la horizontal (como usualmente ocurre), es posible simplificar la ecuación (3.9) eliminando el término $\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad (3.12)$$

c) La zona de influencia del dren se asume como circular y axisimétrica (Figura 3.9).

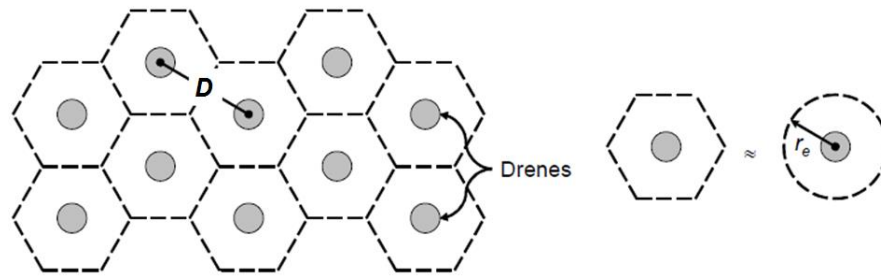


Figura 3.9 Distribución de los drenes.

La Figura 3.10 muestra de forma esquemática un cilindro de suelo y en su parte central un dren vertical, donde r_w = radio del dren, r_s = radio de la zona remodelada y l = longitud del dren instalado dentro del suelo blando. Las permeabilidades en las direcciones vertical y horizontal son k_v y k_h .

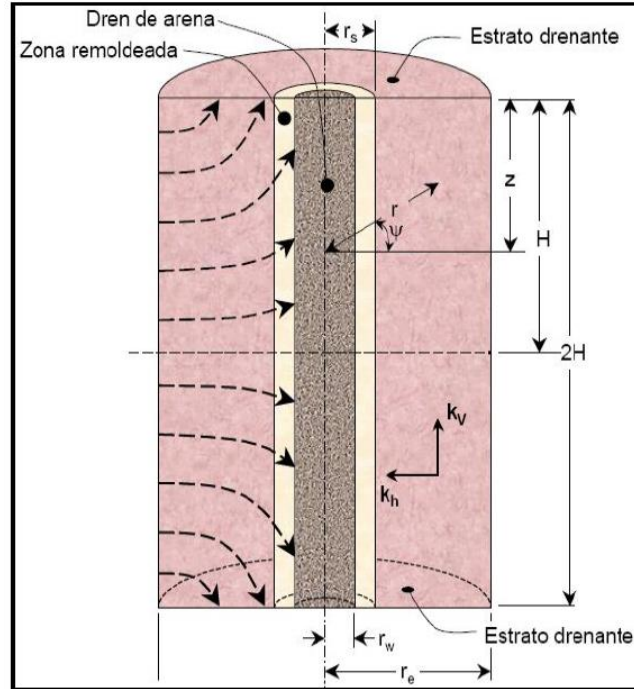


Figura 3.10 Área de influencia y elementos del dren de arena (Barron, 1947).

- d) La permeabilidad del dren es infinita en comparación con el suelo.
- e) La ley de Darcy es válida.
- f) La presión de poro inicial, u_0 , es uniforme en toda la masa de suelo para $t=0$.
- g) La presión de poro es nula en la superficie del dren y en la frontera horizontal superior de la masa de suelo ($z = 0$), cuando $t > 0$.
- h) El radio externo r_e y la frontera horizontal inferior de la masa de suelo ($z = H$), se consideran impermeables ya que no existen flujo a través de ambas fronteras, es decir, $\frac{\partial u}{\partial r} = 0$, para $r = r_e$ y $\frac{\partial u}{\partial z} = 0$, para $z=H$.

Con las hipótesis y condiciones de frontera mencionadas previamente, el exceso de presión de poro medio en toda la masa del suelo debido a un proceso de consolidación vertical y radial queda definido como:

$$\bar{u}_{r,z} = \frac{\bar{u}_r \bar{u}_z}{u_0} \quad (3.13)$$

donde:

\bar{u}_r y \bar{u}_z son los excesos de presión de poro medios debido al flujo radial y vertical, respectivamente.

u_o presión de poro inicial.

De acuerdo con Nabor Carrillo (1942), en un suelo homogéneo, el grado de consolidación primaria, tanto para flujo vertical como para flujo radial, se puede expresar como:

$$U_{r,z} = 1 - (1 - U_r)(1 - U_r) \quad (3.14)$$

Por otra parte, el grado de consolidación para flujo radial puede calcularse como:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3.15)$$

$$U_{r,z} = 1 - e^{-\lambda^2} \quad (3.16)$$

donde:

$$\lambda_1 = -\frac{8T_h}{F(n)} \quad (3.17)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \log_e n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (3.18)$$

$$n = \frac{r_e}{r_w}, \text{ relación de diámetros} \quad (3.19)$$

$$T_h = \frac{k_h (1 - e_0) t}{a_v d_e^2 \gamma_w} = \frac{C_h t}{d_e^2}, \text{ factor tiempo de consolidación debido al flujo} \quad (3.20)$$

radial.

En la Figura 3.11 se presenta la solución gráfica para determinar el grado de consolidación $U(\%)$ para diferentes valores de la relación de diámetros n de la expresión (3.19) (Barron, 1947).

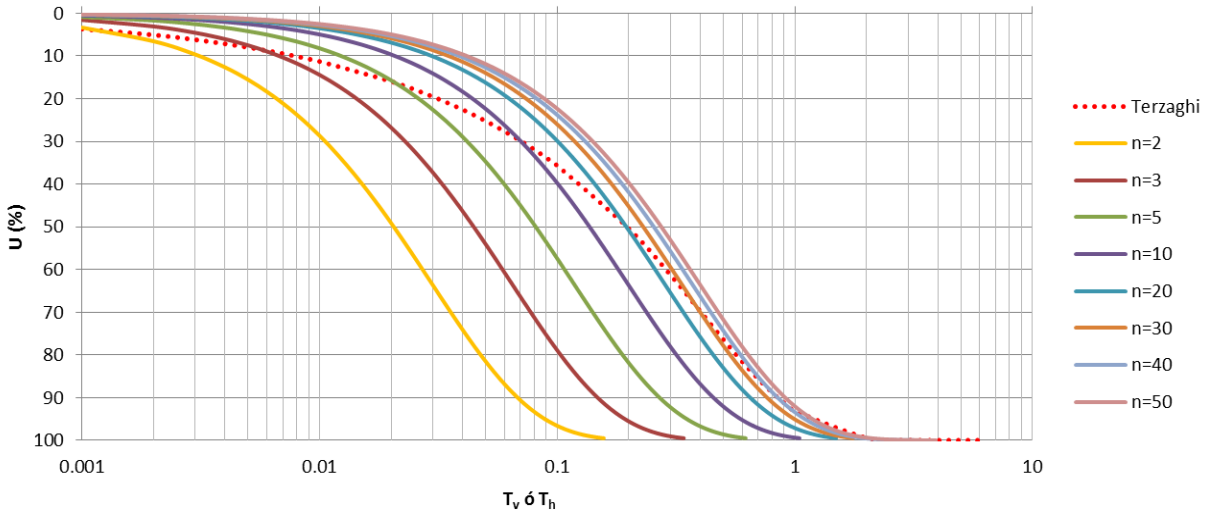


Figura 3.11 Grado de consolidación U (%) vs. Factor tiempo T_v ó T_h (deformación superficial uniforme) (modificado de Barron, 1947).

De acuerdo con Barron (1947), considerar la solución de deformaciones libres conduce a resultados semejantes a la solución con deformaciones uniformes para grados de consolidación mayores que 50%.

3.2.2.2 Efecto de remoldeo

En la solución de la ecuación de consolidación para flujo radial es recomendable considerar el efecto de remoldeo que la herramienta de construcción provoca en las paredes de la perforación reduciendo en cierta medida la permeabilidad del suelo. El efecto del remoldeo fue considerado por Barron (1947) quien derivó expresiones analíticas para tomar en cuenta este factor. Posteriormente las soluciones aparecieron de forma gráfica en un artículo elaborado por Richart (1957). Barron supone, para el análisis de consolidación vertical y horizontal, que la relación de permeabilidades en la zona remoldeada es de 10 y observó que si el espesor de la zona remoldeada es de $1/6$ del radio del dren, el tiempo para obtener un grado de consolidación en particular puede incrementarse 20% aproximadamente.

En los análisis efectuados en esta tesis se considera la solución con deformación superficial uniforme con efecto de remoldeo.

$$s = \frac{r_s}{r_w} = \frac{d_s}{d_w} = \text{relación del radio de la zona remoldeada entre el radio del dren} \quad (3.21)$$

- u_r valor de la presión de poro en el punto de estudio
- \bar{u} valor medio de la presión de poro en la masa de suelo
- r radio al punto de estudio
- r_s radio de la zona remoldeada

r_e radio de influencia del dren

k_h coeficiente de permeabilidad horizontal

k_s coeficiente de permeabilidad del suelo remoldeado

$$n = \frac{r_e}{r_w} = \frac{d_e}{d_w}, \text{ relación del radio de influencia del dren entre el diámetro del dren} \quad (3.22)$$

$$v = \frac{n^2}{n^2 - s^2} \log_e \frac{n}{s} - \frac{3}{4} + \frac{s^2}{4n^2} + \frac{k_h}{k_s} \left(\frac{n^2 - s^2}{n^2} \right) \log_e (s) \quad (3.23)$$

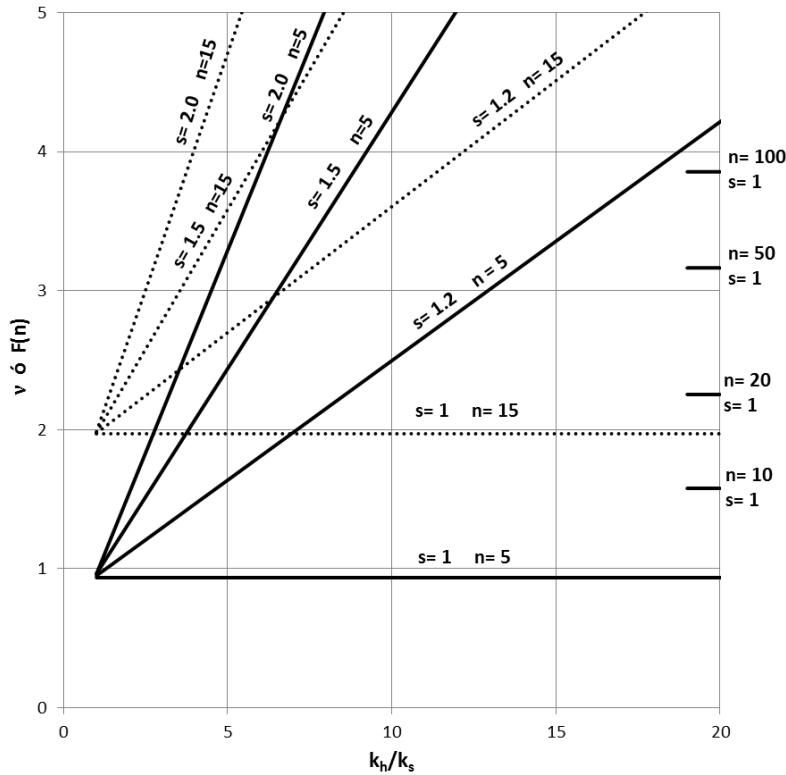


Figura 3.12 Relaciones entre k_h/k_s , v y s para $n=5$ y $n=15$ (Richart, 1957).

El grado de consolidación queda definido como:

$$U = 1 - e^{-d} \quad (3.24)$$

donde:

$$d = -\frac{8T_h}{u} \quad (3.25)$$

El efecto que provoca el remoldeo es reducir la eficiencia del dren. Así, un dren con remoldeo perimetral es equivalente a un dren de menor diámetro. A partir de las ecuaciones obtenidas en este caso (con remoldeo), considerando que $s = 0$ se obtienen las relaciones para drenes sin remoldeo.

En la Figura 3.12 se presenta gráficamente la solución a la función u en términos de n , s y k_h/k_s , para el caso de drenes con remoldeo perimetral con $n=5$ y $n=15$. En la Figura 3.13 se presenta la solución para el caso $k_h/k_s=20$.

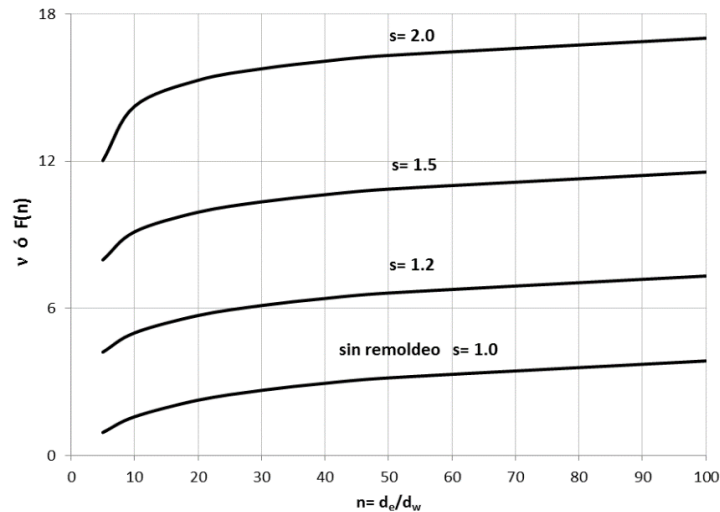


Figura 3.13 Relaciones entre n y v para $k_h/k_s=20$ (Richart, 1957).

3.2.2.3 Permeabilidad del dren

El monitoreo y control de calidad de la arena que se utilice para la fabricación de los drenes es fundamental para garantizar el buen funcionamiento del sistema, por lo anterior, se recomienda revisar los siguientes aspectos:

1.- Tamaño de grano: La arena debe ser limpia preferentemente, de granulometría uniforme, arena fina con un d_{50} entre 0.4 mm y 1.2 mm y con un contenido de finos ($75 \mu\text{m}$) menor que 5%. El d_{100} debe ser menor que 5 mm (Kirmani, 2004).

El Ministerio de Transporte de Japón (1999) recomienda que la curva granulométrica del material a utilizar en los drenes se encuentre dentro de los límites que se indican en la Figura 3.14.

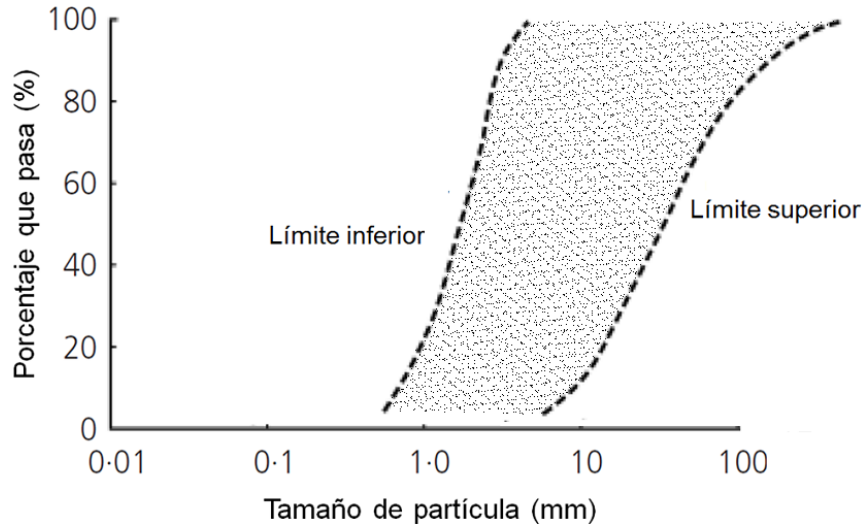


Figura 3.14 Rango de granulometría para el diseño de drenes verticales de arena
(Ministry of Transport of Japan, 1999).

- 2.- Controlar el volumen de arena utilizado en cada dren y la continuidad en el vaciado dentro del barreno.
- 3.- Determinar porcentaje de finos por medio de una prueba de sedimentación o granulometría vía húmeda.

3.2.3 Precarga con drenes verticales prefabricados

Los drenes prefabricados son bandas (forma rectangular en su sección transversal) constituidas por un centro de plástico corrugado o acanalado envuelto en un filtro de geotextil (Figura 15a). Este tipo de dren es muy utilizado actualmente, ya que permite ser transportado en rollos y se logran grandes rendimientos en su colocación al emplearse el método por desplazamiento. Las dimensiones comunes de los drenes prefabricados son: ancho =100 mm, espesor =3 mm y se venden en rollos de 300 m (Auvinet y Rodríguez, 2002).

Su procedimiento constructivo consta de las siguientes etapas (Menard México, 2014):

- 1.- Los drenes verticales prefabricados se hincan estáticamente en el suelo mediante un tubo metálico (mandril). El tubo se coloca sobre un mástil sujeto al brazo de una excavadora.
- 2.- En la base del tubo, la mecha drenante se fija a un anclaje de acero. Cuando se alcanza la profundidad requerida, se empieza la extracción del tubo y la base del dren queda colgada del suelo gracias a su anclaje. Cuando el tubo ha sido extraído totalmente del suelo, se corta el dren aproximadamente 20 cm por encima de la plataforma de trabajo.

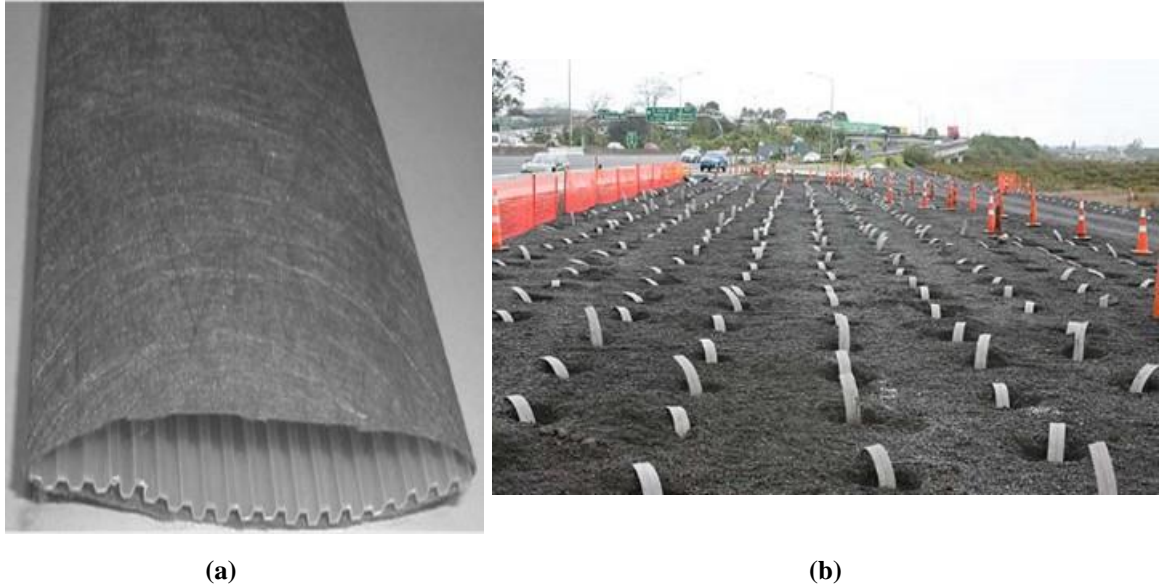


Figura 3.15 (a) Detalle (Auvinet y Rodríguez, 2002) y (b) construcción de drenes verticales prefabricados (<http://www.stuff.co.nz/auckland/local-news/western-leader/9522556/Wick-thinking-underpins-motorway-sea-water-drainage-process>).

3.- En el caso de un hincado estático simple, la resistencia de punta de las capas penetradas, incluyendo la plataforma de material granular, debe ser menor que 5 MPa. En el caso de suelos compactos, se puede utilizar un sistema de vibro- hincador o bien realizar perforaciones previas.

Posteriormente, se coloca una capa drenante de arena junto con una carga en la parte superior del sistema de drenes.

Independientemente del tipo de drenes que se utilicen, se procede a la instalación del relleno de precarga por fases (debido al riesgo potencial de deslizamiento) y de una carga adicional de ser necesario.

3.2.3.1 Diámetro equivalente

La teoría de la consolidación con drenaje radial asume que el suelo es drenado mediante un drenaje vertical con sección transversal circular. El diámetro equivalente de un dren en forma de banda se define como el diámetro de un drenaje circular que tiene el mismo rendimiento de drenaje radial teórico como el drenaje en forma de banda. Con base en evaluaciones numéricas mediante elementos finitos, Rixner *et al.* (1986) y Hansbo (1987) sugirieron que el diámetro equivalente preferible para su uso en la práctica se puede obtener como:

$$d_w = \frac{(4ab)^{0.5}}{\pi} \quad \text{Fellenius y Castonguay (1985)} \quad (3.26)$$

$$d_w = \frac{(a+b)}{2} \quad \text{Rixner et al. (1986)} \quad (3.27)$$

$$d_w = \frac{2(a+b)}{\pi} \quad \text{Hansbo (1987)} \quad (3.28)$$

$$d_w = d_e - 2\sqrt{\bar{s}^2} + b$$

$$\bar{s}^2 = \frac{1}{4}d_e^2 + \frac{1}{12}a^2 - \frac{2a}{\pi^2}d_e \quad \text{Pradhan et al. (1993)} \quad (3.29)$$

$$d_w = 0.5a + 0.7b \quad \text{Long y Covo (1994)} \quad (3.30)$$

donde:

- a ancho del dren
- b espesor del dren
- d_e diámetro de influencia del dren

3.2.3.2 Efecto de remoldeo

Aunque existen numerosas variaciones en el equipo de instalación de drenes verticales prefabricados, la mayoría del equipo tiene características bastante comunes, algunas de las cuales, pueden influir directamente en el rendimiento de dren. Como se mencionó anteriormente, el mandril protege al dren durante la instalación y crea un espacio mediante el desplazamiento del suelo durante la penetración. Por lo anterior, la zona de remoldeo alrededor del dren depende de la forma del mandril, de las propiedades del suelo y del procedimiento de instalación.

Dicho problema también fue abordado por Casagrande y Poulos (1969) quienes observaron que el área severamente remoldeada alrededor del mandril de instalación puede ser aproximadamente igual al área de la sección transversal del mandril. Bergado *et al.* (1991) realizó un estudio en un terraplén de prueba a escala dividiéndolo en dos zonas en las que se instalaron drenes con diferentes diámetros de mandril, los resultados indicaron un mayor porcentaje de asentamientos en la zona de drenes instalados con un mandril de pequeño diámetro reflejando una menor zona de remoldeo.

Por otra parte, diversos ensayos de laboratorio realizados por Onoue *et al.* (1991) e Indraratna y Redana (1998) demostraron que alrededor del dren existen tres zonas donde la permeabilidad varía considerablemente (Figuras 3.16 y 3.17): zona remoldeada (III), zona intermedia (II) y zona no remoldeada (I).

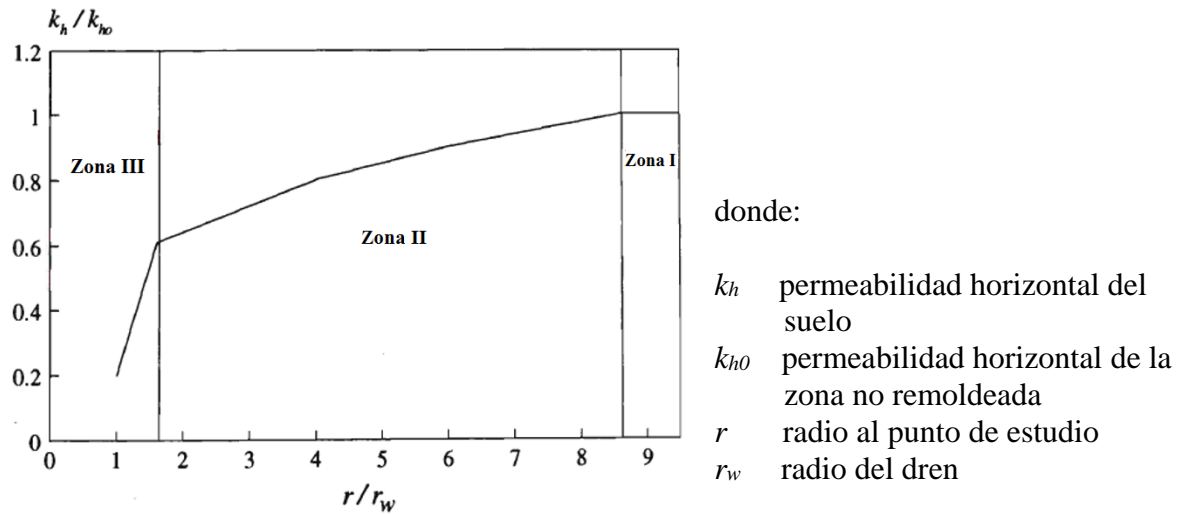


Figura 3.16 Variación de la permeabilidad alrededor del dren vertical (Onoue et al., 1991).

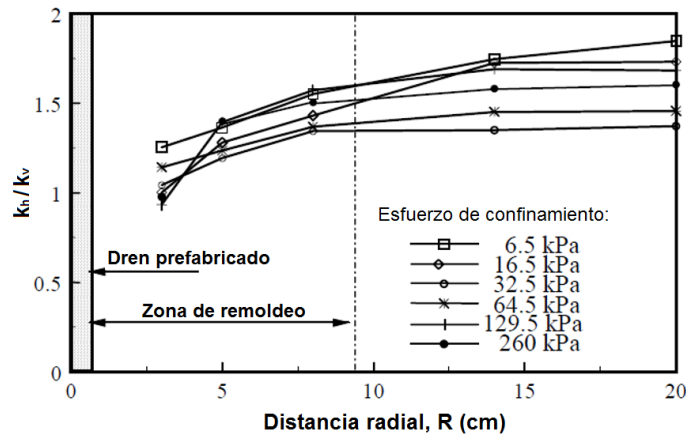


Figura 3.17 Relación k_h/k_v a lo largo de la distancia radial R a partir del centro del dren (Indraratna y Redana, 1998).

Rixner *et al.* (1986) propuso una hipótesis en la que considera que el radio de remoldeo r_s alrededor del dren se encuentra definido por aproximadamente el 5% de la deformación teórica por efecto de la instalación.

La deformación por esfuerzo cortante se fundamenta en la teoría de Baligh (1985), quien desarrolló un método para estimar las deformaciones producidas durante la instalación de pilotes. El estado de deformaciones durante el hincado de pilotes tiene tres componentes de deformación desviadora, E_1 , E_2 y E_3 . E_1 es la deformación por cortante en una prueba triaxial convencional. E_2 es la deformación en pruebas de presiómetro y E_3 es la deformación en pruebas de corte directo. El segundo invariante de deformación, la deformación octaédrica γ_{oct} se define como:

$$\gamma_{oct} = \frac{1}{\sqrt{2}} (E_1^2 + E_2^2 + E_3^2)^{\frac{1}{2}} \quad (3.31)$$

En la Figura 3.18 se ilustra la distribución teórica del esfuerzo cortante octaédrico (γ_{oct}) con distancia radial a partir de un mandril equivalente.

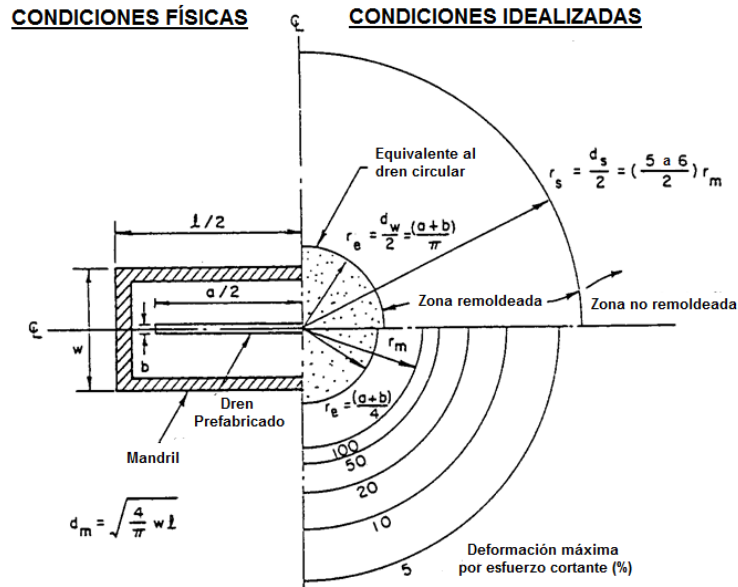


Figura 3.18 Hipótesis de la zona remoldeada alrededor del dren
(modificado de Rixner et al. 1986).

Para fines de diseño, se ha evaluado (Jamiolkowski *et al.*, 1981) que el diámetro de la zona remoldeada d_s puede estar relacionado con la dimensión de la sección transversal del mandril de la siguiente manera:

$$d_s = \frac{(5 a 6) d_m}{2} \quad (3.32)$$

donde d_m es el diámetro de un círculo con un área igual al área de la sección transversal del mandril.

En caso de no conocer las dimensiones del mandril, Hansbo (1981) propone estimar el radio de la zona de remoldeo r_s como:

$$r_s = 4 r_w \quad (3.33)$$

Por otra parte, Bergado *et al.* (1991) recomienda la siguiente expresión para el diámetro de la zona remoldeada d_s , la cual, se fundamenta en los resultados de Holtz y Holms (1973) y Akagi (1979):

$$d_s = 2 d_m \quad (3.34)$$

3.2.3.3 Permeabilidad del dren

Hansbo (1979, 1981) presentó para condiciones de deformaciones superficiales uniformes, una solución que permite calcular los efectos de la permeabilidad en un dren prefabricado. La permeabilidad finita del dren está gobernada por la ecuación de continuidad de flujo. Bajo esta hipótesis, la velocidad de flujo en la sección del dren es igual a la máxima velocidad de flujo que pueda ser descargada a través del dren.

La capacidad de descarga de los drenes prefabricados varía considerablemente dependiendo del tipo de dren, y disminuye con el aumento del esfuerzo confinante (Figura 3.19). Lo anterior, se debe a la compresión, o bien, por la reducción en los canales centrales que disminuyen el área de la sección transversal. Otro factor importante es cuando el dren se somete a grandes deformaciones verticales. En este caso los canales de flujo se reducen, disminuyendo así la capacidad de descarga. La sedimentación de partículas pequeñas en los canales de flujo, también puede disminuir la capacidad de descarga.

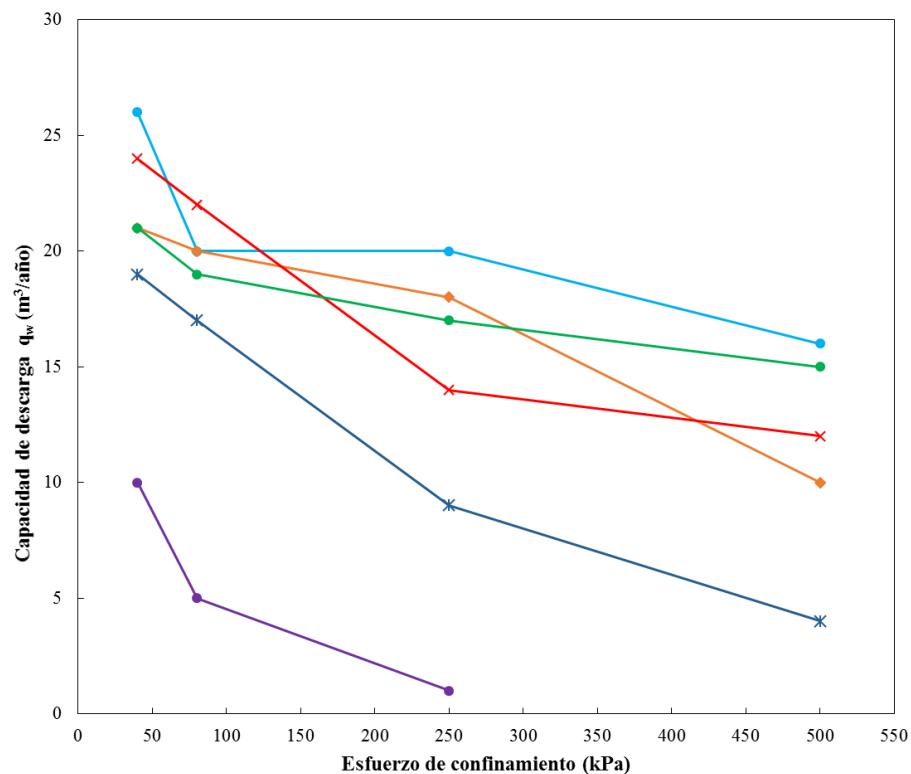


Figura 3.19 Capacidad de descarga de diferentes drenes prefabricados (modificado de Hansbo, 1981).

3.3 Características de la anisotropía en la permeabilidad en las arcillas

Levadoux y Baligh (1986), citado por Alanís-González (2003) consideraron la dificultad de determinar la relación de permeabilidad vertical y horizontal en laboratorio y propusieron un método para analizar la disipación de la presión intersticial obtenida del ensaye con piezocono. De acuerdo con los resultados obtenidos, la relación k_h/k_v varía entre 1.0 a 1.4 cuando la arcilla no presente lentes de arena y entre 2.0 a 5.0 cuando la arcilla se encuentre ligeramente estratificada.

Tavenas *et al.* (1983a) realizaron numerosas pruebas de laboratorio para determinar la permeabilidad de las arcillas usando equipo triaxial y odométrico modificado. En estos ensayos, la permeabilidad horizontal se determinó usando probetas de suelo rotadas horizontalmente a 45° y 90° . Las probetas ensayadas en el odómetro dieron como resultado una relación de anisotropía de 0.91 y 1.42 con un valor medio de 1.1. En la cámara triaxial, la relación de anisotropía obtenida estuvo en un rango de 0.81 a 1.16 con un valor medio de 1.03.

Hansbo (1987) e Indraratna y Redana (1998) realizaron pruebas de laboratorio y reportaron para diferentes rangos de presión de consolidación una relación de anisotropía en las arcillas entre 1.4 a 1.9 con un valor medio de 1.63.

Por otra parte, Onoue (1988) determinó el coeficiente de consolidación y la permeabilidad utilizando un odómetro modificado para facilitar el drenaje central. El drenaje central fue posible colocando una piedra porosa en el centro con una permeabilidad de 0.038 cm/s. En esta investigación se concluyó que el valor de k_h/k_v se encuentra entre 2.6 y 4.4 para muestras inalteradas.

Bergado *et al.* (1991) reportaron para la arcilla de Bangkok un valor de anisotropía entre 1.5 a 2.0. Shogaki *et al.* (1995) reportaron que la relación k_h/k_v se encuentra en un rango de 1.36 a 1.57 para un gran número de muestras obtenidas de Japón.

3.4 Efecto de sumersión

En un sistema de precarga se presentan tres estados en el suelo: 1) el suelo del terraplén de precarga que se encuentra con su peso volumétrico natural (γ_m), 2) el suelo que se ubica por arriba del nivel de aguas freáticas (NAF) y tiene un peso volumétrico saturado (γ_{sat}), y 3) el suelo que se ubica por debajo del NAF y por lo tanto, su peso volumétrico es sumergido (γ').

Conforme se desarrollan los asentamientos a través del tiempo, el terraplén de precarga va endentándose en el suelo hasta que cierta parte de él pasa por debajo del nivel freático y su peso volumétrico se reduce considerablemente, este fenómeno se conoce como sumersión (Figura 32).

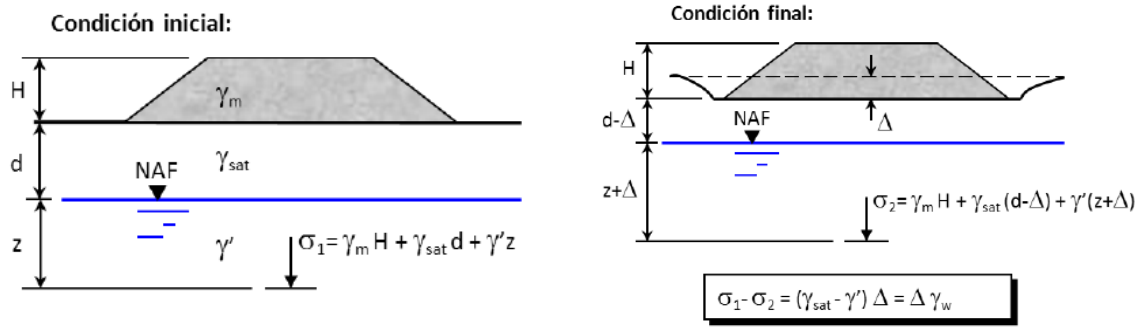


Figura 3.20 Principio de sumersión (Auvinet, 1979).

Debido al cambio en el estado de esfuerzos por la sumersión, es necesario considerar este fenómeno en el cálculo de asentamientos.

3.5 Modelación de sistemas de precarga con drenes

Para resolver un problema de ingeniería se puede utilizar una solución analítica o una solución numérica; cuando se emplea la primera, se cuenta con una fórmula explícita que permite considerar las variables significativas que intervienen en el problema.

3.5.1 Solución analítica

La solución analítica de consolidación para un medio homogéneo con drenes verticales está definida por la teoría de Barron (1947); sin embargo, para considerar un medio estratificado se puede hacer uso del método aproximado de Absi (1964) en el que el grado de consolidación debido a un flujo horizontal y vertical de un sistema multicapas (Figura 3.21) puede determinarse como:

$$U = \frac{\sum_i [\Delta h_i (1 - U_{ri,z})]}{\Delta H} \quad (3.35)$$

donde:

- ΔH asentamiento total del sistema multicapas
- ΔH_i asentamiento del estrato i

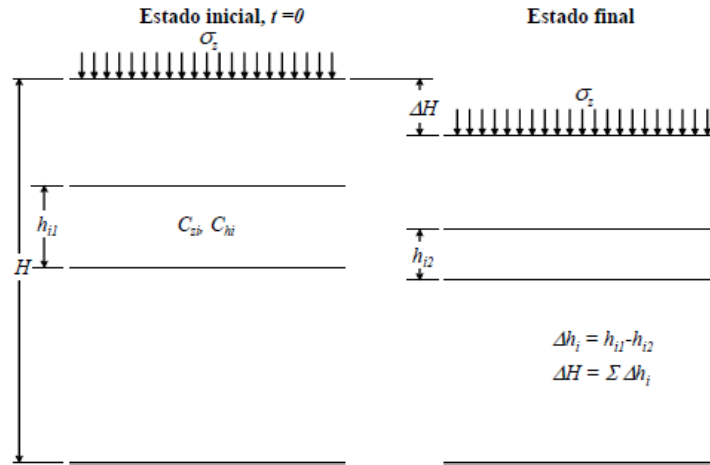


Figura 3.21 Asentamiento de un medio estratificado (Auvinet y Rodríguez, 2002, 2003).

En el Instituto de Ingeniería de la UNAM se ha desarrollado, con base en las teorías de Barron (1947) y Absi (1964), el programa denominado ASENT® (Auvinet y Rodríguez, 2014, 2002, 2003) que evalúa el efecto de los drenes en el flujo de agua y el tiempo de consolidación permitiendo conocer los esfuerzos y desplazamientos en el suelo.

3.5.2 Solución numérica con el método del elemento finito (MEF)

El método del elemento finito es una técnica numérica que proporciona soluciones aproximadas de ecuaciones diferenciales parciales para resolver un problema de campo determinado. Es un método versátil respecto a otros métodos, puesto que permite la consideración de anisotropía, heterogeneidad y múltiples condiciones de frontera (López-Acosta, 2014). Así, con el método del elemento finito (MEF) es posible conocer el estado de esfuerzo y deformación en un medio continuo que puede ser heterogéneo y anisótropo. En general, el MEF consiste en discretizar un medio mediante elementos (triangulares o cuadrados) y a partir de estos estudiar su comportamiento en forma individual, para después acoplarlos y poder conocer las condiciones generales del dominio de estudio.

3.5.2.1 Modelos constitutivos para representar el comportamiento del suelo

De acuerdo con Redana (1999) para predecir el comportamiento del suelo, es necesario utilizar un modelo constitutivo apropiado que represente de la manera más aproximada posible la respuesta esfuerzo-deformación del material. Actualmente, en la mecánica de suelos la mayor parte de los análisis de deformación asumen el suelo como un material elasto-plástico.

En las Figuras 3.22a y 3.22b se pueden visualizar las diferentes etapas del comportamiento del suelo al incrementar su estado de esfuerzos. En la Figura 3.20a se observa que la parte inicial de la curva esfuerzo-deformación OA es lineal, lo que significa que si el material se descarga en cualquier punto sobre OA , el comportamiento esfuerzo-deformación lineal del material seguirá el mismo camino para regresar al origen O . Sin embargo, si el material se carga hasta el punto

B y después se descarga, la curva esfuerzo-deformación puede regresar al origen O pero siguiendo un camino diferente, OB , donde el material exhibe un comportamiento elástico no lineal. Si el tiempo es una variable en ambos procesos, el material se denomina *viscoelástico*. La mayoría de los suelos son *viscoelásticos* y manifiestan un comportamiento elástico no lineal, el cual, es difícil de modelar con exactitud. Más allá del punto B , el comportamiento esfuerzo-deformación no es reversible y ocurren deformaciones permanentes en el material (comportamiento plástico) como se observa en el tramo OD . Sin embargo, existen materiales frágiles como en la Figura 3.22b donde la falla ocurre abruptamente.

El comportamiento del material puede modelarse como elástico-perfectamente plástico. En este modelo, la primera parte de la curva esfuerzo-deformación es elástico lineal hasta que el material cede, entonces el material continúa deformándose bajo un esfuerzo de fluencia como se observa en la Figura 3.22c. Un comportamiento más complejo puede representarse teniendo un tramo definido por deformación elástica y otro tramo por deformación debida a *endurecimiento* o *reblandecimiento*. Como se observa en la Figura 3.22c, la deformación por endurecimiento se produce cuando el material cede bajo una condición elástica y la curva esfuerzo deformación continúa linealmente hacia arriba con una pendiente reducida. El caso opuesto se denomina deformación por reblandecimiento (Figura 3.22c). En un material perfectamente plástico (Figura 3.20d), las deformaciones elásticas son despreciables comparadas con las deformaciones plásticas, en este caso, el punto de falla del material no se encuentra bien definido, por lo que, la mayoría de las veces la deformación de falla se determina de manera arbitraria.

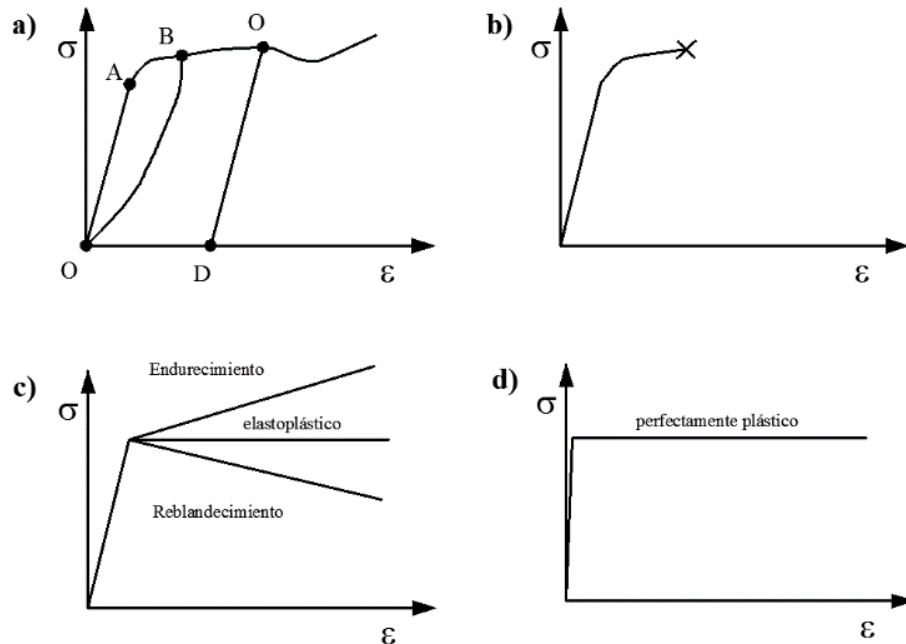


Figura 3.22 Curvas esfuerzo-deformación en distintos tipos de materiales (Redana, 1999).

Con base en el tipo de material, la información disponible (pruebas de campo y/o laboratorio) y el tipo de problema a resolver, se han desarrollado diferentes modelos constitutivos que ayudan a representar el comportamiento del suelo en diferentes estados de esfuerzo, algunos de ellos son: elástico lineal, Mohr-Coulomb (elástico-perfectamente plástico), Cam Clay, Soft-Soil, Soft-Soil Creep, Hardening Soil y S-Clay1.

A continuación se explican brevemente los modelos constitutivos que se utilizan en los análisis numéricos de la presente tesis. Información respecto a otros modelos constitutivos, puede consultarse con mayor detalle en la referencia Rodríguez (2010).

3.5.2.1.1 Modelo Mohr-Coulomb

El modelo Mohr-Coulomb se fundamenta en la ley de Hooke para describir el comportamiento del suelo bajo condición de carga y en la ley de Coulomb para describir comportamiento del suelo en estado de falla.

El modelo de Mohr-Coulomb es de tipo elástico perfectamente plástico que se utiliza a menudo para modelar el comportamiento del suelo. En el estado general de esfuerzos, la gráfica esfuerzo-deformación se comporta de forma lineal en el rango elástico, con dos parámetros definidos de ley de Hooke (módulo de Young E y relación de Poisson ν). Existen dos parámetros que definen el criterio de falla (el ángulo de fricción ϕ y de cohesión c) y también un parámetro para describir la regla de flujo (ángulo de dilatancia ψ , que proviene de la regla de flujo no asociada).

En la teoría convencional de plasticidad, la regla de flujo se utiliza para describir la evolución de velocidades de deformación en el rango plástico. Si la función de potencial plástico es la misma que la función de falla, la regla de flujo se denomina *regla de flujo asociada* y si es diferente, se denomina a *regla de flujo no asociada*.

El modelo Mohr-Coulomb es aplicable a un espacio donde los esfuerzos se consideran en tres dimensiones con solo dos parámetros de resistencia para describir el comportamiento plástico (Figura 3.23).

En el modelo Mohr-Coulomb el comportamiento de falla generalmente está bien representado (al menos en condiciones drenadas), sin embargo, no es posible modelar correctamente el comportamiento de rigidez antes de llegar a la resistencia al corte. Por lo anterior, este modelo tiene limitaciones para representar con precisión el comportamiento de deformación antes de la falla, especialmente en situaciones en las que el nivel de esfuerzo está cambiando significativamente o en el caso de que se sigan múltiples trayectorias de esfuerzos.

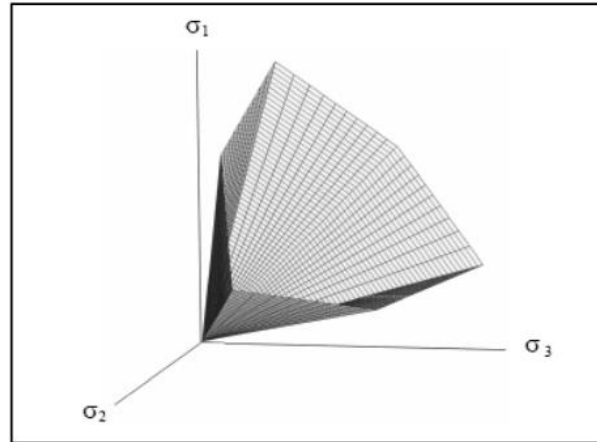


Figura 3.23 Superficie de falla Mohr-Coulomb en el espacio de esfuerzos principales ($c=0$) (Rodríguez, 2010).

De forma resumida, las características principales de este modelo son:

- a) Es un modelo de tipo elástico con plasticidad perfecta.
- b) Su ley de resistencia es la ley de Coulomb (Figura 3.24).
- c) La relación entre esfuerzos y deformaciones está dada por la ley de Hooke.
- d) Las deformaciones totales se estiman sumando las deformaciones elásticas más las plásticas obtenidas.

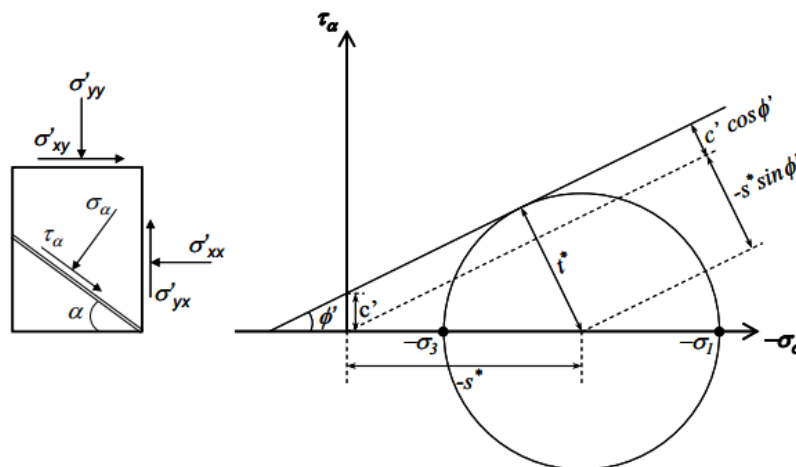


Figura 3.24 Ley de resistencia al corte de los suelos de Coulomb (Rodríguez, 2010).

3.5.2.1.2 Modelo Soft Soil

El modelo *Soft Soil* (Brinkgreve, 1994) se basa en el modelo *Cam Clay modificado*, pero con algunas variantes. Las características principales de este modelo son:

- a) Los parámetros para definir la pendiente de la línea de compresión λ^* y recompresión κ^* requieren del valor de la relación de vacíos inicial, al contrario del modelo *Cam Clay modificado*.
- b) Las deformaciones volumétricas ε_v están relacionadas con el logaritmo de los esfuerzos efectivos isotrópicos. Las deformaciones volumétricas elásticas ε_p^e con el parámetro de recompresión κ^* y las plásticas ε_p y totales con el parámetro de compresión λ^* .
- c) El comportamiento elástico se supone isótropo y está definido por los módulos de rigidez volumétrica y al cortante.
- d) La superficie de fluencia utiliza una regla de flujo asociada. Sin embargo, la falla se define con el criterio de *Mohr-Coulomb* y la superficie de fluencia es completamente independiente del criterio de falla (Figura 3.25).
- e) Para suelos normalmente consolidados, el modelo obtiene una predicción más realista de la trayectoria de deformaciones con relaciones de esfuerzos cercanas a η_{KO} utilizando valores de k_0^{NC} entre 0.3 y 0.9 (Brinkgreve, 1994).
- f) El modelo es un modelo de endurecimiento volumétrico en el cual el incremento en el tamaño de la superficie de fluencia depende únicamente de las deformaciones isotrópicas plásticas.

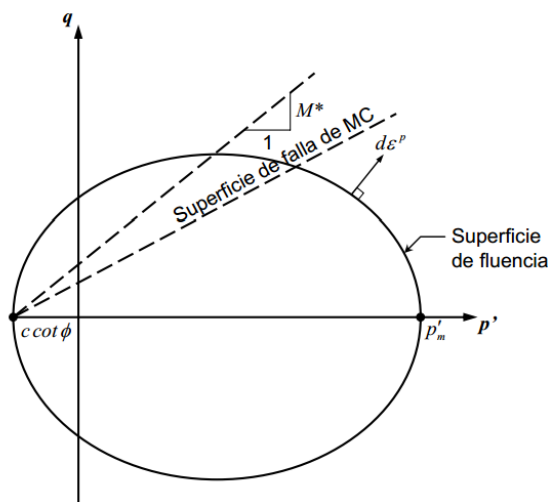


Figura 3.25 Superficie de fluencia para el modelo Soft Soil (Rodríguez, 2010).

3.5.2.2 Teorías para modelar drenes verticales de arena y prefabricados

Un sistema de precarga con drenes verticales es eminentemente un problema tridimensional (3D). Este tipo de evaluaciones en general resultan complicadas de llevar a cabo, debido a los requerimientos computacionales (equipo y tiempos de cálculo). A continuación se exponen teorías que se han propuesto para convertir análisis de drenes 3D en análisis 2D (conversión de análisis axisimétrico a análisis en estado plano de deformación), la mayoría de ellas aplicables mediante el método de elementos finitos. En forma general, cada una de estas teorías se basa en establecer propiedades equivalentes (geométricas o de permeabilidad) con la finalidad de representar el fenómeno de consolidación en estado plano de deformación.

De acuerdo con Cheung *et al.* (1991), Hird *et al.* (1992), Chai *et al.* (2001) e Indraratna y Redana (1997) la equivalencia de simetría axial y estado plano de deformaciones se puede desarrollar de tres maneras:

- 1.- *Cambio de geometría.*- El área de la sección transversal de los drenes o el espaciamiento entre ellos se hace equivalente manteniendo la permeabilidad del suelo fija.
- 2.- *Cambio de permeabilidad.*- La permeabilidad del suelo se hace equivalente manteniendo el espaciamiento entre los drenes y el área de la sección transversal fija.
- 3.- *Cambio de permeabilidad y geometría.*- La permeabilidad del suelo se calcula para un espaciamiento conveniente entre drenes o para una determinada área equivalente. Otra forma de realizar este cambio es realizando un cambio en la permeabilidad del dren tomando en cuenta la influencia de la permeabilidad del suelo en donde se encuentra.

3.5.2.2.1 Cheung *et al.* (1991)

Cheung *et al.* (1991) presentó una técnica para convertir un análisis de drenes verticales 3D en un análisis 2D que permite considerar un dren vertical de arena como una pared (Figura 3.26).

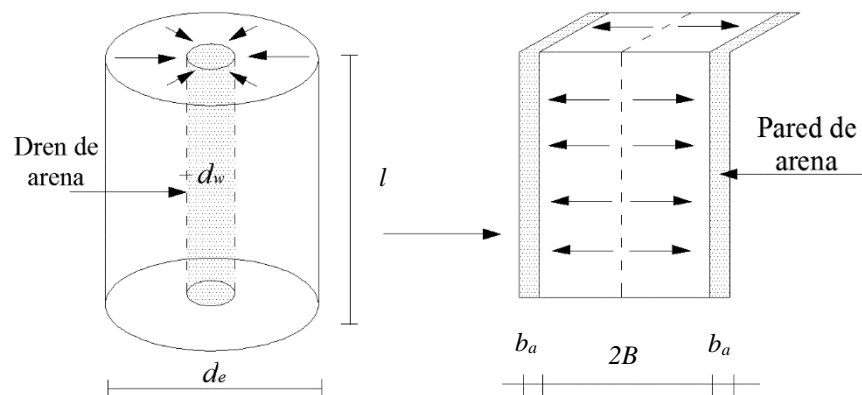


Figura 3.26 Esquema de conversión de un dren de arena axisimétrico al estado plano de deformación (modificado de Cheung *et al.*, 1991).

La relación entre los parámetros de los dos sistemas fue desarrollada por Sinsha *et al.* (1982) y se expresa como:

$$\frac{k_{hp}}{k_h} = \lambda \left(\frac{B}{d_e} \right)^2 \quad (3.36)$$

donde:

- d_e diámetro equivalente de la zona de influencia del dren de arena
- B es igual a la mitad de la distancia entre dos paredes de arena adyacentes
- k_{hp} permeabilidad equivalente en estado plano de deformaciones del suelo
- λ coeficiente de conversión el cual es determinado considerando el tiempo en que en ambos sistemas se alcanza el 50% del grado de consolidación. El valor de λ se calcula como:

$$\lambda = \frac{2.26}{F + \pi G} \quad (3.37)$$

En la ecuación (3.37), $F = \ln(n) - 0.75$ y $n = d_e/d_w$, donde d_w es el diámetro del dren. El factor de resistencia al drenaje vertical del dren G , está dado por:

$$G = \left(\frac{k_h}{k_w} \right) \left(\frac{l}{d_w} \right)^2 \quad (3.38)$$

donde:

- k_h permeabilidad horizontal del suelo
- k_w permeabilidad del dren
- l longitud del dren

En un análisis con elementos finitos, la masa de suelo entre dos paredes de arena debe dividirse por lo menos en dos elementos en dirección horizontal para asegurar precisión. Esta teoría propone dos casos, *Caso A*: $B_l \geq 2B + b_a \geq d_e$, y *Caso B*: $2B + b_a = d_e$. Donde B_l representa el ancho de la región con drenes verticales, B y b_a se definen en la Figura 3.26 y D es el espacio entre drenes. Estos dos casos pueden o no representar el efecto de remoldeo o el acumulamiento de finos dentro del dren ($G \approx 0$). Asumiendo que el volumen del dren en 3D y 2D es el mismo y para un arreglo cuadrado, el ancho equivalente de la pared del dren b_a se define como:

$$b_a = \frac{\pi d_w^2}{4D} \quad (3.39)$$

Cualquiera que sea el tipo de análisis (2D ó 3D), la predicción de asentamientos debe ser comparable con los datos de campo. Por lo tanto, cualquier método equivalente que requiera una conversión de 3D a 2D debe incluir una permeabilidad que simule efectivamente el proceso de consolidación (Redana, 1999).

3.5.2.2.2 *Hird et al. (1992)*

Hird et al. (1992) presentó una técnica para modelar drenes verticales prefabricados utilizando el método de elemento finito en dos dimensiones. Este método permite cambiar el espaciamiento entre los drenes y/o la permeabilidad del suelo.

El método se aplicó a proyectos en Porto Tolle (Italia), Harlow (Reino Unido) y Lok Ma Chau (Hong Kong), en los que se observó una buena predicción de asentamientos pero no una buena aproximación en el cálculo de disipación de la presión de poro.

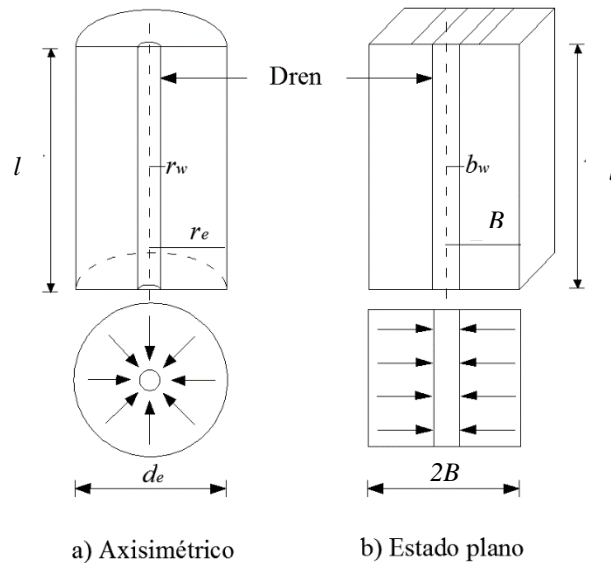


Figura 3.27 Esquema de conversión de un dren prefabricado axisimétrico al estado plano de deformación (modificado de *Hird et al., 1992*).

Hird et al. (1992) partieron de un elemento dren-suelo de ancho $2B$ representado en un estado de deformación plana (Figura 3.27) equivalente a un modelo 3D axisimétrico. El promedio del grado de consolidación U a cualquier profundidad y tiempo en un modelo axisimétrico y estado plano de deformaciones es idéntico cuando se satisface la siguiente expresión:

$$\frac{B}{r_e} = \left\{ \frac{2}{3} \left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k}{k_s}\right) \ln(s) - \frac{3}{4} \right] \right\}^{1/2} \quad (3.40)$$

donde:

- B es la mitad del ancho de elemento dren-suelo en estado de deformación plana
- r_e radio del elemento dren- suelo en estado axisimétrico

La ecuación (3.40) representa la condición de cambio de geometría, donde el ancho del elemento en estado plano B se selecciona para representar el mismo grado de consolidación en estado plano y asiximétrico.

Por otra parte, la resistencia se calcula de manera independiente cuando se satisface la siguiente expresión:

$$Q_w = \left(\frac{2B}{\pi r^2} \right) q_w \quad (3.41)$$

donde:

Q_w y q_w son las capacidades de descarga en los drenes en estado plano de deformación y axisimétrico, respectivamente.

Se puede aplicar un procedimiento alternativo en el que se iguale la permeabilidad del suelo en lugar del espaciamiento del dren. Como k_{pl} (permeabilidad en estado de deformación plana) difiere de k_{ax} (permeabilidad en el modelo axisimétrico), la relación entre ambas propiedades hidráulicas se satisface mediante la siguiente ecuación:

$$k_{pl} = \frac{2k_{ax}}{3 \left[\ln \left(\frac{n}{s} \right) + \left(\frac{k_{ax}}{k_s} \right) \ln(s) - \frac{3}{4} \right]} \quad (3.42)$$

En este caso, la ecuación (3.40) se puede simplificar:

$$Q_w = \left(\frac{2}{\pi d_e} \right) q_w \quad (3.43)$$

Finalmente, otro método alternativo es preseleccionar un valor de B , y después usar una combinación para igualar la geometría y la permeabilidad, que se modela mediante la siguiente expresión:

$$k_{pl} = \frac{2k_{ax} B^2}{3d_e^2 \left[\left(\ln \left(\frac{n}{s} \right) + \left(\frac{k_{ax}}{k_s} \right) \ln(s) - \frac{3}{4} \right) \right]} \quad (3.44)$$

3.5.2.2.3 *Indraratna y Redana (1997)*

La mayoría de los análisis de terraplenes con elementos finitos se llevan a cabo basándose en la suposición de deformación plana, a pesar de que la consolidación real alrededor de los drenes verticales prefabricados es axisimétrica. Por lo tanto, para emplear un análisis realista 2D (estado plano de deformaciones) es necesario establecer la equivalencia entre la deformación plana y la axisimetría, con el fin de asegurar la relación tiempo-asentamiento correcta (Figura 3.28).

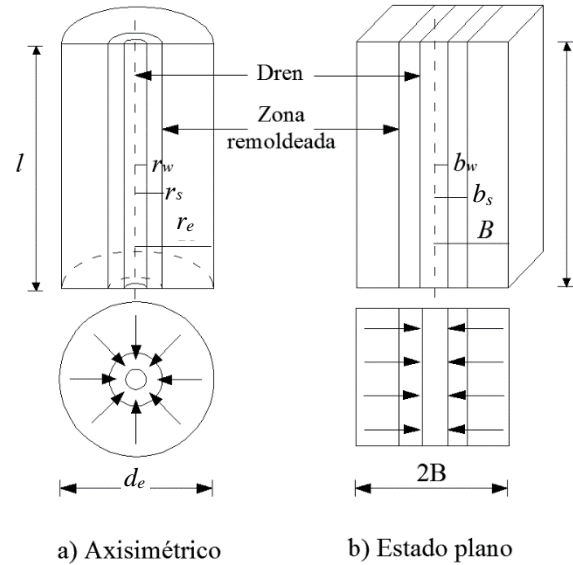


Figura 3.28 Esquema de conversión de un dren prefabricado axisimétrico al estado plano de deformación (*Indraratna y Redana, 1997*).

Indraratna y Redana (1997) convierten un sistema de drenaje vertical en un dren paralelo equivalente representado por una pared, mediante el ajuste de la permeabilidad del suelo y asumiendo el elemento en estado plano de deformaciones con un ancho $2B$ (Figura 3.28). La mitad del ancho del dren b_w y la mitad del ancho de la zona remoldeada b_s es equivalente al modelo axisimétrico r_w y r_s respectivamente:

$$b_w = r_w \quad \text{y} \quad b_s = r_s \tag{3.45}$$

Asumiendo que la magnitud de r_e y B son la misma, Indraratna y Redana (1997) encontraron que la relación entre k_{hp} y k'_h es:

$$k_{hp} = \frac{k_h \left[\alpha + (\beta) \frac{k_{hp}}{k'_h} + (\theta)(2lz - z^2) \right]}{\left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_h}{k'_h}\right) \ln(s) - 0.75 + (2lz - z^2) \frac{k_h}{q_w} \right]} \tag{3.46}$$

donde:

k_{hp} permeabilidad horizontal del suelo en estado plano de deformaciones.

k'_{hp} permeabilidad horizontal del suelo en la zona remodelada en estado plano de deformaciones.

$$\alpha = \frac{2}{3} - \frac{2b_s}{B} \left(1 - \frac{b_s}{B} + \frac{b_s^2}{3B^2} \right) \quad (3.47)$$

$$\beta = \frac{1}{B^2} (b_s - b_w)^2 + \frac{b_s}{3B^3} (3b_w^2 - b_s^2) \quad (3.48)$$

$$\theta = \frac{2k_{hp}^2}{k_{hp} q_z B} \left(1 - \frac{b_w}{B} \right) \quad (3.49)$$

q_z gasto del dren en estado plano de deformaciones.

Si la permeabilidad se mantiene fija, la influencia del efecto de remodelado puede ser representarse por la relación de la permeabilidad entre la zona remodelada y la permeabilidad entre la zona no remodelada:

$$\frac{k'_{hp}}{k_{hp}} = \frac{\beta}{\frac{k_{hp}}{k_h} \left[\ln \left(\frac{n}{s} \right) + \left(\frac{k_h}{k_h} \right) \ln(s) - 0.75 \right] - \alpha} \quad (3.50)$$

En la expresión anterior, si se ignoran el efecto del remodelado y de la permeabilidad, entonces la relación simplificada entre el estado plano de deformaciones y la axisimetría se determina con base en lo sugerido por Hird *et al.* (1992):

$$\frac{k_{hp}}{k_h} = \frac{0.67}{[\ln(n) - 0.75]} \quad (3.51)$$

3.5.2.2.4 Chai *et al.* (2001)

Chai *et al.* (2001) proponen una teoría para modelar un área con drenes verticales prefabricados, bajo el fundamento de que los drenes incrementan la permeabilidad del suelo y mediante una serie de ecuaciones es posible determinar un valor de la permeabilidad vertical que represente el promedio de la permeabilidad del área con drenes, considerando la permeabilidad del dren y la retención del material fino dentro del mismo.

La permeabilidad vertical equivalente $k_v^{\text{equivalente}}$ puede expresarse como:

$$k_v^{\text{equivalente}} = \left(1 + \frac{2.5l^2 k_h}{\mu d_e^2 k_v} \right) k_v \quad (3.52)$$

donde:

- l longitud de drenaje
- d_e diámetro de influencia del dren
- k_h permeabilidad vertical del suelo
- k_v permeabilidad horizontal del suelo
- μ parámetro definido como:

$$\mu = \ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} + \pi \frac{2l^2 k_h}{3q_w} \quad (3.53)$$

- n d_e/d_w
- s d_s/d_w
- k_s permeabilidad en la zona remoldeada
- q_w capacidad de descarga en campo del dren prefabricado

La capacidad de descarga de un dren prefabricado generalmente es menor que el valor dado por el fabricante (Chai y Miura, 2000). Bajo presión de confinamiento, los valores típicos de capacidad de descarga son $q_w = 100$ a $500 \text{ m}^3/\text{año}$. Sin embargo, la capacidad de descarga puede disminuir en campo debido a diversos factores (Holtz *et al.*, 1991; Li y Rowe, 2001; Chai y Miura, 2000): *a*) confinamiento del dren provocado por la arcilla; *b*) el efecto de burbujas de aire atrapadas a lo largo del canal de drenaje, *c*) el dren se puede doblar, *d*) retención de partículas finas dentro del dren, y *e*) deslizamiento del filtro. Chai *et al.* (2001) proponen un valor de capacidad de descarga del dren prefabricado en campo de 79 a $100 \text{ m}^3/\text{año}$.

4. APLICACIÓN A UN SISTEMA DE PRECARGA CON DRENES VERTICALES

4.1 Planteamiento

El objetivo de este capítulo es el desarrollo de una serie de análisis para proponer una metodología de diseño de un sistema de precarga con drenes verticales (de arena y prefabricados) en un suelo blando donde se requieren inducir asentamientos para el mejoramiento del suelo antes de colocar la estructura definitiva.

Se aplican las diferentes teorías para modelar un sistema de precarga con drenes verticales (de arena y prefabricados) expuestas en el capítulo tres de esta tesis, y se calculan los asentamientos y excesos de presión de poro mediante el método del elemento finito.

En la presente tesis el análisis de asentamientos se realizan por consolidación primaria; no se analiza el aporte por consolidación secundaria debido a que no se contó con parámetros que permitieran definir dicho comportamiento. En investigaciones futuras podría investigarse dicho aporte en el sistema de precarga con drenes.

4.2 Condiciones generales de análisis

Los análisis se llevan a cabo en un suelo blando típico de la Zona Lacustre de la ciudad de México, en el que debido a sus características de alta compresibilidad y baja resistencia al corte es aplicable la técnica de mejoramiento de precarga complementada con drenes verticales.

La información para la definición de la estratigrafía se obtuvo de la base de datos del Sistema de Información Geográfica del Instituto de Ingeniería de la UNAM (SIG, 2014). Esta base de datos cuenta con un número importante de estudios realizados en el área considerada, formados por: sondeos de cono eléctrico, sondeos de penetración estándar combinados con muestreo

inalterado con tubo Shelby, piezómetros y pruebas de laboratorio tipo índice, triaxiales y de consolidación unidimensional.

4.2.1 Estratigrafía

En la Figura 4.1 se presenta el corte estratigráfico considerado en los cálculos, en el que se pueden apreciar los distintos estratos del sitio de estudio.

La estratigrafía de la zona está constituida principalmente por nueve estratos:

1) **UG-1: Costra Superficial (CS).**- Con un espesor de 0.8 m, formada por una arcilla color café claro con poca arena y presencia de algunas raíces. Su contenido de agua medio es $\omega = 80\%$ y su peso volumétrico $\gamma = 14.5 \text{ kN/m}^3$. El nivel de aguas freáticas (NAF) se encuentra a 0.80 m de profundidad.

2) **UG-2: Serie Arcillosa Superior 1 (SAS 1).**- Constituida por 97 % de finos de arcilla color café rojizo de alta plasticidad (CH), contenido de agua medio $\omega = 222 \%$ y peso volumétrico $\gamma = 11.7 \text{ kN/m}^3$. Este estrato se localiza de 0.8 m a 9.3 m de profundidad.

Al finalizar la SAS 1 se observa un lente de arena (**Lente 1**) que va de 9.3 m a 9.8 m de profundidad.

3) **UG-3: Serie Arcillosa Superior 2 (SAS 2).**- Caracterizada por dos subestratos. El primer subestrato (**SAS 2a**) va de 9.8 m a 19.0 m de profundidad y está formado por 93 % de finos de arcilla de alta plasticidad (CH), su estructura es heterogénea predominando el color café claro con algunas tonalidades en gris oscuro y verde, presenta alto contenido de carbonatos. Su contenido de agua medio es $\omega = 250\%$ y su peso volumétrico $\gamma = 12 \text{ kN/m}^3$. El segundo subestrato (**SAS 2b**) está constituido por 97% de finos de arcilla de alta plasticidad (CH) de color café oscuro con algunas vetas de arcilla café rojizo, presenta alto contenido de carbonatos. Su contenido de agua medio es $\omega = 180\%$ y tiene un peso volumétrico $\gamma = 12.4 \text{ kN/m}^3$. Este subestrato se localiza de 19.0 m a 23.2 m de profundidad aproximadamente.

Al finalizar la SAS 2 se aprecia un lente de arena (**Lente 2**) que va de 23.2 m a 23.7 m de profundidad.

4) **UG-4: Serie Arcillosa Superior 3 (SAS 3).**- Formada por 84% de finos de arcilla de alta plasticidad (CH) color café rojizo con arena y pequeños grumos de limo color gris. Presenta un contenido de agua medio $\omega = 207\%$, peso volumétrico $\gamma = 12.5 \text{ kN/m}^3$ y alto contenido de carbonatos. El espesor de este estrato va de 23.7 m a 25.2 m de profundidad.

Posteriormente aparece un lente de arena (**Lente 3**) con un espesor de 0.5 m.

5) **UG-5: Serie Arcillosa Superior 4 (SAS 4).**- Constituida por 89% de finos de arcilla de alta plasticidad (CH) color café verdoso oscuro y alto contenido de carbonatos. Presenta un

contenido de agua medio $\omega=211\%$ y peso volumétrico $\gamma=12 \text{ kN/m}^3$. Se localiza de 25.7 a 30.5 m de profundidad.

6) **UG-6: Capa Dura (CD).**- Está formada por 63% de finos de arcilla de alta plasticidad (CH) con arena fina. Su contenido de agua medio es $\omega=52\%$ y su peso volumétrico $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$. Este estrato se encuentra entre 30.5 a 32.0 m de profundidad.

7) **UG-7: Serie Arcillosa Inferior (SAI).**- Está compuesta por 97% de arcilla color café verdoso con intercalaciones de arcilla gris de alta plasticidad (CH) y alto contenido de carbonatos. El contenido de agua medio es $\omega=52\%$ y peso volumétrico $\gamma=13 \text{ kN/m}^3$. Su espesor abarca de 32.0 a 44.4 m.

8) **UG-8: Depósitos Profundos (DP).**- Se detectaron de 44.4 a 50.0 m y están formados por arena fina con limo de alta plasticidad (SM), un contenido de agua medio $\omega=70\%$ y peso volumétrico $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$.

9) **UG-9: Serie Arcillosa Profunda (SAP).**- Tiene 95% de finos de arcilla color café verdoso con alto contenido de carbonatos y presencia de materia orgánica.

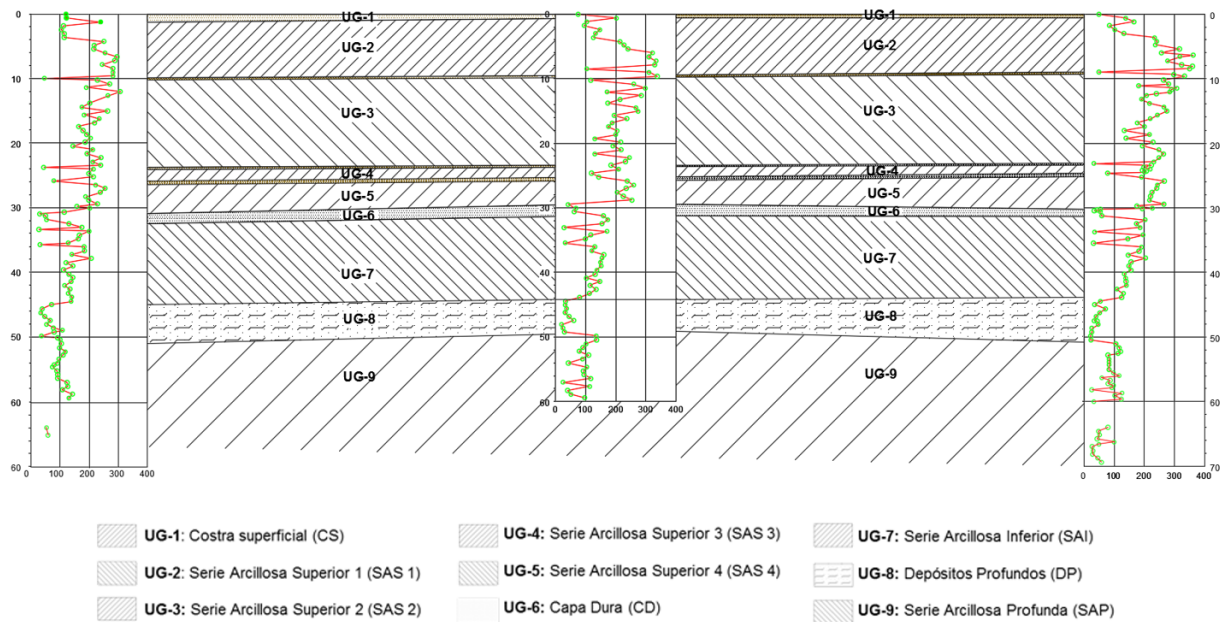


Figura 4.1 Estratigrafía en el sitio de estudio.

4.2.2 Propiedades

En las Tablas 4.1 a 4.3 se presentan las propiedades mecánicas e hidráulicas asignadas a cada estrato. Los valores de e_0 , C_r y C_c se obtuvieron a partir de pruebas de consolidación unidimensional. Los valores de c_u se obtuvieron a partir de pruebas triaxiales tipo UU (no consolidadas-no drenadas), y los valores de c y ϕ' se determinaron a partir de pruebas triaxiales tipo CU (consolidadas-no drenadas). Los valores del coeficiente lateral de presión de tierras en reposo normalmente consolidado K_0^{NC} se estimaron a partir de la fórmula de Jaky (1944), y el coeficiente K_0 (coeficiente lateral de presión de tierras en reposo) se obtuvo mediante la ecuación propuesta por Mayne y Kulhaway (1982).

La permeabilidad de la Costra Superficial se obtuvo a partir de datos publicados por García-Flores (2013); de los lentes de arena, Capa dura y Depósitos Profundos a partir de pruebas Lefranc; y de las Series Arcillosas Superior e Inferior a partir de pruebas de disipación de presión de poro (Anexo B).

La anisotropía en la permeabilidad de los estratos de arcilla se representa por la relación k_h/k_v y se consideró igual a 3, con base en los estudios de los casos históricos descritos en el Capítulo 2 de esta tesis y en las investigaciones de Levadoux y Baligh (1986) y Onoue (1988) (ver Inciso 3.3).

Tabla 4.1 Propiedades mecánicas de compresibilidad

Estrato	Profundidad, m		e_0	C_r	C_c	OCR
	de	a				
CS	0.0	0.8	-----	-----	-----	-----
SAS 1	0.8	9.3	6.87	0.46	2.80	1.3
Lente 1	9.3	9.8	-----	-----	-----	-----
SAS 2a	9.8	19.0	7.41	0.43	4.92	1.4
SAS 2b	19.0	23.2	7.91	0.16	5.3	1.4
Lente 2	23.2	23.7	-----	-----	-----	-----
SAS 3	23.7	25.2	6.9	0.15	3.4	1.0
Lente 3	25.2	25.7	-----	-----	-----	-----
SAS 4	25.7	30.5	8.43	0.16	8.29	1.0
CD	30.5	32.0	-----	-----	-----	-----
SAI	32.0	44.4	6.69	0.13	4.89	1.0
DP	44.4	50.0	-----	-----	-----	-----
SAP	50.0	70.0	6.69	0.13	4.89	1.0

Tabla 4.2 Propiedades mecánicas de resistencia al esfuerzo cortante.

Estrato	Profundidad, m		c _u kPa	c kPa	φ' °	K ₀ ^{NC}	K ₀
	de	a					
CS	0.0	0.8	-----	100	10	0.83	0.83
SAS 1	0.8	9.3	15	0	40	0.35	0.42
Lente 1	9.3	9.8	-----	50	35	0.43	0.43
SAS 2a	9.8	19.0	14	0	40	0.35	0.44
SAS 2b	19.0	23.2	29	0	40	0.35	0.44
Lente 2	23.2	23.7	-----	50	35	0.43	0.43
SAS 3	23.7	25.2	18	0	40	0.36	0.36
Lente 3	25.2	25.7	-----	50	35	0.43	0.43
SAS 4	25.7	30.5	42	0	40	0.58	0.58
CD	30.5	32.0	-----	50	35	0.43	0.43
SAI	32.0	44.4	49	0	40	0.47	0.47
DP	44.4	50.0	-----	50	35	0.43	0.43
SAP	50.0	70.0	49	0	40	0.36	0.36

Tabla 4.3 Propiedades hidráulicas

Estrato	Profundidad, m		k _v m/día	k _h m/día
	de	a		
CS	0.0	0.8	8.6×10 ⁻⁰¹	8.6×10 ⁻⁰¹
SAS 1	0.8	9.3	2.0×10 ⁻⁰⁴	6.0×10 ⁻⁰⁴
Lente 1	9.3	9.8	1.0×10 ⁻⁰³	1.0×10 ⁻⁰³
SAS 2a	9.8	19.0	2.0×10 ⁻⁰⁴	6.0×10 ⁻⁰⁴
SAS 2b	19.0	23.2	2.0×10 ⁻⁰⁴	6.0×10 ⁻⁰⁴
Lente 2	23.2	23.7	1.0×10 ⁻⁰³	1.0×10 ⁻⁰³
SAS 3	23.7	25.2	2.0×10 ⁻⁰⁴	6.0×10 ⁻⁰⁴
Lente 3	25.2	25.7	1.0×10 ⁻⁰³	1.0×10 ⁻⁰³
SAS 4	25.7	30.5	2.0×10 ⁻⁰⁴	6.0×10 ⁻⁰⁴
CD	30.5	32.0	1.1×10 ⁻⁰³	1.1×10 ⁻⁰³
SAI	32.0	44.4	5.0×10 ⁻⁰⁵	1.5×10 ⁻⁰⁴
DP	44.4	50.0	1.4×10 ⁻⁰³	1.4×10 ⁻⁰³
SAP	50.0	70.0	5.0×10 ⁻⁰⁵	1.5×10 ⁻⁰⁴

4.2.3 Estado inicial de esfuerzos y condiciones piezométricas

En la Figura 4.2 se presentan la presión de poro y los esfuerzos efectivos iniciales considerados en el modelo numérico. Los esfuerzos efectivos se calcularon a partir del producto del espesor de cada estrato por su peso volumétrico efectivo γ' , asumiendo que el nivel de aguas freáticas NAF se encuentra a una profundidad de 0.80 m.

Los esfuerzos de preconsolidación se estimaron a partir de ensayos de consolidación. Se observa en la SAS-1 y SAS-2 una ligera sobre-consolidación debida a grietas existentes en el suelo y a periodos de lluvia y sequía.

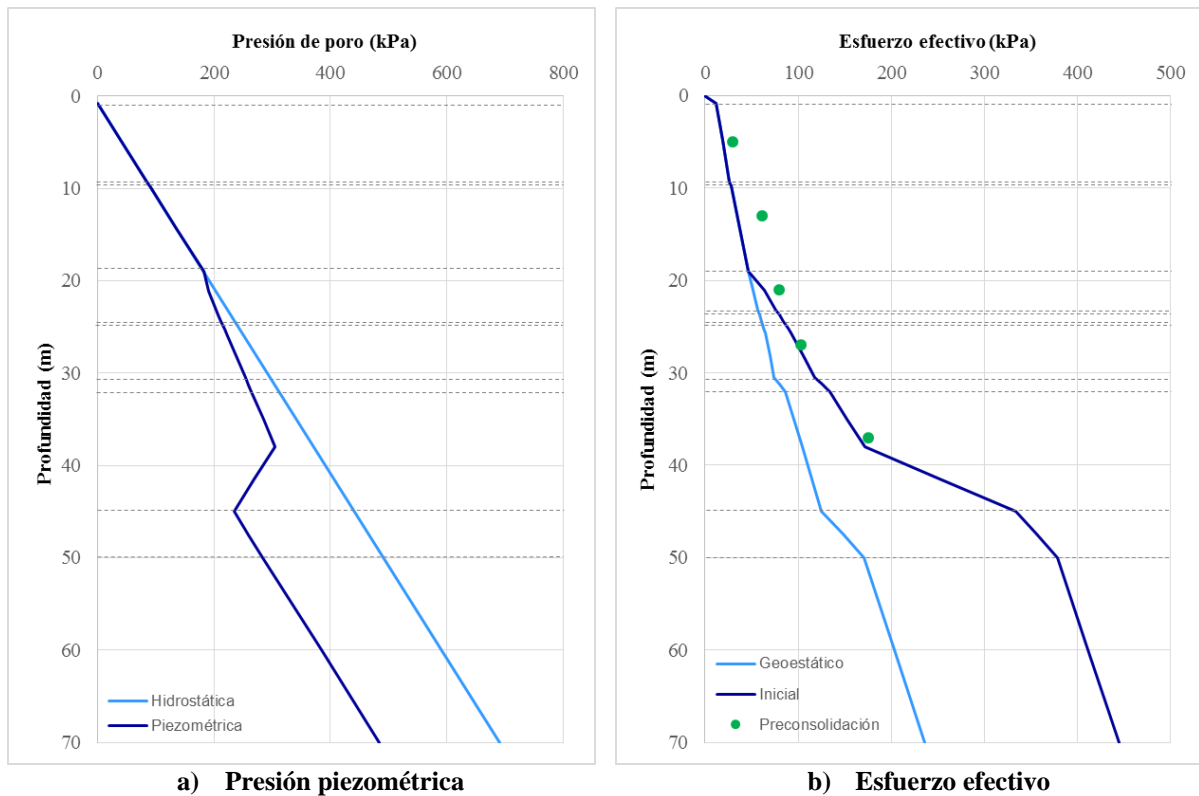


Figura 4.2 Condiciones piezométricas y estado inicial de esfuerzos.

Los esfuerzos de preconsolidación se estimaron a partir de ensayos de consolidación. Se observa en la SAS-1 y SAS-2 una ligera sobre-consolidación debida a grietas existentes en el suelo y a periodos de lluvia y sequía.

4.3 Características del sistema de precarga propuesto

4.3.1 Dimensionamiento de la precarga

El estudio consiste en el mejoramiento del suelo en una área de 3 024 m² (72 m × 42 m). Se asume que en el sitio de interés se construirá una estructura con una carga máxima de 32.5 kPa

que se transmitirá al suelo, y que por tanto se requiere inducir al máximo el grado de consolidación en un periodo de seis meses antes de colocar la estructura definitiva.

Considerando las características del subsuelo y la carga máxima a transmitir, se propone como primera opción la construcción de un terraplén compuesto por materiales aligerados que proporcione la misma carga a transmitir (32.5 kPa). En la Figura 4.3a se presenta un terraplén con un espesor de 2.25 m compuesto por dos materiales: superficialmente una capa de arena limosa color café (*tepetate*) con un espesor de 1.25 m y peso volumétrico $\gamma_{\text{tepetate}} = 18 \text{ kN/m}^3$, le subyace una capa de arena volcánica de color rojizo (*tezontle*) con peso volumétrico $\gamma_{\text{tezontle}} = 10 \text{ kN/m}^3$ y 1.0 m de espesor. La segunda opción es la construcción de un terraplén que incluya una sobrecarga de 10 kPa. En la Figura 4.3b se muestra un terraplén con un espesor de 2.8 m compuesto por una capa de tezontle de 1 m de espesor y superficialmente por un capa de tepetate de 1.8 m.

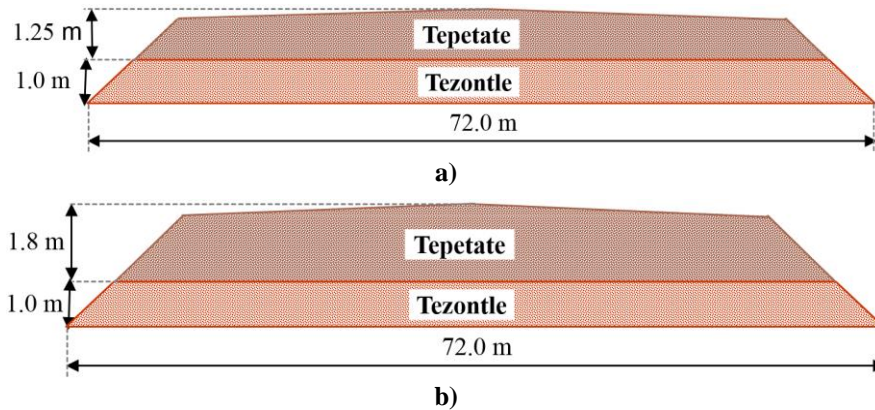


Figura 4.3 a) Terraplén sin sobrecarga y b) Terraplén con sobrecarga de 10kPa.

Para decidir cuál de las dos opciones es más conveniente, es necesario realizar un análisis de deformaciones que permita conocer el asentamiento máximo del suelo para cada propuesta de terraplén y su evolución a través del tiempo. Los análisis de asentamientos se llevan a cabo mediante el programa ASENT® desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Auvinet y Rodríguez, 2014) y fundamentado en la teoría de Absi (para la determinación de asentamientos en un medio estratificado) y en la teoría de Barrón (para el cálculo de asentamientos en un medio con drenes verticales), y que además toma en cuenta el principio de sumersión explicado en el Inciso 3.4.

Considerando la estratigrafía del sitio de estudio y las propuestas para el mejoramiento del suelo (precarga de la Figura 4.3), en la Figura 4.4 se presentan las curvas asentamiento-tiempo obtenidas para el caso del terraplén sin sobrecarga y para el terraplén con sobrecarga de 10 kPa. En el caso del terraplén sin sobrecarga se obtiene un asentamiento máximo de 2.2 m, mientras que en el terraplén con sobrecarga se estima un asentamiento máximo de 2.9 m, es decir que en un mismo lapso de tiempo una sobrecarga de 10 kPa proporciona aproximadamente un asentamiento adicional de 0.7 m. Por otra parte, si se quisiera inducir un grado de consolidación del 70%, el tiempo en desarrollarse con la sobrecarga sería de 240 meses, mientras que sin sobrecarga sería de 330 meses (Figura 4.5).

Mediante estos análisis se observa que es más conveniente el uso de un terraplén con sobrecarga debido a que se desarrolla un mayor grado de consolidación y asentamientos en un mismo lapso de tiempo que si se coloca el terraplén sin sobrecarga.

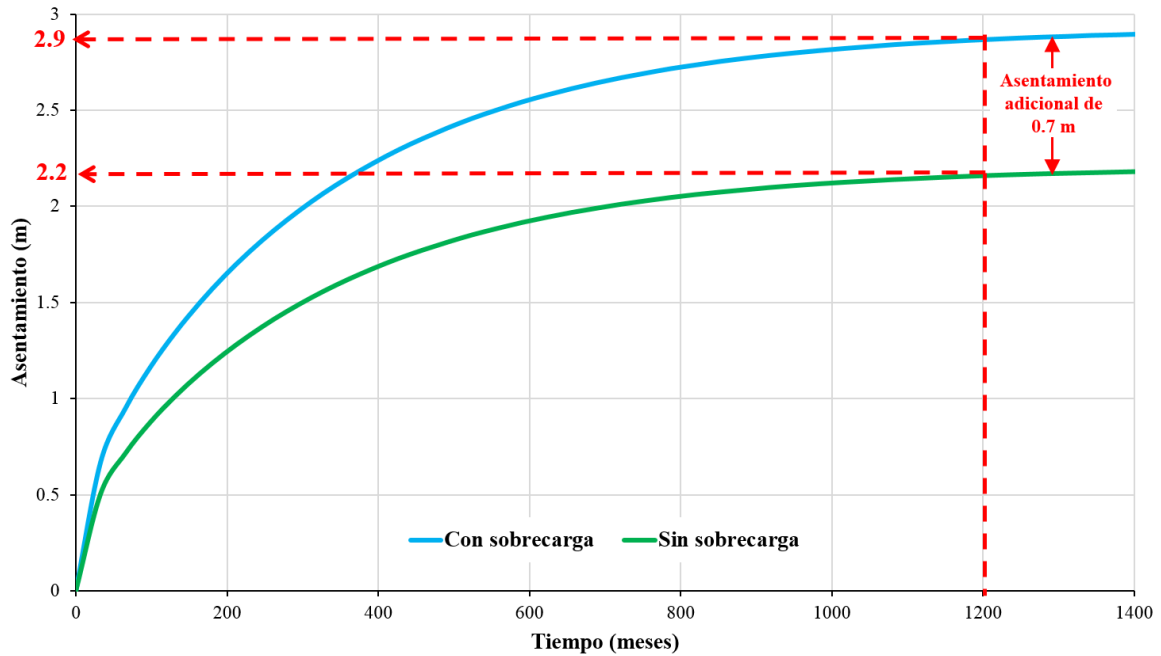


Figura 4.4 Curvas asentamiento-tiempo obtenidas con el programa ASENT.

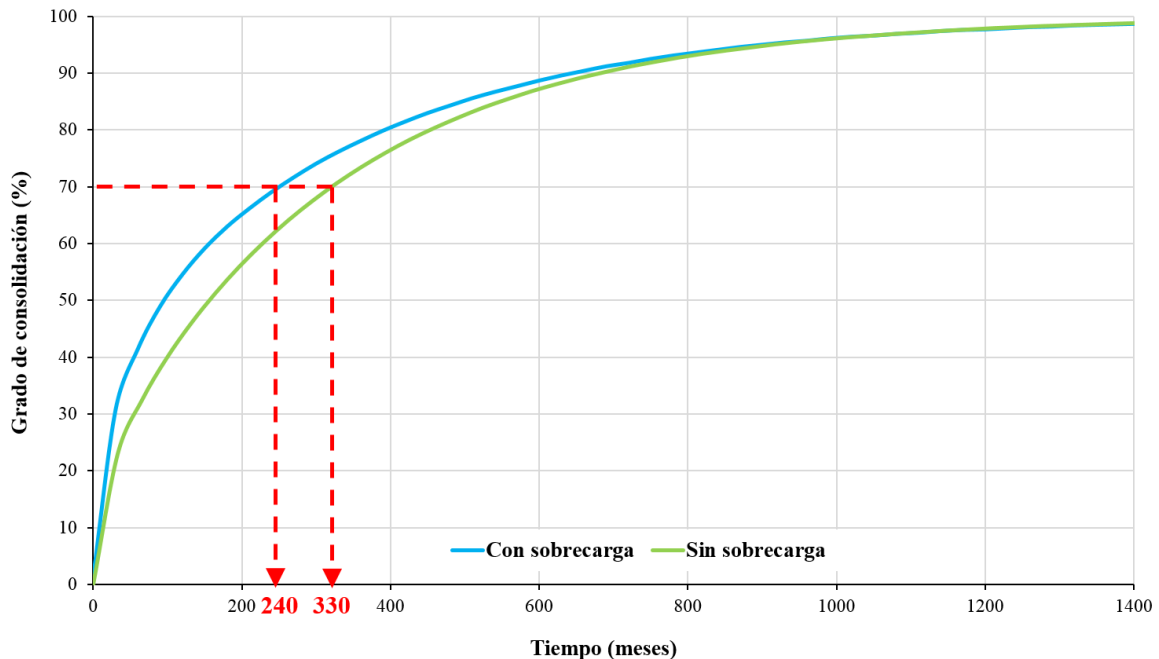


Figura 4.5 Curvas grado de consolidación – tiempo obtenidas con el programa ASENT.

Adicionalmente, en las Figuras 4.6 y 4.7 se muestran la magnitud y distribución de los desplazamientos e incrementos de los esfuerzos efectivos verticales en el suelo a largo plazo, respectivamente. Se observa que la distribución de esfuerzos originados por el terraplén se

presenta hasta 70 m de profundidad (Figura 4.7), sin embargo, los desplazamientos provocados por dichos esfuerzos son de aproximadamente 0.10 m hasta la Serie Arcillosa Inferior (Figura 4.6).

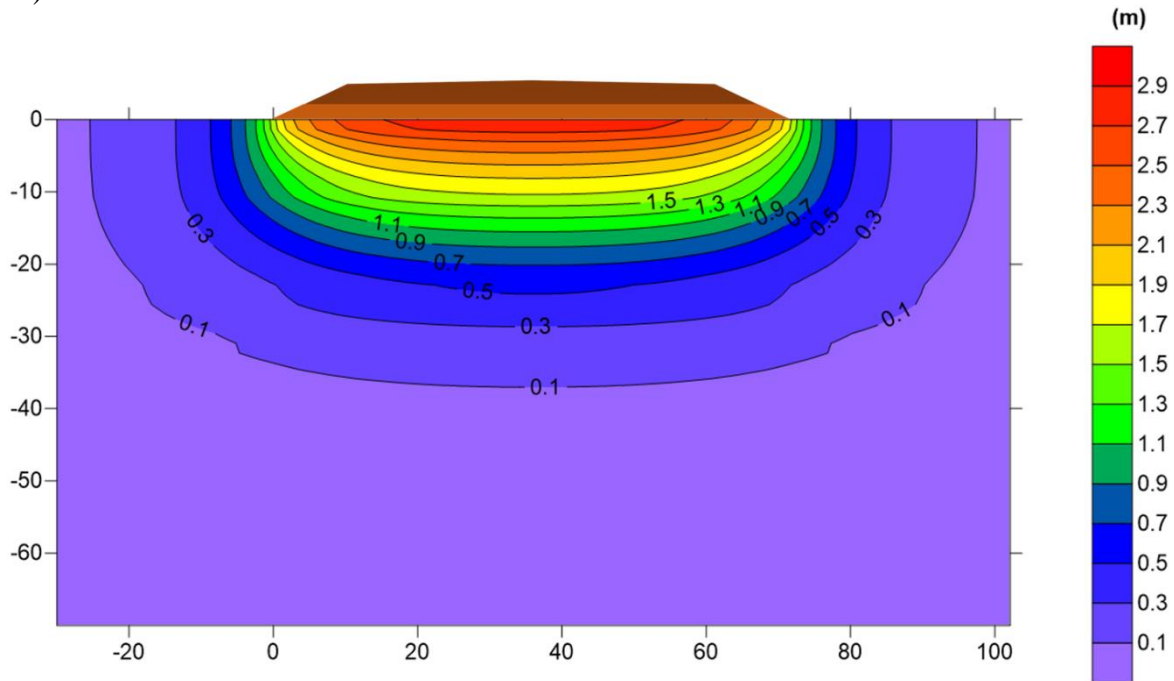


Figura 4.6 Distribución de desplazamientos bajo el terraplén con sobrecarga calculados con ASENT.

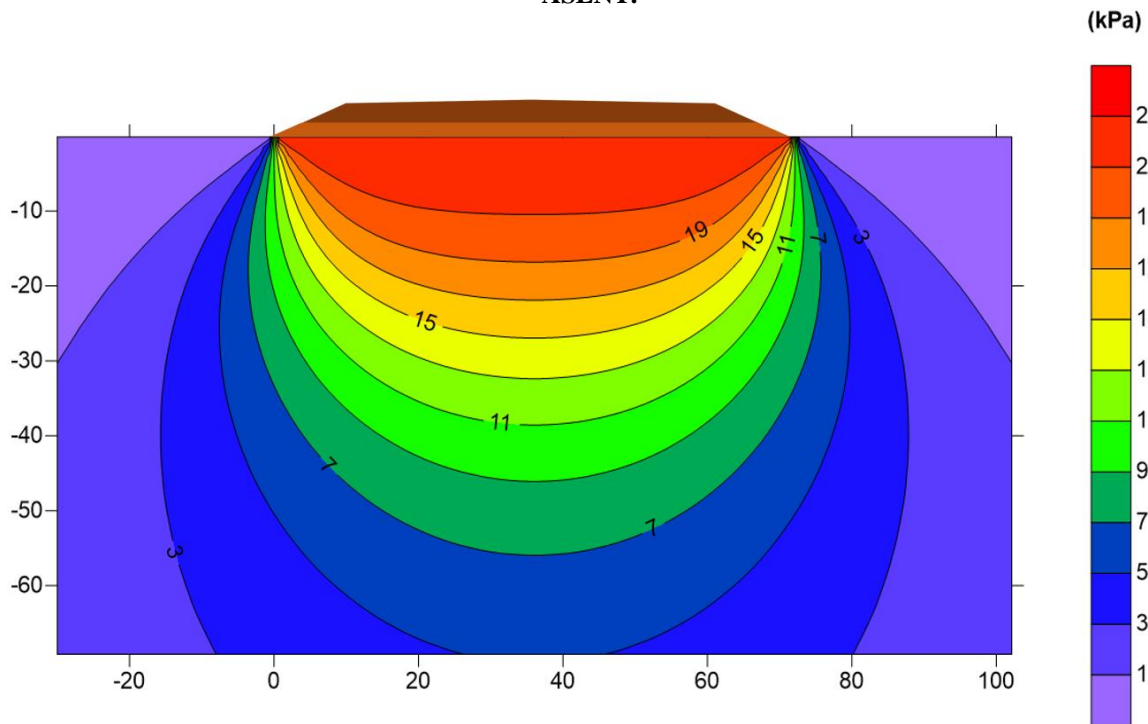


Figura 4.7 Distribución del incremento de los esfuerzos efectivos verticales bajo el terraplén con sobrecarga calculados con ASENT.

4.3.2 Dimensionamiento de los drenes verticales

Se observó anteriormente que en el uso de un terraplén que representa la estructura definitiva a construir en el sitio de estudio, considerar una sobrecarga ayuda a inducir mayores asentamientos en un mismo lapso de tiempo. Sin embargo, en la Figura 4.4 se muestra que el lapso de tiempo en que se desarrollan estos asentamientos es muy largo, por lo que resulta conveniente la colocación de un sistema de drenes verticales con el objetivo de ayudar a disipar el exceso de presión de poro en menor tiempo.

En este caso se analiza la colocación de dos tipos de drenes: de arena y prefabricados.

Los drenes de arena se proponen de un diámetro 0.40 m de acuerdo a las dimensiones del equipo de construcción (Furudoi, 2005 y Kitazume, 2012). El material para construir los drenes debe de contener un porcentaje de finos mínimo y encontrarse cerca del sitio de estudio. Para prevenir problemas de asentamientos diferenciales, se propone un colchón, igual al asentamiento máximo (3 m) provocado por el terraplén con sobrecarga, entre la parte inferior del dren y la Capa Dura. Por lo que el nivel de desplante considerado es de 27 m a partir del nivel del terreno natural (NTN).

Para determinar la separación de eje a eje entre drenes (s) es importante considerar el tiempo máximo que se puede dejar reposar el sistema de precarga con drenes antes de colocar la estructura definitiva. Por lo anterior, resulta de utilidad conocer la variación del grado de consolidación para diferentes separaciones s . En la Figura 4.8 se muestran cinco curvas correspondientes a las separaciones $s = 1, 2, 3, 4$ y 5 m, se observa que a menor separación entre drenes el grado de consolidación aumenta en menor tiempo. Por ejemplo, para obtener un grado de consolidación de 60%, el tiempo necesario para las diferentes separaciones de drenes es:

- $s=1$ m \rightarrow 0.9 meses.
- $s=2$ m \rightarrow 2.7 meses.
- $s=3$ m \rightarrow 6 meses.
- $s=4$ m \rightarrow 13.2 meses.
- $s=5$ m \rightarrow 20.1 meses.

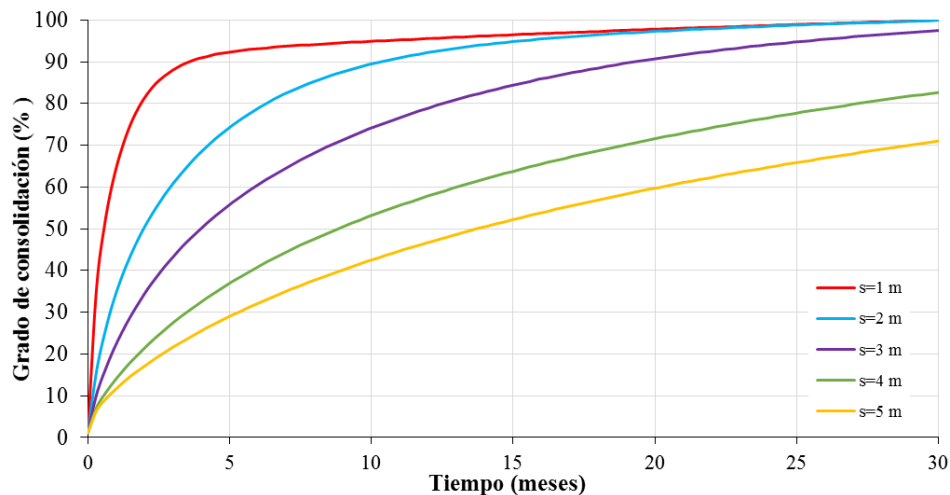


Figura 4.8 Curvas tiempo-grado de consolidación para diferentes separaciones de drenes obtenidas con el programa ASENT .

Ya que en el proyecto se cuenta con un tiempo de seis meses para dejar reposar el sistema de precarga, se consideró adecuado seleccionar una separación de 3.0 m en arreglo triangular, este resultado es coherente con lo publicado por Casagrande y Poulos (1969). Asimismo, considerar separaciones inferiores podría generar problemas en el abastecimiento de la arena. Con dicha separación, se prevé un asentamiento de 1.7 m en seis meses de reposo del terraplén con sobrecarga (Figura 4.9).

En el caso del análisis de los drenes de arena se considera un efecto de remoldeo despreciable en comparación con los drenes prefabricados donde el método de instalación por desplazamiento puede generar un importante espesor de suelo remoldeado (Indraratna y Bamunawita, 2002).

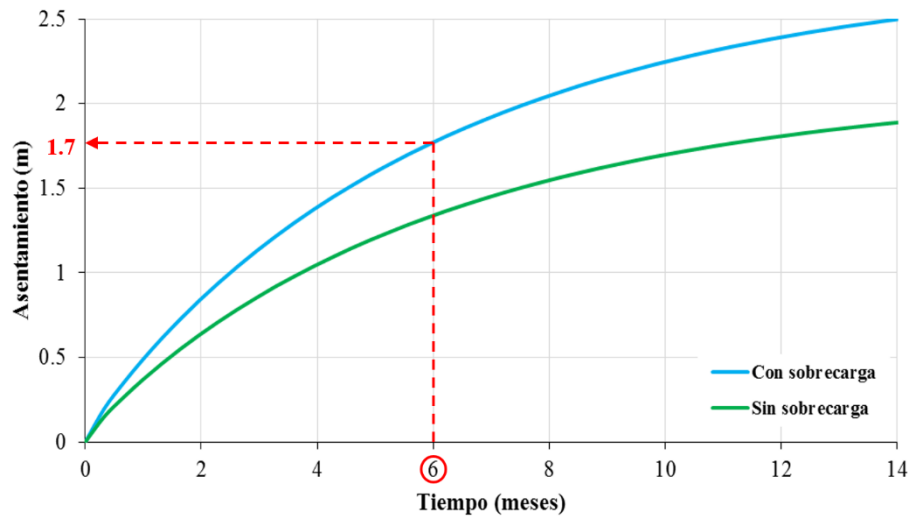


Figura 4.9 Curvas tiempo-asentamiento con drenes de arena a una separación de 3 m obtenidas con el programa ASENT.

Por su parte, los drenes prefabricados son del tipo “banda” constituidos por un geoespaciador rodeado por un geotextil, cuyas dimensiones son 0.095×0.005 m (McGown y Hughes, 1981). Debido a las características flexibles del dren se propone un nivel de desplante a una profundidad de 30 m a partir del NTN.

Además de la distancia de separación de los drenes prefabricados, dos aspectos importantes a considerar para el cálculo de asentamientos son el diámetro equivalente y el efecto de remoldeo en las paredes del suelo provocado por su instalación. Como se mencionó en el Capítulo 3 de la presente tesis, existen varios autores que mediante resultados de campo, laboratorio y análisis con el método de los elementos finitos han propuesto ecuaciones para determinar el diámetro equivalente d_w de los drenes prefabricados.

Para conocer la influencia del diámetro equivalente en el cálculo de asentamientos que experimenta un sistema de precarga con drenes prefabricados, en las Figuras 4.10 a 4.12 se presentan una serie de curvas *tiempo-asentamiento* con diámetros equivalentes propuestos por autores como Hansbo (1987), Rixner (1986) y Prandhan *et al.* (1993) en un arreglo tresbolillo de 2 m de separación.

En la Figura 4.10 se muestra el asentamiento calculado con el diámetro equivalente $d_w = 0.06$ m obtenido con lo sugerido por Hansbo (1987). Se distingue que 60% de la consolidación primaria (1.7 m) sin sobrecarga se alcanza en 7 meses, pero si se coloca una sobrecarga, el tiempo para obtener el mismo asentamiento esperado se reduce a 4.3 meses.

Por otra parte, mediante el cálculo de asentamientos con el diámetro efectivo $d_w = 0.05$ m obtenido con la propuesta de Rixner (1986), el asentamiento esperado de 1.7 m sin sobrecarga se obtiene en 8.7 meses, mientras que con la colocación de sobrecarga se reduce el tiempo a 4.9 meses (Figura 4.11).

Con el diámetro equivalente $d_w = 0.04$ m obtenido con la propuesta de Prandhan *et al.* (1993), el asentamiento calculado para el 60% de la consolidación primaria se obtiene en 12 meses sin sobrecarga y en 6.3 meses con sobrecarga (Figura 4.12).

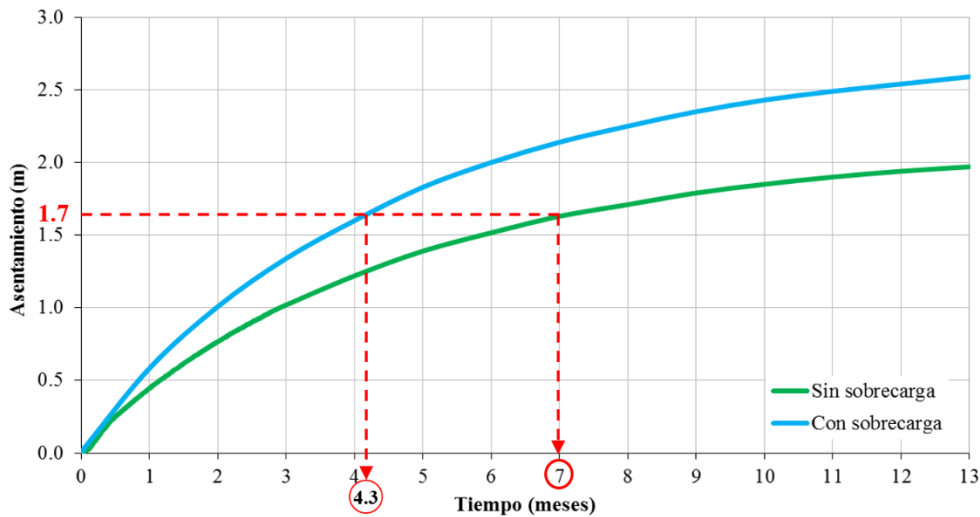


Figura 4.10 Curvas tiempo-asentamiento a una separación de 2 m y diámetro equivalente con la teoría de Hansbo (1987).

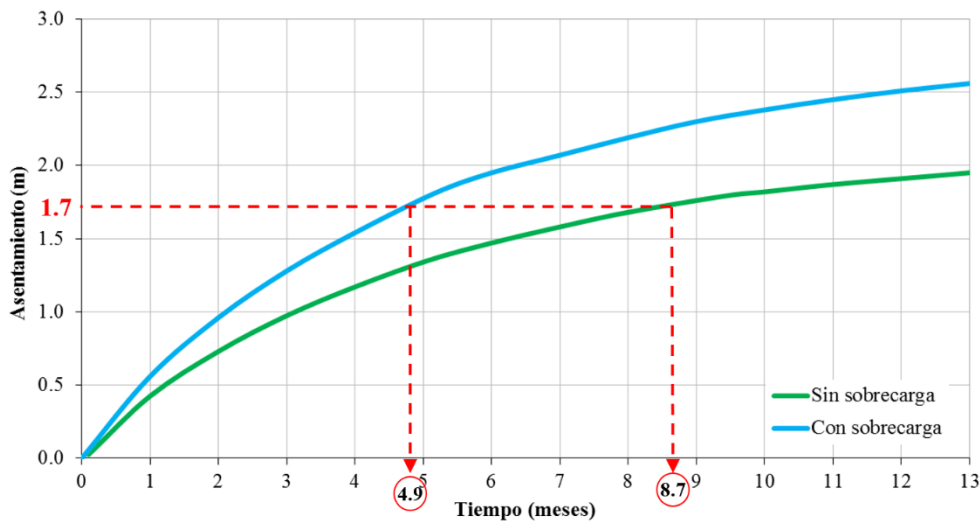


Figura 4.11 Curvas Tiempo-Asentamiento a una separación de 2 m y diámetro equivalente con la teoría de Rixner (1986).

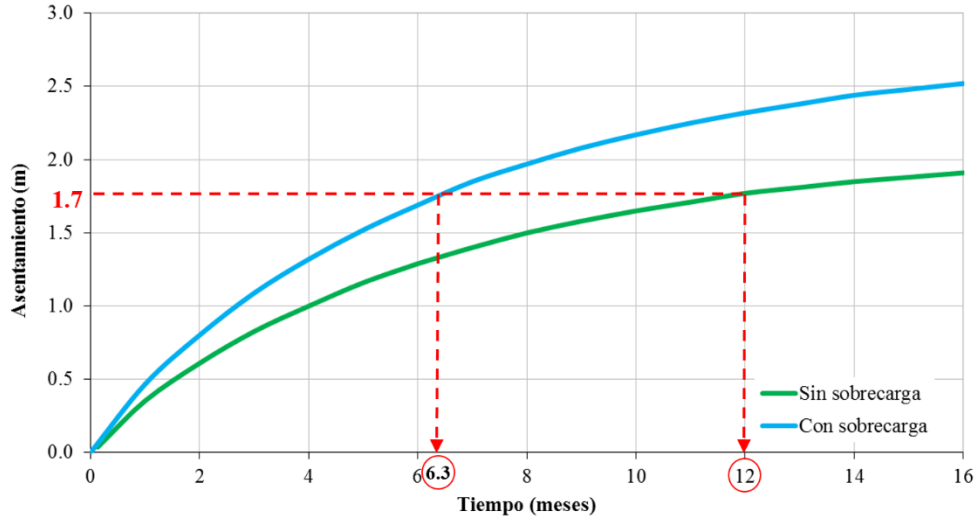


Figura 4.12 Curvas Tiempo-Asentamiento a una separación de 2 m y diámetro equivalente con la teoría de Prandhan *et al.* (1993).

Adicionalmente, en el comportamiento de los drenes prefabricados es importante considerar cómo influye el efecto de remoldeo en la eficiencia de los mismos. Este efecto se define como la relación entre la permeabilidad horizontal k_h y la permeabilidad del suelo remoldeado k_s y a medida que esta relación (k_h/k_s) se incrementa el tiempo para lograr el asentamiento esperado también. Lo anterior se observa en la figura 4.13.

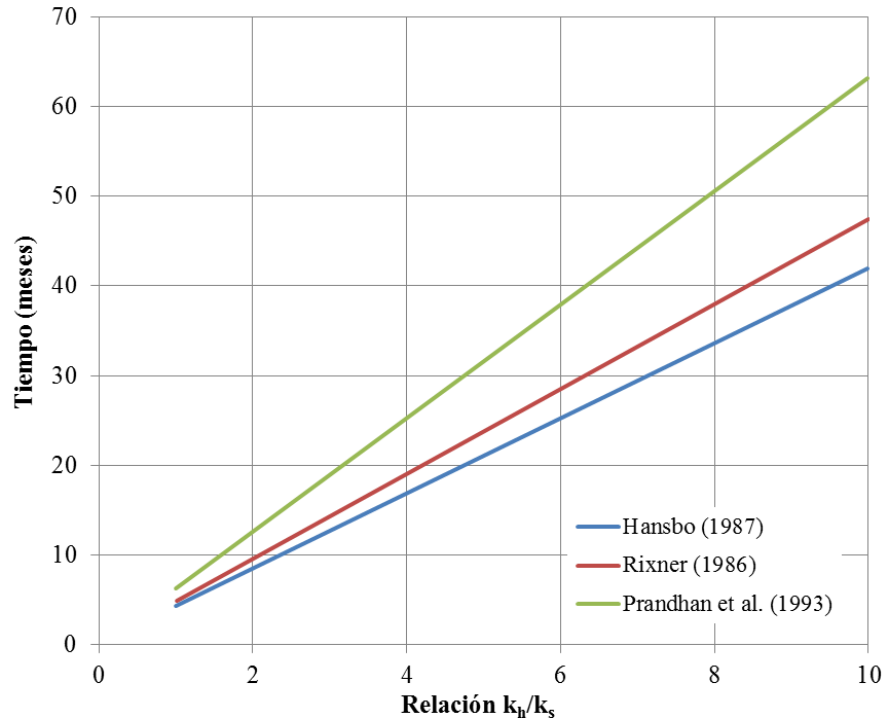


Figura 4.13 Influencia de la zona de remoldeo en el caso de drenes prefabricados (con sobrecarga).

4.3.3 Procedimiento constructivo

El procedimiento constructivo a representar para considerar en los cálculos aquí efectuados, inicia con la colocación de un geotextil en la zona donde se construirá el terraplén de precarga, después se instala la plataforma de trabajo a base de 3 capas de tezontle para constituir un espesor total de 1 m, colocado a volteo y acomodado con un tractor ligero. La etapa finaliza con la colocación de un geotextil encima de la plataforma de trabajo (Figura 4.14).

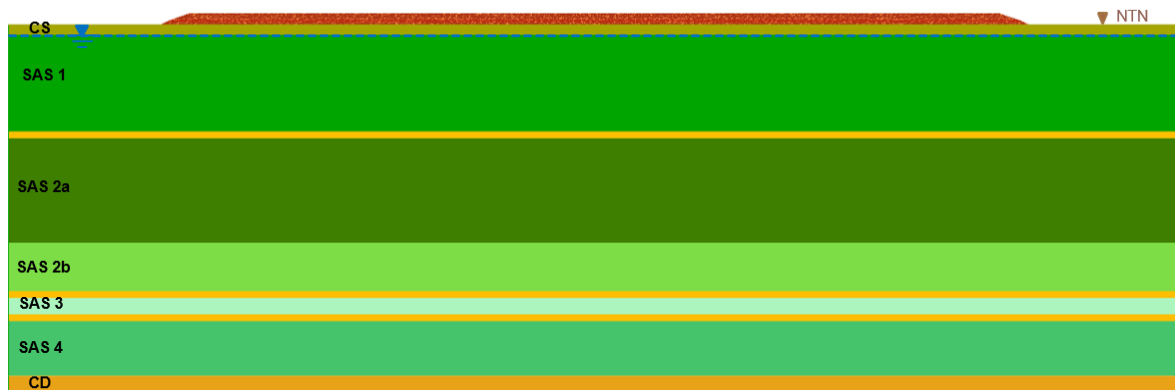


Figura 4.14 Capa de tezontle

Posteriormente, se hincan primero los drenes verticales prefabricados de forma estática en el suelo mediante un tubo metálico (*casing*) a 30 m de profundidad a partir del NTN con un arreglo tresbolillo y espaciamiento de 2 m. El procedimiento de hincado de los drenes inicia cuando el tubo se coloca sobre un mástil que está sujeto al brazo de una excavadora. En la base del tubo, la mecha drenante se fija a un anclaje de acero. Cuando se alcanza la profundidad requerida, se empieza la extracción del tubo y la base del dren queda colgada del suelo gracias a su anclaje. Cuando el tubo se ha extraído completamente del suelo, se corta el dren aproximadamente 20 cm por encima de la plataforma del trabajo (Figura 4.16). En los análisis se asume que los drenes verticales prefabricados se instalan a partir de 1.5 m del centro de línea (CL) del terraplén (Figura 4.15).

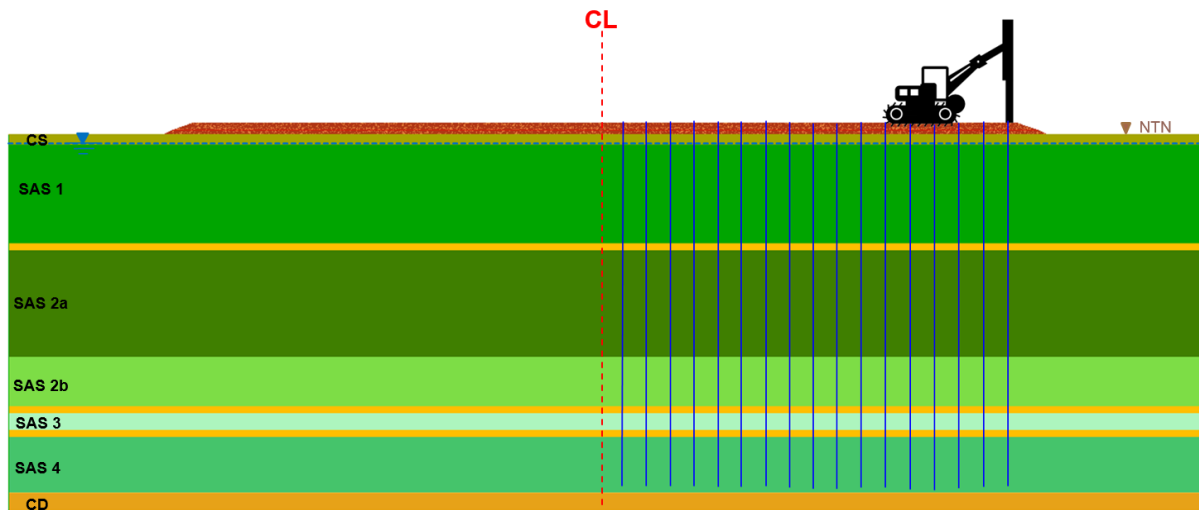


Figura 4.15 Desplante de los drenes prefabricados a 30 m de profundidad.

Después, los drenes verticales de arena se instalan a partir de 2.0 m del centro de línea (CL) del terraplén. Su construcción inicia hincando un ademe de acero de 30 cm de diámetro hasta la profundidad de desplante (27 m). Un procedimiento para la colocación de la arena es mediante caída libre a través del tubo hasta que se alcance el nivel inferior de la plataforma de trabajo, para posteriormente extraer el ademe. Otros de los procesos constructivos de drenes de arena se indican en el Inciso 3.2.2. En la Figura 4.16 se muestra la secuencia de la colocación de los drenes de arena.

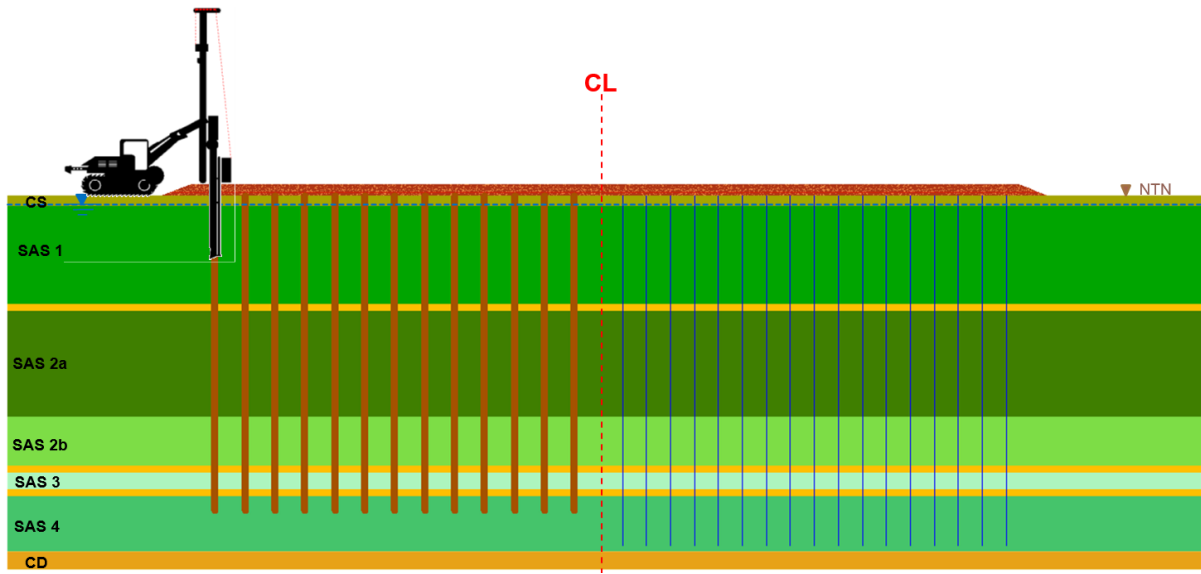


Figura 4.16 Desplante de los drenes de arena a 27 m de profundidad.

Finalmente, se coloca el material arena limosa (*tepetate*) en toda la zona del terraplén, por fases debido al riesgo de deslizamiento (Figura 4.17).

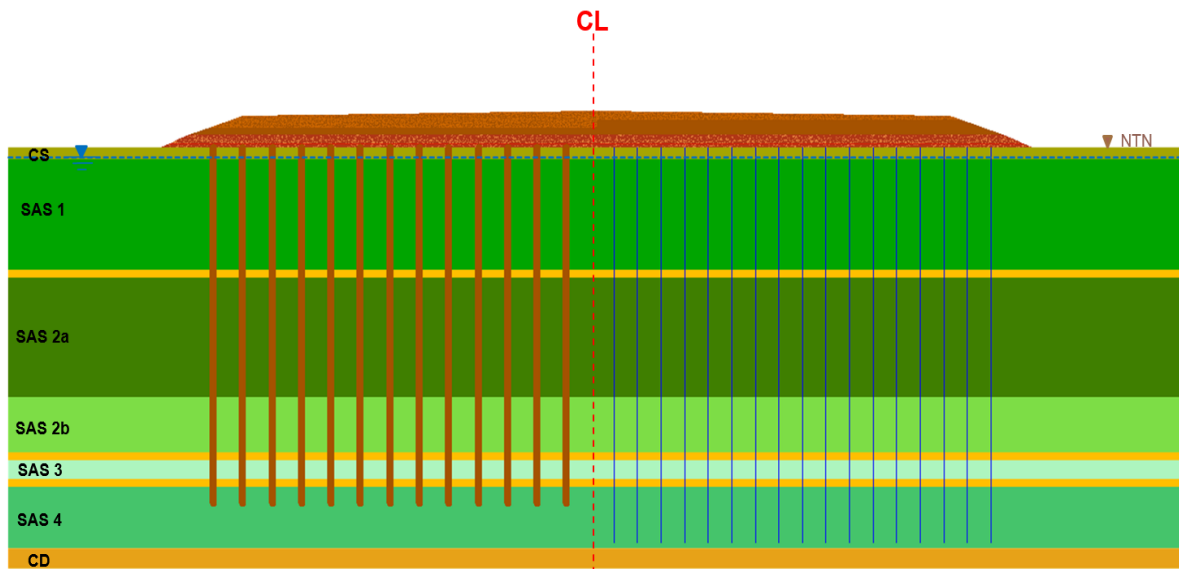


Figura 4.17 Construcción de la capa de tepetate.

Adicionalmente, como parte de las actividades de esta tesis se determinó experimentalmente la permeabilidad en dos materiales que podrían emplearse en la construcción de drenes de arena.

Los ensayos se realizaron en dos tipos de permeámetros: uno de pared rígida y otro de pared flexible (Anexo A). En los ensayos se puso énfasis en evaluar la variación de la permeabilidad k bajo diferentes esfuerzos de confinamiento σ_c . El primer material ensayado fue una arena gris bien graduada con un porcentaje de finos de 12% (Figura 4.18); el segundo material ensayado fue una arena rojiza con un porcentaje de finos de 6% (Figura 4.19). En ambas pruebas se observó que la permeabilidad disminuye conforme el esfuerzo de confinamiento aumenta (lo que es congruente con otras investigaciones como Hansbo, 1986).

Asimismo de acuerdo con los resultados del ensaye, cuando el esfuerzo de confinamiento está dado únicamente por el peso propio del material (ensaye con pared rígida), la arena gris con 12% de finos tiene una permeabilidad similar a la de la arena rojiza con 6% de finos. Sin embargo, cuando el esfuerzo de confinamiento aumenta la permeabilidad disminuye, con tendencia a comportarse como un material fino.

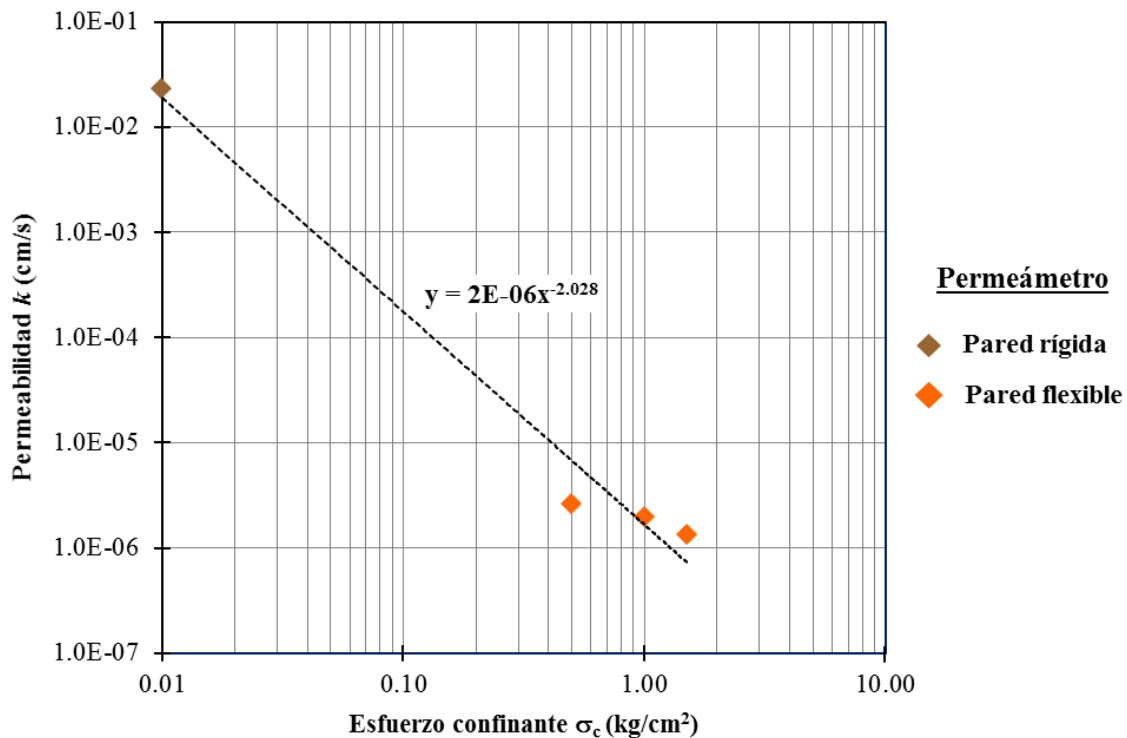


Figura 4.18 Permeabilidad k de la arena gris con 12% de finos a diferentes esfuerzos de confinamiento σ_c

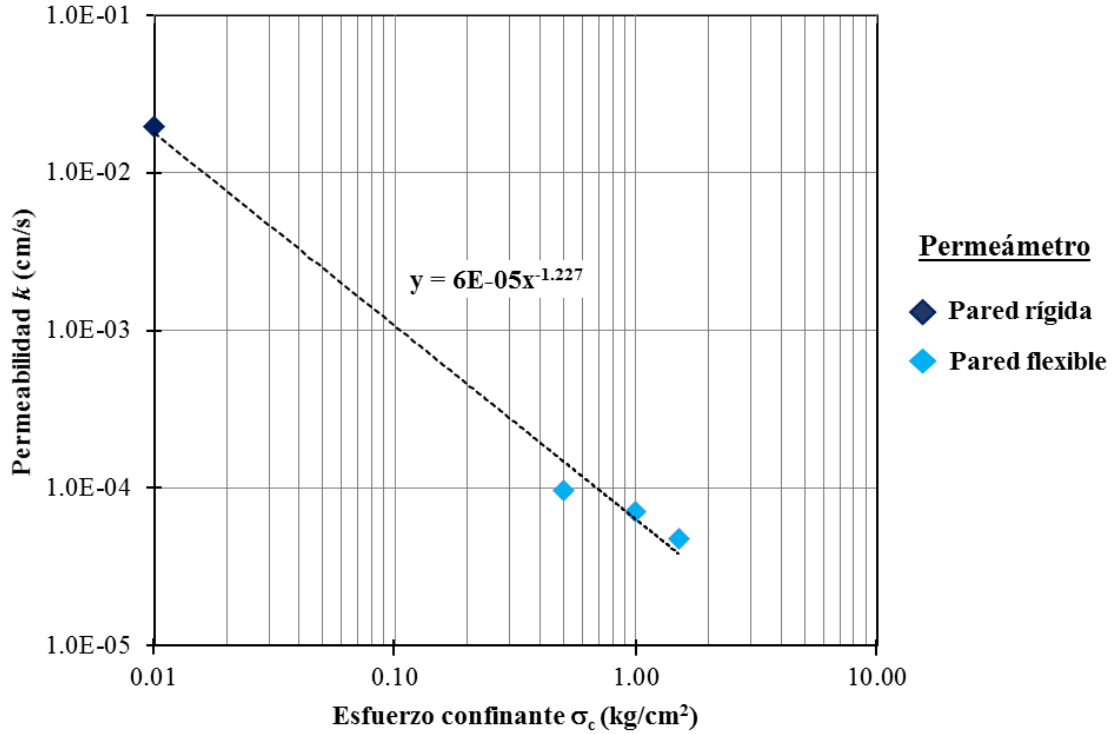


Figura 4.19 Permeabilidad k de la arena roja de tezontle con 6% de finos a diferentes esfuerzos de confinamiento (σ_c)

Una forma sugerida para estimar la permeabilidad del dren en un medio heterogéneo estratificado (como el subsuelo en estudio), es determinar en cada estrato el esfuerzo octaédrico definido como:

$$\sigma_{oct} = \frac{\sigma_h' + 2\sigma_v'}{3} \quad (4.1)$$

donde:

σ_{oct} esfuerzo octaédrico

σ_h' esfuerzo efectivo horizontal

$$\sigma_h' = \sigma_v' \cdot k_0 \quad (4.2)$$

σ_v' esfuerzo efectivo vertical

k_0 coeficiente de presión de tierras en reposo

Con los esfuerzos octaédricos de cada estrato es posible determinar la permeabilidad respectiva (Tabla 4.4) a partir del valor correspondiente en la línea de tendencia de la arena roja con 6% de finos de la Figura 4.19:

Tabla 4.4 Determinación de la permeabilidad del dren de arena en los diferentes estratos del sitio de estudio.

Estrato	σ_v' kPa	k_0	σ_h' kPa	σ_{oct}		k_v^{dren}	
				kPa	kg/cm ²	cm/s	m/día
CS	5.80	0.83	4.81	5.14	0.05	2.5×10^{-03}	2.2
SAS 1	19.10	0.41	7.83	11.59	0.12	9.1×10^{-04}	7.9×10^{-01}
Lente 1	29.50	0.43	12.69	18.29	0.18	5.1×10^{-04}	4.4×10^{-01}
SAS 2a	39.60	0.49	19.40	26.14	0.26	3.3×10^{-04}	2.8×10^{-01}
SAS 2b	64.50	0.49	31.61	42.57	0.43	1.8×10^{-04}	1.5×10^{-01}
Lente 2	80.10	0.43	34.44	49.66	0.50	1.5×10^{-04}	1.3×10^{-01}
SAS 3	84.40	0.36	30.38	48.39	0.48	1.5×10^{-04}	1.3×10^{-01}
Lente 3	92.50	0.43	39.78	57.35	0.57	1.2×10^{-04}	1.0×10^{-01}
SAS 4	95.90	0.58	55.62	69.05	0.69	9.6×10^{-05}	8.3×10^{-02}

4.4 Modelado del sistema de precarga con drenes verticales de arena

Los análisis numéricos aquí efectuados, se llevan a cabo con el programa Plaxis (versión 9.0) debido a que este programa permite realizar en cada etapa una regeneración de la malla de elementos finitos y así poder considerar el efecto de sumersión en el suelo.

4.4.1 Elección de los modelos constitutivos y el tipo de comportamiento del suelo

Una parte fundamental para el análisis numérico es seleccionar el modelo constitutivo de cada estrato que permita representar con una mejor aproximación el comportamiento del suelo al ser sometido a diferentes estados de esfuerzos.

La elección del modelo constitutivo depende de:

- Tipo de material
- Información disponible (pruebas de campo y/o laboratorio)
- Tipo de problema (excavación, terraplén, cimentación)

En la presente tesis, el tipo de problema a analizar es el cálculo de asentamientos a corto plazo provocados por el proceso constructivo de un sistema de precarga (terraplén) con drenes verticales (de arena y prefabricados), así como la evolución del proceso de consolidación en seis meses de observación.

De acuerdo con el perfil estratigráfico expuesto en la Figura 4.1 y con las propiedades índice, mecánicas e hidráulicas indicadas en las Tablas 4.1 a 4.3 se observa que los estratos con mayor espesor son la Serie Arcillosa Superior, Serie Arcillosa Inferior y Serie Arcillosa Profunda que se caracterizan por ser materiales de consistencia blanda, altamente compresibles y encontrarse normalmente consolidados a ligeramente sobre-consolidados. Por lo tanto, se espera que gran parte de los asentamientos provocados por un sistema de precarga con drenes verticales se

origene en estos estratos. Como resultado de las características anteriores, se propone que estos estratos se representen con el modelo *Soft Soil* (Brinkgreve, 1994), Figura 4.20.

Los materiales como la Costra Superficial, Capa Dura y Depósitos Profundos, que se caracterizan por tener un porcentaje de limos o arenas y tener una mayor resistencia al esfuerzo cortante, se propone representarlos con el modelo Mohr Coulomb, Figura 4.20.

Las consideraciones para representar el comportamiento del suelo son las siguientes:

- Durante la construcción → comportamiento no drenado:
 - Se incrementa la presión de poro.
 - Los esfuerzos efectivos disminuyen.

- Después de la construcción → comportamiento drenado:
 - El exceso de presión de poro se disipa.
 - Los asentamientos por consolidación comienzan debido al comportamiento drenado.
 - Los esfuerzos efectivos se incrementan.

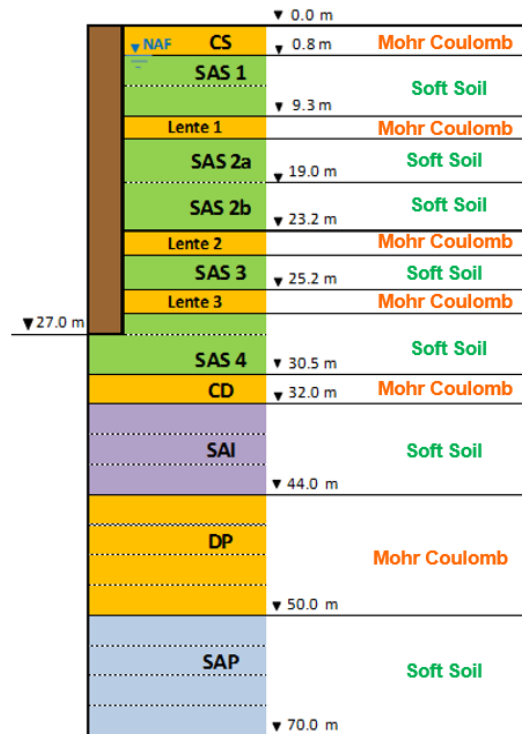


Figura 4.20 Elección de los modelos constitutivos del suelo.

4.4.2 Geometría y condiciones iniciales del modelo

La geometría del modelo es otra parte fundamental al momento de realizar un análisis con elemento finito debido a que si las condiciones de frontera son limitadas, el análisis puede conducir a errores.

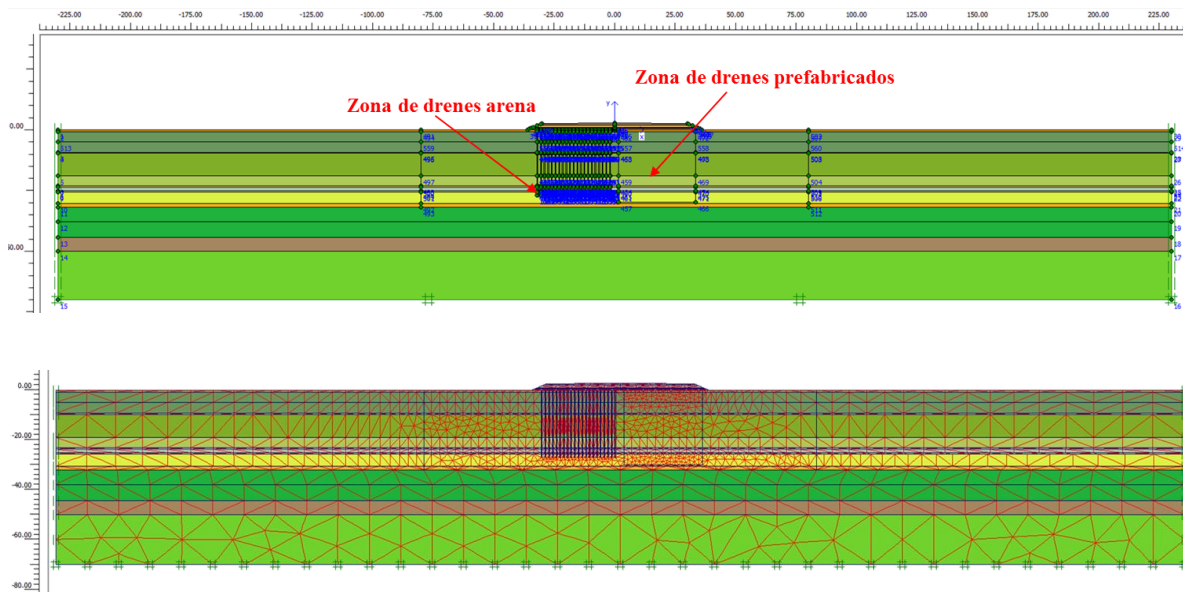


Figura 4.21 Geometría y malla del modelo en estado plano de deformaciones.

En este caso el terraplén que se representa es de 2.8 m de espesor (1.0 m de material de tezontle y 1.8 m de arena limosa y con una longitud de 72 m. En la Figura 4.21 se presenta la geometría y la malla de elementos a utilizar en el estado plano de deformaciones. De acuerdo con Rodríguez (2010), para un análisis en estado plano de deformaciones se recomienda limitar el modelo de manera lateral a tres veces la longitud del modelo.

El sistema de precarga con drenes verticales de arena se analiza mediante cuatro criterios, los tres primeros en estado plano de deformaciones (Figura 4.21) y el cuarto en estado axisimétrico: *Caso A*) considerando una fila de drenes de arena como “pared infinita”, *Caso B*) considerando la influencia de la permeabilidad del suelo en la permeabilidad del dren y *Caso C*) tomando en cuenta la eficiencia del dren mediante la teoría de Cheung *et al.*, 1991. Por otra parte, en la Figura 4.22 se muestra la geometría a emplear en un análisis axisimétrico (*Caso D*) para un dren de arena utilizando un radio de influencia r_e para delimitar el modelo lateralmente.

El sistema de precarga con drenes verticales prefabricados se analiza mediante tres criterios en estado plano de deformaciones: *Caso A*) tomando en cuenta la permeabilidad de los drenes, de la zona remodelada y de la zona sin remodelar para el cálculo de la permeabilidad equivalente de la zona sometida a mejoramiento, *Caso B*) aplicando la teoría de Chai *et al.*, 2001 y *Caso C*) empleando la teoría de Indraratna y Redana, 1997 (Figura 4.23).

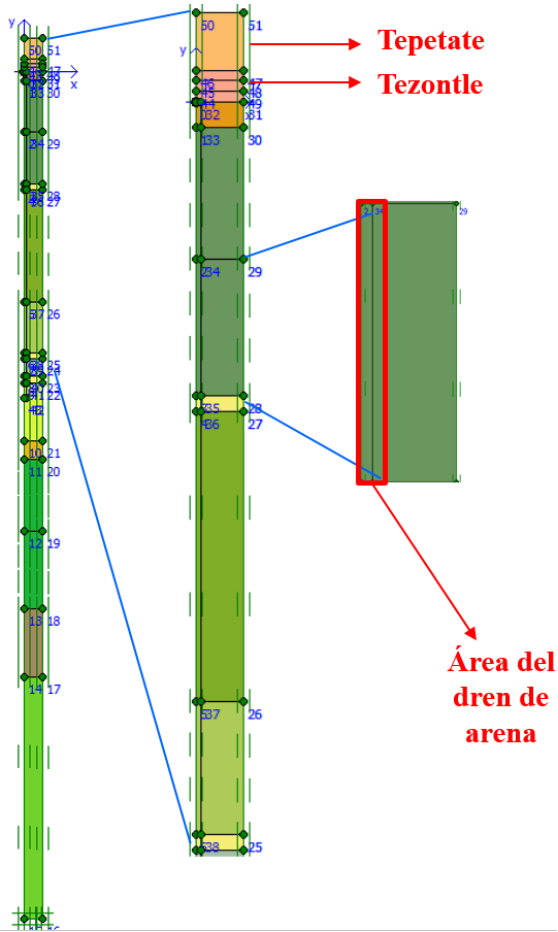


Figura 4.22 Geometría del modelo en axisimetría (dren de arena).

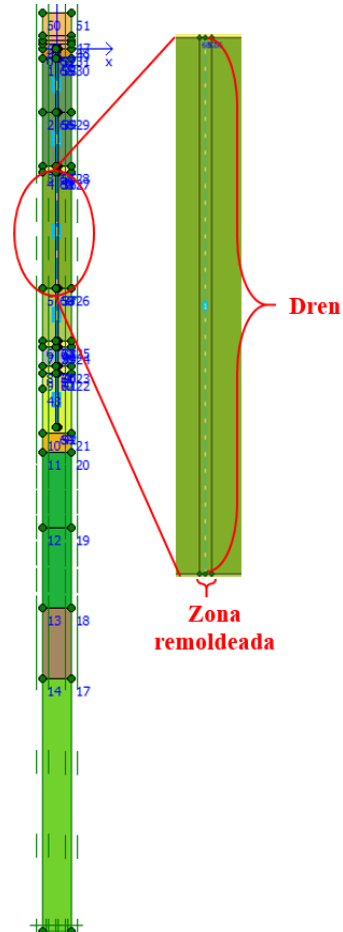


Figura 4.23 Geometría del modelo para la teoría de Indraratna y Redana, 1997 (dren prefabricado).

Posteriormente, se incluyen las condiciones iniciales de esfuerzo y de presión de poro mismas que son determinadas en base a los pesos específicos de cada estrato y a la posición del NAF (Figura 4.24).

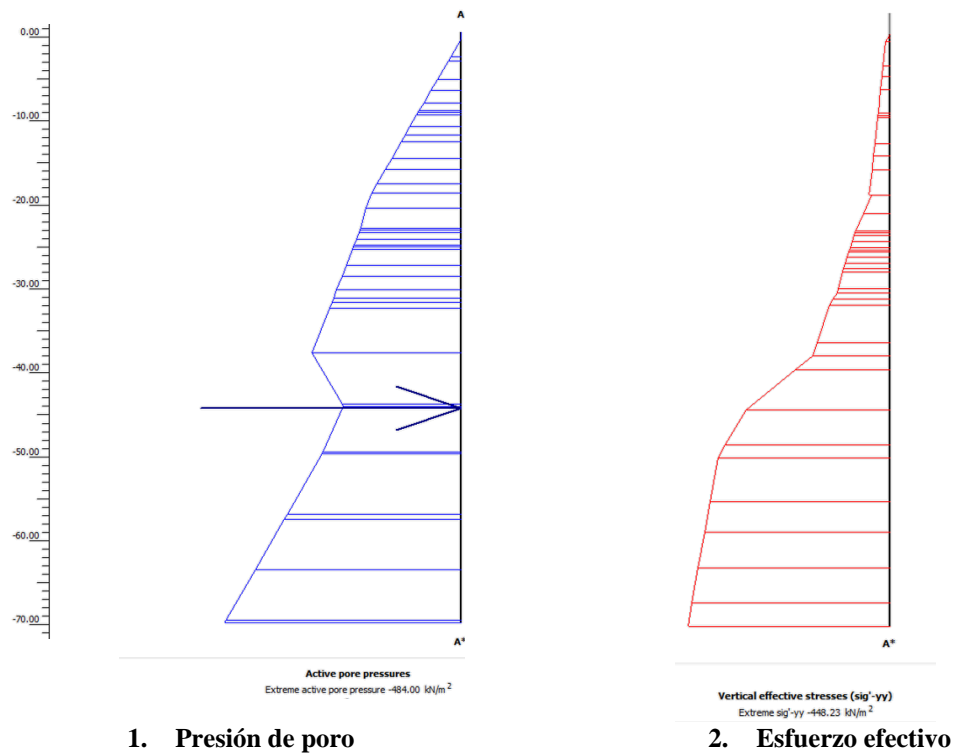


Figura 4.24 Condiciones iniciales de presión de poro y esfuerzos efectivos.

4.4.3 Análisis en estado plano de deformaciones

Un sistema de precarga con drenes verticales es de origen un problema tridimensional, sin embargo, en ocasiones representarlo y analizarlo de esta manera mediante el método de elemento finito puede generar conflictos en el uso de recursos computacionales. Algunas alternativas para estudiar su comportamiento es representarlo mediante un análisis axisimétrico, o bien, en un estado de deformación plana.

De acuerdo con las teorías estudiadas en el Capítulo 3 de la presente tesis, existen diferentes maneras de analizar un sistema de precarga con drenes verticales de arena o prefabricados en estado plano de deformaciones.

Así, para analizar un sistema con drenes verticales de arena se emplearon los siguientes criterios:

Caso A) Considerando una fila de drenes de arena como “pared infinita”.

Caso B) Calculo de la permeabilidad equivalente de los drenes de arena (Rodríguez, 2014).

Caso C) Calculo de la permeabilidad horizontal equivalente del suelo (Cheung *et al.*, 1991).

4.4.3.1 Caso A) Considerando filas de drenes de arena como “paredes infinitas”

Para representar el sistema de precarga con drenes verticales de arena en un estado de deformación plana se puede convertir la geometría de los drenes y su distribución en el sitio (Figura 4.25) por una geometría equivalente que represente el mismo problema.

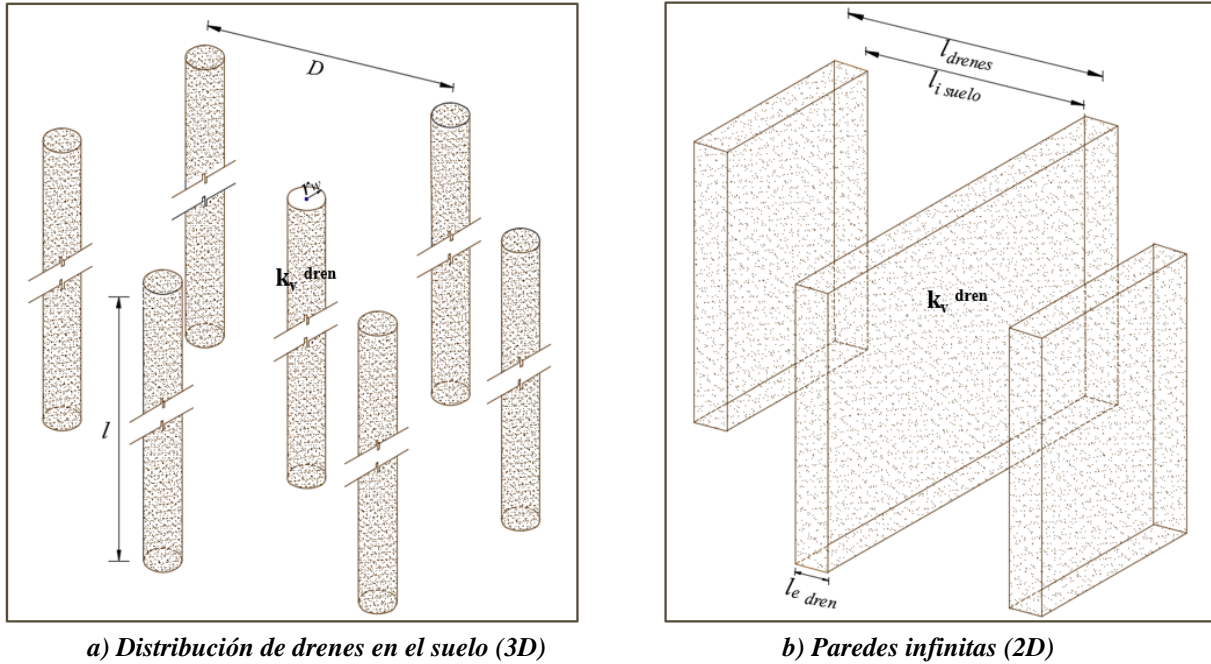


Figura 4.25 a) Distribución de drenes en el suelo en 3D y b) representación de drenes en 2D como paredes infinitas.

Los drenes de arena en 3D se encuentran a una separación entre ejes D de 3.0 m en un arreglo tresbolillo (triangular) por lo que en un sistema 2D se visualizarían elementos como “paredes infinitas” a una separación l_{drenes} de 1.5 m.

Para representar un sistema de drenes verticales de arena en 2D, es necesario determinar elementos con un ancho equivalente al plano de análisis $l_{e\ dren}$ y con una longitud perpendicular al plano de análisis infinita.

Tomando en cuenta que el radio del dren de arena r_w es de 0.2 m, el área del dren a_{dren} resulta:

$$a_{dren} = \pi * r^2 = 0.126\ m^2$$

El área del dren puede representarse por un cuadrado equivalente donde la longitud $l_{e\ dren}$ de cada uno de sus lados es ²:

$$l_{e\ dren} = \sqrt{a_{dren}} = 0.35\ m$$

² Comunicación personal (Rodríguez, 2014).

Por lo tanto, el ancho de influencia del suelo ($l_{i\text{ suelo}}$) del plano de análisis es²:

$$l_{i\text{ suelo}} = 1.50\text{ m} - 0.35\text{ m} = 1.15\text{ m}$$

En este caso se asignan la permeabilidad natural del suelo (Tabla 4.3) y la permeabilidad de los drenes de arena (Tabla 4.4) para los elementos suelo-“paredes infinitas”, respectivamente. Con los valores anteriores se obtuvieron los desplazamientos verticales en el suelo, durante el procedimiento constructivo y en un lapso de seis meses de reposo del terraplén.

En la Figura 4.26, se muestra la distribución de los desplazamientos totales calculados en la zona de drenes verticales de arena durante el sexto mes, en la misma, se observa un asentamiento máximo de 1.31 m y un desplazamiento mínimo de 0.10 m en la SAS 4.

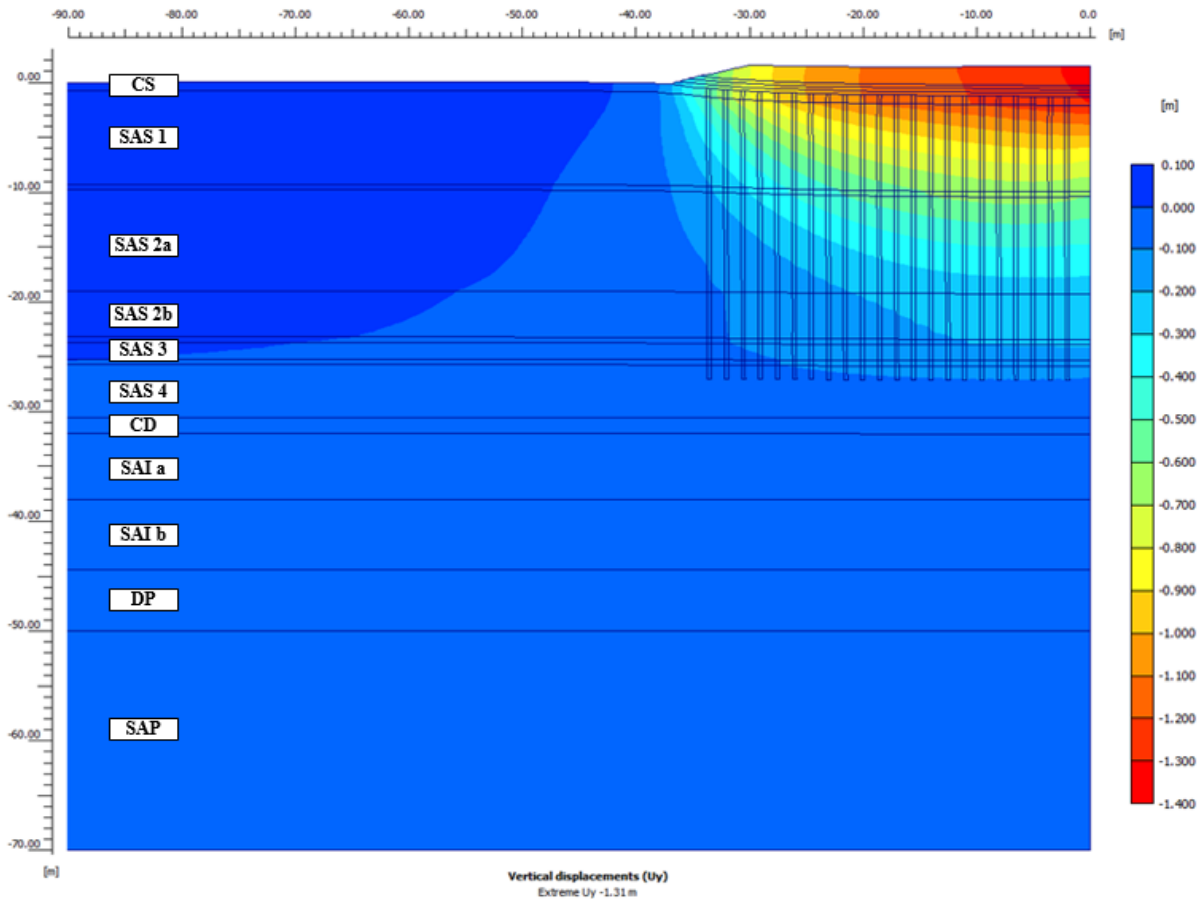


Figura 4.26 Distribución de desplazamientos verticales considerando los drenes como “paredes infinitas” (seis meses después de la colocación de la precarga).

4.4.3.2 Caso B) Cálculo de la permeabilidad equivalente de los drenes de arena (Rodríguez, 2014)

Para conocer la influencia de la permeabilidad del suelo en la permeabilidad del dren en un estado de deformación plana se propone calcular una permeabilidad equivalente de la siguiente manera²:

$$k_{eq}^{dren} = \frac{l_{edren}}{l_{drenes}} \cdot k_v^{dren} + \frac{l_{isuelo}}{l_{drenes}} \cdot k_h^{suelo} \quad (4.3)$$

donde:

- k_{eq}^{dren} permeabilidad equivalente de los drenes de arena.
- l_{edren} ancho equivalente del plano de análisis del dren.
- k_v^{dren} permeabilidad vertical del dren de arena.
- l_{isuelo} ancho de influencia del plano de análisis del suelo.
- k_h^{suelo} permeabilidad horizontal del estrato correspondiente.
- l_{drenes} distancia horizontal a ejes entre drenes.

Los coeficientes de permeabilidad equivalente k_{eq}^{dren} estimadas en cada estrato como se indicó previamente se indican en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5 Determinación de la permeabilidad equivalente k_{eq}^{dren}

Estrato	k_h^{suelo} m/día	k_v^{dren} m/día	k_{eq}^{dren} m/día
CS	8.6×10^{-01}	2.2	1.0
SAS 1	6.0×10^{-04}	7.9×10^{-01}	9.2×10^{-02}
Lente 1	1.0×10^{-03}	4.4×10^{-01}	5.2×10^{-02}
SAS 2a	6.0×10^{-04}	2.8×10^{-01}	3.3×10^{-02}
SAS 2b	6.0×10^{-04}	1.5×10^{-01}	1.8×10^{-02}
Lente 2	1.0×10^{-03}	1.3×10^{-01}	1.6×10^{-02}
SAS 3	6.0×10^{-04}	1.3×10^{-01}	1.6×10^{-02}
Lente 3	1.0×10^{-03}	1.0×10^{-01}	1.3×10^{-02}
SAS 4	6.0×10^{-04}	8.3×10^{-02}	1.0×10^{-02}

Con la geometría del sistema en 2D planteado en el Caso A (Figura 4.25) y con los valores de la permeabilidad equivalente de los drenes (Tabla 4.5), se obtuvieron los desplazamientos verticales en el suelo, durante el procedimiento constructivo y en un lapso de seis meses de reposo del terraplén.

² Comunicación personal (Rodríguez, 2014).

Se observa que al tomar en cuenta la influencia de la permeabilidad del suelo, la permeabilidad del dren disminuye, lo anterior se ve reflejado en la Figura 4.27 en donde se observa un asentamiento máximo de 1.25 m al centro del terraplén y desplazamientos de hasta 0.10 m en la SAS 4.

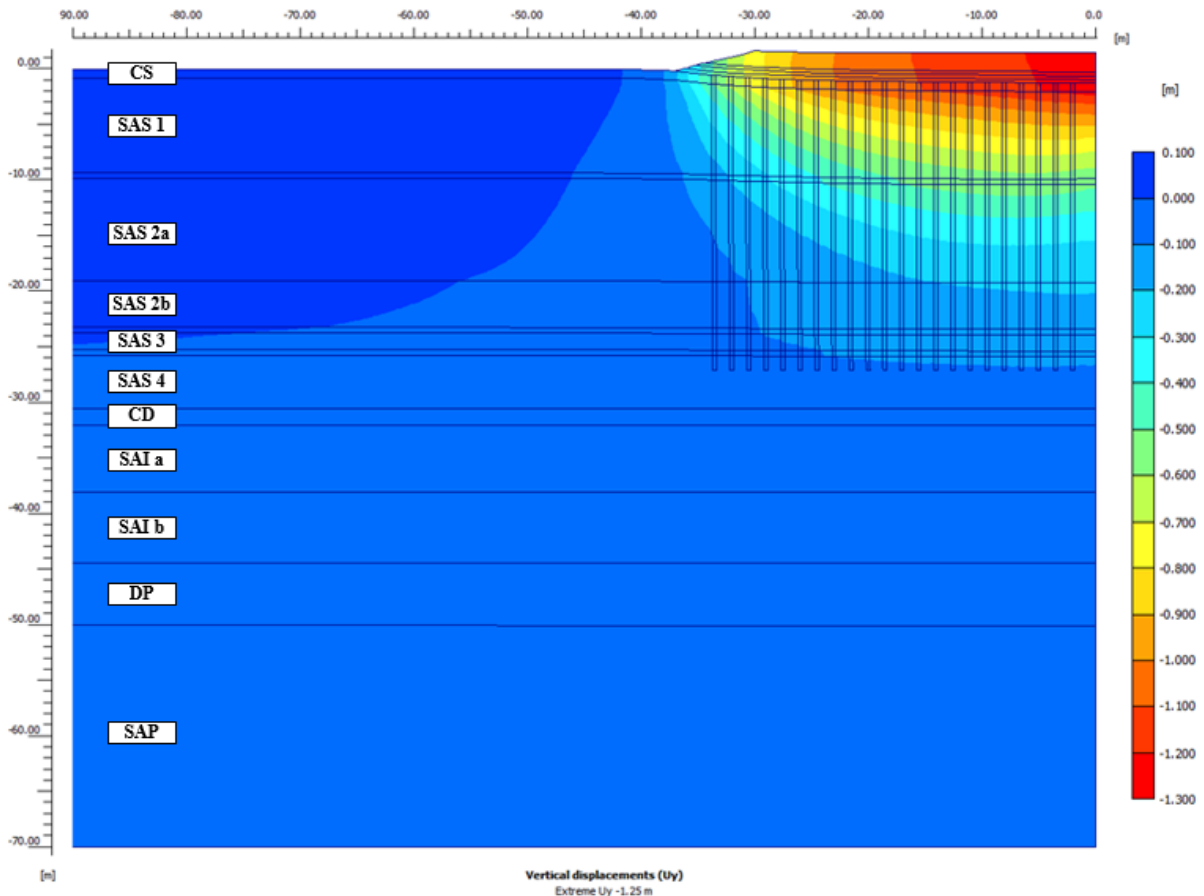


Figura 4.27 Distribución de los desplazamientos verticales empleando la teoría de Rodríguez, 2014 (seis meses después de la colocación de la precarga).

4.4.3.3 Caso C) Cálculo de la permeabilidad horizontal equivalente del suelo (Cheung et al., 1991)

Contrariamente al método utilizado anteriormente, en este caso, el cambio de permeabilidad para representar los drenes en estado plano de deformaciones se realiza en el suelo como se menciona en el Capítulo 3 (Inciso 3.5.2.2.1) y se conserva el valor de la permeabilidad de dren determinada en el laboratorio.

Tabla 4.6 Parámetros iniciales para la aplicación del método de Cheung *et al.* 1991

diámetro de influencia del dren ($1.13D$)	$d_c =$	3.39 m
diámetro del dren	$d_w =$	0.40 m
relación de diámetros (d_c/d_w)	$n =$	8.48
parámetro definido como $\ln(n)-0.75$	$F =$	1.39

Tabla 4.7 Parámetros del suelo y del dren

Estrato	k_v suelo m/día	k_h suelo m/día	k_v dren m/día
CS	8.6×10^{-01}	8.6×10^{-01}	2.2
SAS 1	2.0×10^{-04}	6.0×10^{-04}	7.9×10^{-01}
Lente 1	1.0×10^{-03}	1.0×10^{-03}	4.4×10^{-01}
SAS 2a	2.0×10^{-04}	6.0×10^{-04}	2.8×10^{-01}
SAS 2b	2.0×10^{-04}	6.0×10^{-04}	1.5×10^{-01}
Lente 2	1.0×10^{-03}	1.0×10^{-03}	1.3×10^{-01}
SAS 3	2.0×10^{-04}	6.0×10^{-04}	1.3×10^{-01}
Lente 3	1.0×10^{-03}	1.0×10^{-03}	1.0×10^{-01}
SAS 4	2.0×10^{-04}	6.0×10^{-04}	8.3×10^{-02}

Aplicando las ecuaciones 3.36 a 3.38 y considerando que el dren no presenta resistencia al drenaje ($G=0$), se obtienen las siguientes permeabilidades equivalentes en sentido horizontal del suelo:

Tabla 4.8 Permeabilidades equivalentes en sentido horizontal del suelo k_h equivalente

Estrato	L_i estrato m	λ	k_h equivalente m/día
CS	0.80	1.63	9.0×10^{-02}
SAS 1	8.50		6.0×10^{-05}
Lente 1	0.50		1.0×10^{-04}
SAS 2a	9.25		6.0×10^{-05}
SAS 2b	4.20		6.0×10^{-05}
Lente 2	0.50		1.0×10^{-04}
SAS 3	1.50		6.0×10^{-05}
Lente 3	0.50		1.0×10^{-04}
SAS 4	4.80		6.0×10^{-05}

Con la geometría del sistema en 2D planteado en el Caso A (Figura 4.25) y con los valores de la permeabilidad equivalente en sentido horizontal en cada estrato de suelo (Tabla 4.8), se obtuvieron los desplazamientos verticales en el suelo, durante el procedimiento constructivo y en un lapso de seis meses de reposo del terraplén.

Al aplicar la teoría de Cheung et al. (1991), se observa que la permeabilidad del suelo se reduce en un orden un orden de magnitud. En relación con la evolución de los asentamientos en el suelo, este método genera un asentamiento máximo de 1.22 m al centro del terraplén y desplazamientos de hasta 0.10 m en la SAS 4 (Figura 4.28).

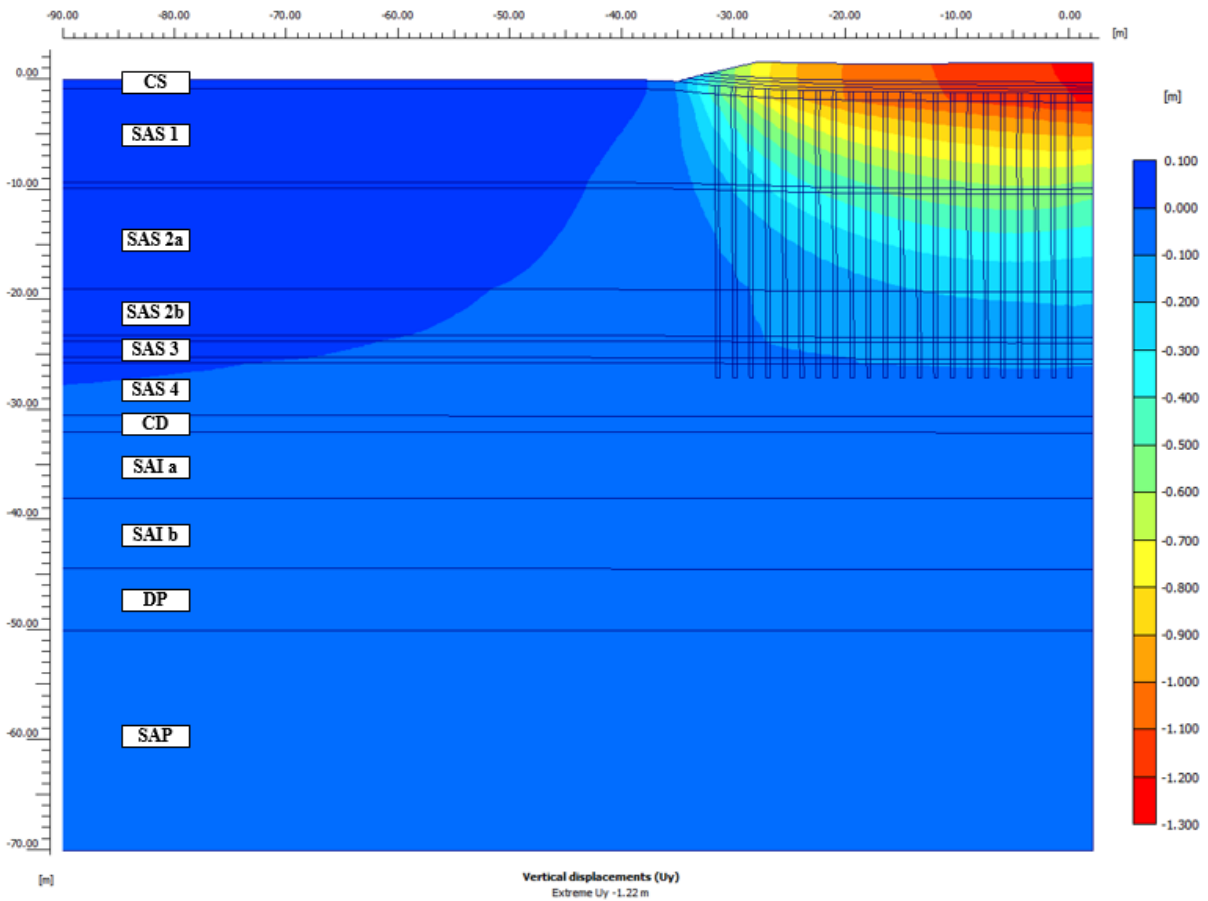


Figura 4.28 Distribución de los desplazamientos verticales empleando la teoría de Cheung *et al.*, 1991 (seis meses después de la colocación de la precarga).

4.4.4 Análisis axisimétrico

Para el análisis axisimétrico (Figura 4.29) se utilizaron las propiedades naturales de suelo (Tabla 4.3) así como los coeficientes de permeabilidad del dren determinados a partir de las pruebas de laboratorio efectuadas en esta tesis (Tabla 4.4).

Al igual que para los análisis en estado plano de deformaciones, en el análisis axisimétrico se representaron las distintas etapas de cálculo de acuerdo con lo descrito en el Inciso 4.3.3. Posteriormente, se dejó consolidar el suelo en un periodo de seis meses.

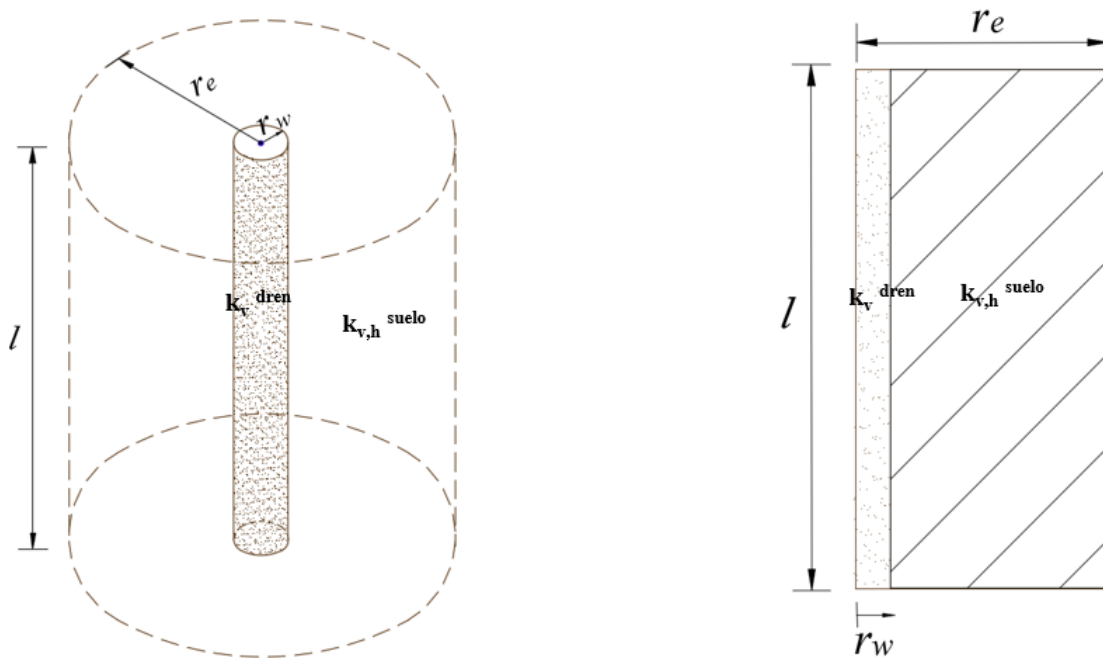


Figura 4.29 Análisis axisimétrico de un dren de arena.

Los resultados del análisis axisimétrico durante el sexto mes se presentan en la Figura 4.30. En la misma, se observa que el asentamiento máximo desarrollado es de 1.41 m, el cual es parecido al valor obtenido mediante el análisis por cambio de geometría (Inciso 4.4.3.1).

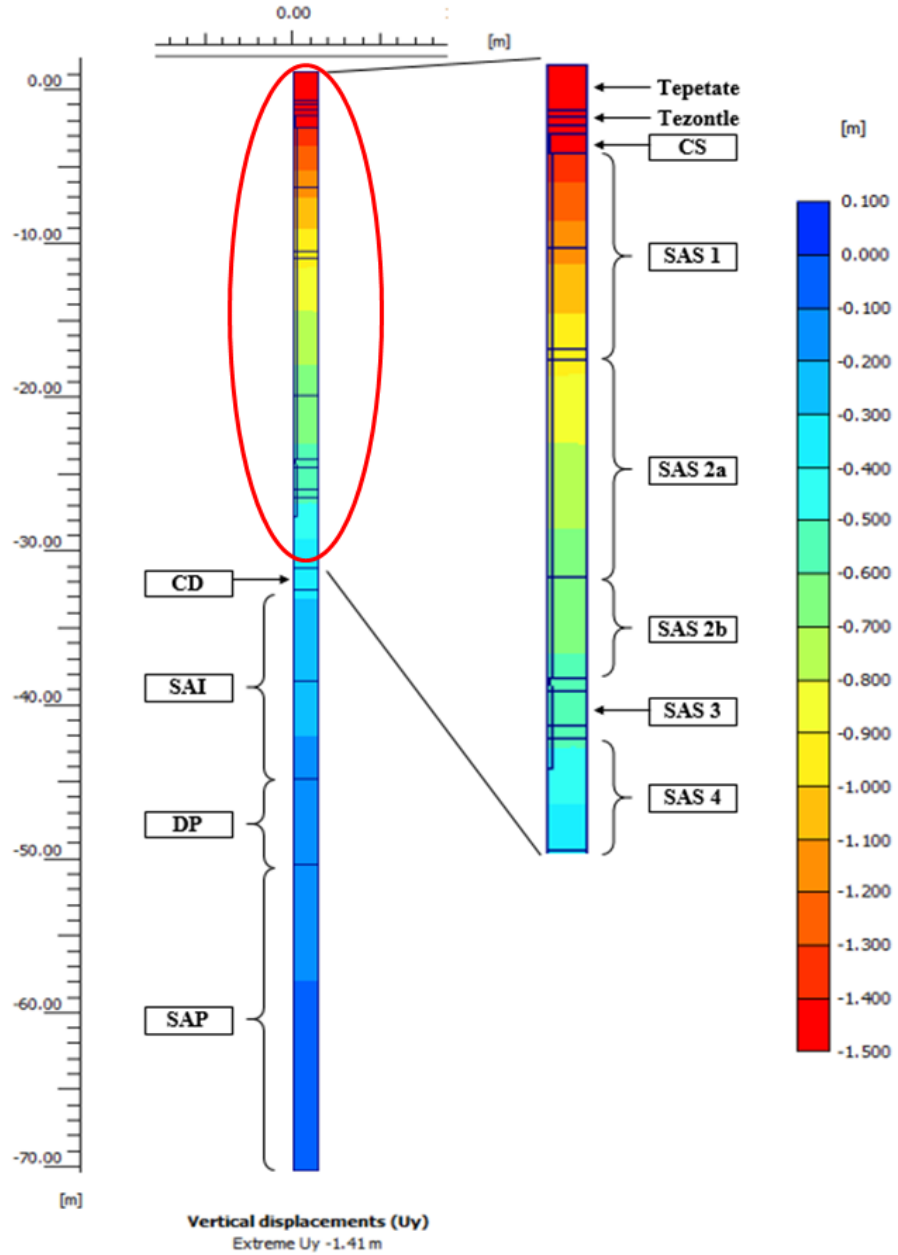


Figura 4.30 Distribución de los desplazamientos verticales mediante un análisis axisimétrico (seis meses después de la colocación de la precarga).

4.4.5 Resumen de resultados de los análisis efectuados

En la Figura 4.31 se presenta un resumen gráfico de los asentamientos obtenidos en la zona de drenes verticales de arena para cada análisis realizado: *Caso A*) considerando una fila de drenes de arena como “pared infinita”, *Caso B*) cálculo de la permeabilidad equivalente de los drenes de arena (Rodríguez, 2014), *Caso C*) cálculo de la permeabilidad horizontal equivalente del suelo (Cheung *et al.*, 1991) y *Caso D*) análisis axisimétrico.

En todos los casos analizados se observa que a partir del término de la construcción del terraplén con sobrecarga complementado con drenes de arena, el mayor porcentaje de asentamiento se desarrolló durante el primer mes de consolidación.

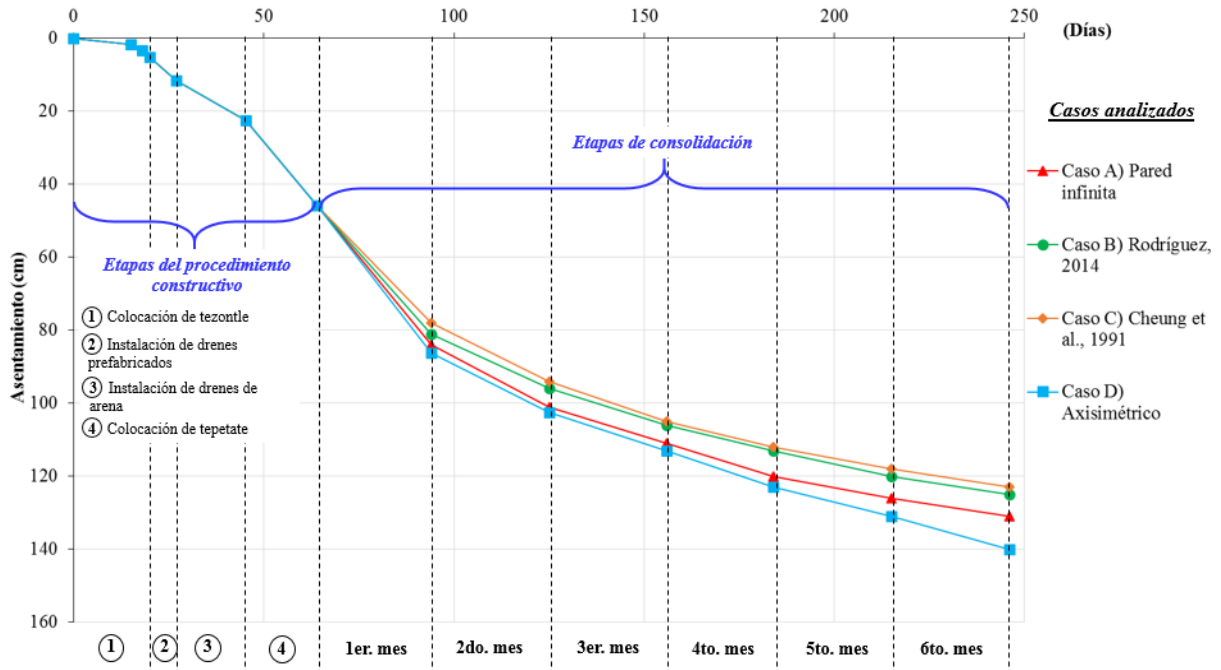


Figura 4.31 Desarrollo de asentamientos durante el procedimiento el procedimiento constructivo y seis meses después de la colocación de la precarga (zona de drenes de arena).

De acuerdo con la Tabla 4.9, se observa que transcurridos seis meses después de haber colocado la precarga (con sobrecarga) complementada con drenes de arena, el asentamiento máximo se obtuvo con el análisis axisimétrico. Por otra parte, se observa que al considerar la permeabilidad del suelo para el cálculo de una permeabilidad equivalente en estado plano de deformaciones (Caso A y Caso B) se obtienen asentamientos muy próximos entre sí durante la etapa de consolidación.

Tabla 4.9 Asentamientos máximos experimentados después de seis meses en la zona de drenes de arena.

Etapa	Asentamiento máximo (cm)			
	Estado plano de deformaciones			Caso D) Axisimétrico
	Caso A) "Paredes infinitas"	Caso B) Rodríguez, 2014	Caso C) Cheung <i>et al.</i> , 1991	
6to. mes	131	125	122	141

Además de los asentamientos, se determinaron los excesos de presión de poro durante el mismo periodo (construcción del terraplén de precarga y seis meses después) a 4, 9 y 18 m de profundidad.

En la Figura 4.32 se observa que una vez terminada la construcción del terraplén, el exceso de presión de poro a 4 m de profundidad es 42 kPa. En el Caso A, B y C el exceso de presión de poro se disipa hasta 30, 31 y 32 kPa al transcurrir seis meses, respectivamente; mientras que con el análisis axisimétrico el exceso de presión de poro desciende a 28 kPa.

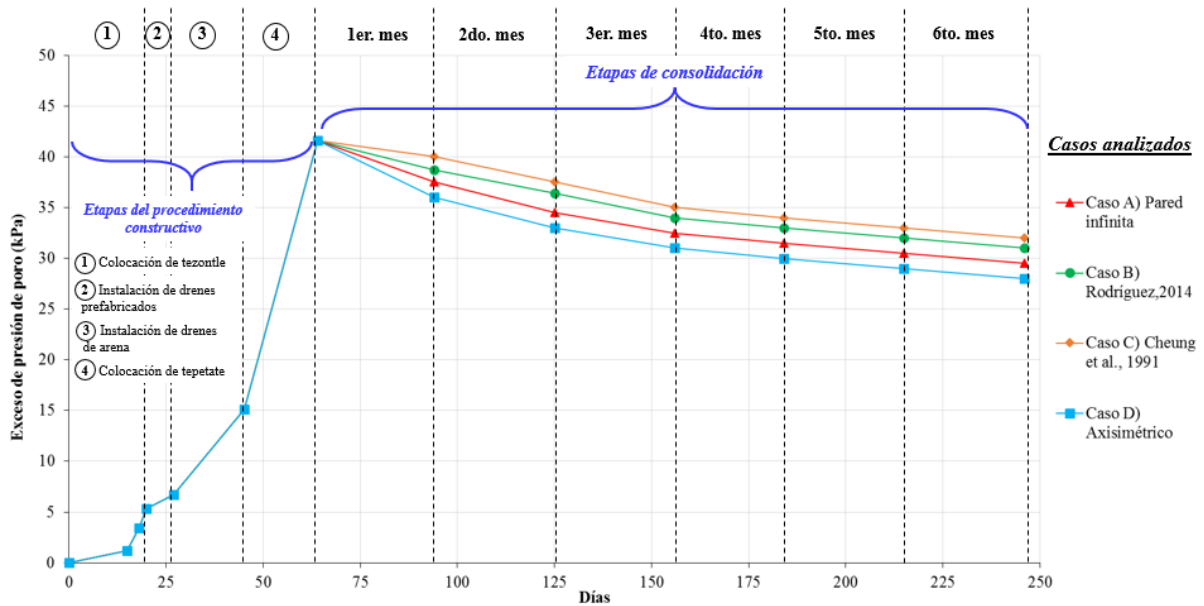


Figura 4.32 Exceso de presión de poro a 4 m de profundidad durante el procedimiento constructivo y seis meses después de la colocación de la precarga (zona de drenes de arena).

En la Figura 4.33 se aprecia que el exceso de presión de poro a 9 m de profundidad al finalizar la construcción del terraplén es 42 kPa. En los casos A, B y C el exceso de presión de poro se disipa hasta 31, 32 y 33 kPa al transcurrir seis meses, respectivamente; mientras que con el análisis axisimétrico el exceso de presión de poro desciende a 29 kPa.

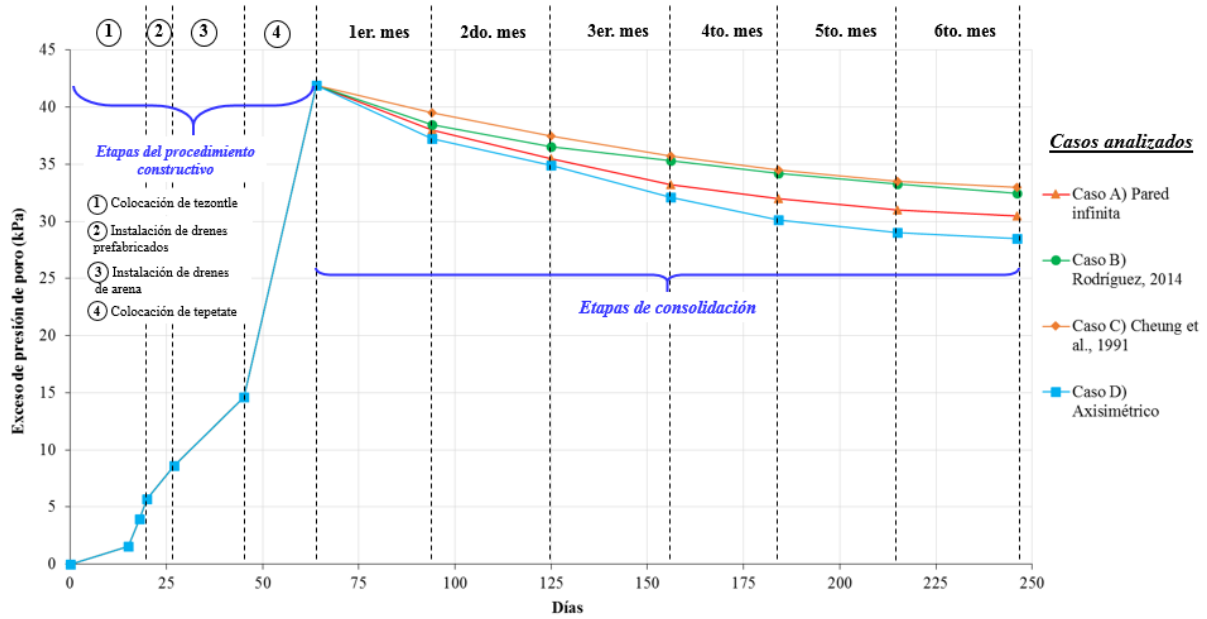


Figura 4.33 Exceso de presión de poro a 9 m de profundidad durante el procedimiento constructivo y seis meses después de la colocación de la precarga (zona de drenes de arena).

En la Figura 4.34 se presentan los resultados del exceso de presión de poro a 18 m de profundidad. En los casos A, B y C el exceso de presión de poro se disipa hasta 21, 24 y 25 kPa al transcurrir seis meses, respectivamente; mientras que con el análisis axisimétrico el exceso de presión de poro desciende a 19 kPa.

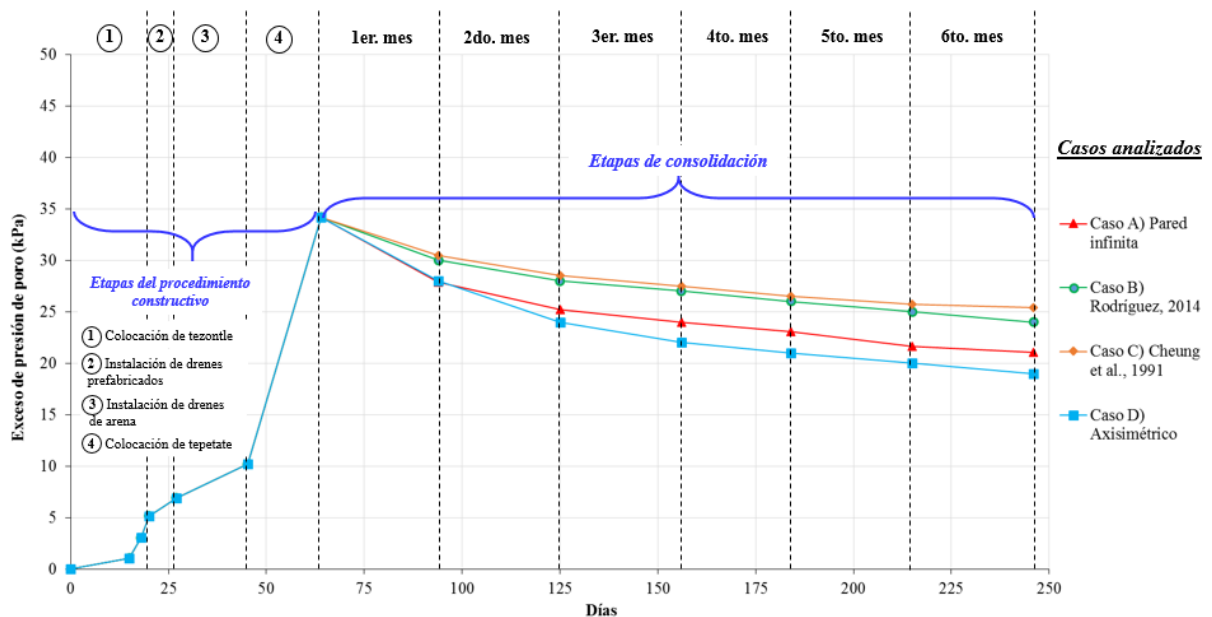


Figura 4.34 Exceso de presión de poro a 18 m de profundidad durante el procedimiento constructivo y seis meses después de la colocación de la precarga (zona de drenes de arena).

En la Tabla 4.10 se resumen los excesos de presión de poro obtenidos seis meses después de la colocación de la precarga (con sobrecarga) en la zona de drenes de arena. En los análisis en estado plano de deformaciones el exceso de presión de poro es similar para las diferentes condiciones analizadas (casos A, B y C) y a diferentes profundidades (4, 9 y 18 m). Se observa que la mayor disipación de la presión de poro se presenta en el caso axisimétrico.

Tabla 4.10 Asentamientos máximos experimentados después de seis meses de la colocación de la precarga (zona de drenes de arena).

Profundidad (m)	Exceso de presión de poro (kPa)			
	Estado plano de deformaciones			Caso D) Axisimétrico
	Caso A) "Paredes infinitas"	Caso B) Rodríguez, 2014	Caso C) Cheung <i>et al.</i> , 1991	
4	30	31	32	28
9	31	32	33	29
18	21	24	25	19

4.5 Modelado del sistema de precarga con drenes verticales prefabricados

4.5.1 Consideraciones generales

El sistema con drenes verticales prefabricados en estado plano de deformaciones se analiza de tres maneras:

Caso A) representar el sistema de drenes y el suelo sometido a mejoramiento como una sola área con una permeabilidad equivalente (k_{eq}), tomando en cuenta la conductividad hidráulica del dren, de la zona remodelada, en la zona no remodelada.

Caso B) determinar un coeficiente de permeabilidad vertical equivalente del suelo a mejorar ($k_v^{equivalente}$) aplicando la teoría de Chai *et al.* (2001).

Caso C) cálculo de la permeabilidad equivalente en sentido horizontal de la zona remodelada (k'_{hp}) y de la zona no remodelada (k_{hp}) utilizando la teoría de Indraratna y Redana (1997).

4.5.2 Análisis en estado plano de deformaciones

4.5.2.1 Caso A) Promedio pesado de las propiedades hidráulicas del suelo sometido a mejoramiento

Los drenes verticales prefabricados a emplear en el análisis se consideran en forma de banda (Figura 4.35). Debido a que este tipo de drenes son muy delgados para representarse en un medio, la hipótesis del cambio de geometría se basa en representar el suelo y los drenes como

un mismo elemento, para lo anterior es necesario considerar las propiedades hidráulicas del suelo, del dren y de la zona de remoldeo y representarlas como una propiedad equivalente.

En la Tabla 4.11 se presentan las características geométricas y la permeabilidad de los drenes prefabricados (McGown y Hughes, 1981).

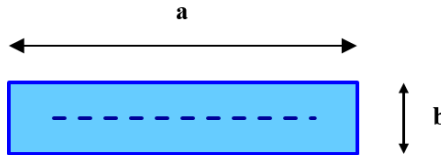


Figura 4.35 Sección transversal al eje longitudinal de un dren prefabricado (PVD).

Tabla 4.11 Geometría y conductividad hidráulica de un PVD.

Ancho	a =	0.095	m
Espesor	b =	0.005	m
Permeabilidad	k =	0.04	cm/s

Como primer paso se transforma la geometría de un dren en banda por un dren circular (Figura 4.36). Para lo anterior, se emplean las ecuaciones 3.26 a 3.30, obteniéndose los resultados presentados en la Tabla 4.12:

Tabla 4.12 Características de los drenes verticales prefabricados (PVD)

Autor (es)	d_w m	r_w m
Fellenius y Castonguay, 1985	0.025	0.012
Rixner <i>et al.</i> , 1986	0.050	0.025
Hansbo, 1987	0.064	0.032
Prandhan <i>et al.</i> 1993	0.043	0.022
Long y Covo, 1994	0.051	0.026

Se observa que el diámetro equivalente de un dren prefabricado varía de 0.02 a 0.06 m, sin embargo, si se realiza un promedio aritmético se obtiene un valor de 0.05 m de d_w que coincide con el resultado obtenido mediante la aplicación de la teoría de Long y Covo (1994) y Rixner *et al.* (1986). Por lo anterior, se propone un radio equivalente r_w :

$$r_w = 0.025 \text{ m}$$

Como se menciona en el capítulo 2, existen diversas ecuaciones que relacionan el radio de remodelo r_s con el radio del mandril r_m , sin embargo, si no se cuenta con las dimensiones del mandril se puede utilizar la ecuación (3.33) propuesta por Hansbo (1981). Aplicando la ecuación mencionada anteriormente, se obtiene:

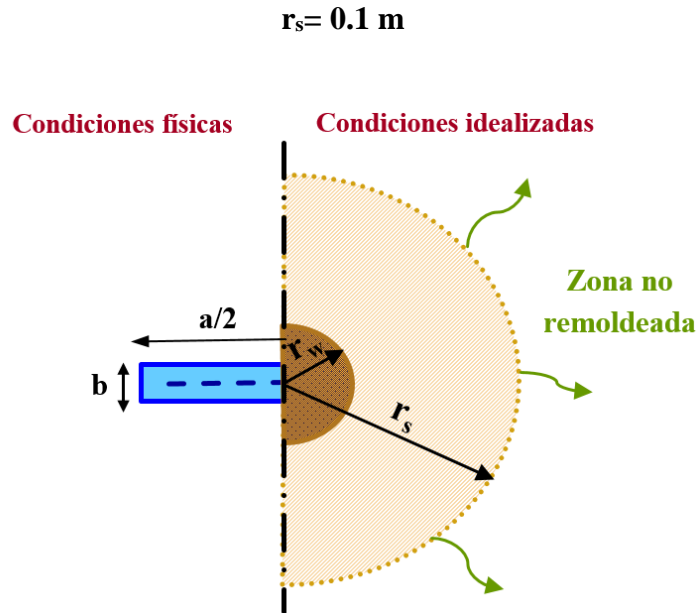


Figura 4.36 Transformación de un PVD a un dren circular.

En la Figura 4.37 se presenta el área de un dren PVD (a_{dren}) con su respectiva área remodelada ($a_{remoldeada}$). Para obtener una permeabilidad equivalente del suelo sometido a mejoramiento, se propone calcular un promedio pesado tomando en cuenta el área total ocupada por los drenes prefabricados (390 drenes), su respectiva área remodelada y el área sin remodelo (Tabla 4.13).

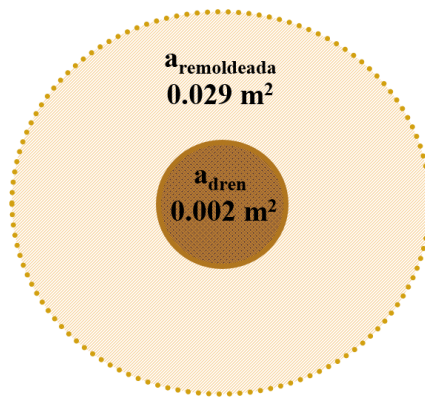


Figura 4.37 Área de un PVD y de su zona de remodelo.

Tabla 4.13 Áreas de los elementos del sistema de precarga con drenes verticales prefabricados

Elemento	Área unitaria m ²	Área total m ²
Área total de la superficie sometida a mejoramiento	-	1512.0
Dren prefabricado	0.002	0.78
Zona remoldeada	0.029	11.31
Zona sin remoldear	-	1499.91

Considerando en la zona de remoldeo una relación entre permeabilidad horizontal y vertical $k_h/k_s= 10$ (Indraratna y Redana, 1998) y aplicando la siguiente ecuación para obtener la permeabilidad horizontal equivalente del suelo:

$$k_h^{equivalente} = \frac{a_{drenes}}{a_t} \cdot k^{dren\ pre} + \frac{a_{remoldeo}}{a_t} \cdot k_s + \frac{a_{suelo}}{a_t} \cdot k_h^{suelo} \quad (4.4)$$

donde:

- $k_h^{equivalente}$ permeabilidad horizontal equivalente del suelo
- a_{drenes} área total de los drenes prefabricados
- $k^{dren\ pre}$ permeabilidad de un dren prefabricado
- a_t área total de la superficie sometida a mejoramiento
- $a_{remoldeo}$ área total de la zona de remoldeo
- k_s permeabilidad de la zona de remoldeo
- a_{suelo} área del suelo sin remoldeo y sin drenes
- k_h^{suelo} permeabilidad horizontal del suelo

Se obtienen las permeabilidades de la Tabla 4.14:

Tabla 4.14 Propiedades del suelo, dren prefabricado y permeabilidades equivalentes.

Estrato	k_v^{suelo} m/día	k_h^{suelo} m/día	$k^{dren\ pre}$ m/día	k_s m/día	$k_h^{equivalente}$ m/día
CS	8.6×10^{-01}	8.6×10^{-01}	$3.5 \times 10^{+03}$	8.6×10^{-02}	2.7
SAS 1	2.0×10^{-04}	6.0×10^{-04}		6.0×10^{-05}	1.8
Lente 1	1.0×10^{-03}	1.0×10^{-03}		1.0×10^{-04}	1.8
SAS 2a	2.0×10^{-04}	6.0×10^{-04}		6.0×10^{-05}	1.8
SAS 2b	2.0×10^{-04}	6.0×10^{-04}		6.0×10^{-05}	1.8
Lente 2	1.0×10^{-03}	1.0×10^{-03}		1.0×10^{-04}	1.8
SAS 3	2.0×10^{-04}	6.0×10^{-04}		6.0×10^{-05}	1.8
Lente 3	1.0×10^{-03}	1.0×10^{-03}		1.0×10^{-04}	1.8
SAS 4	2.0×10^{-04}	6.0×10^{-04}		6.0×10^{-05}	1.8

Se observa que al aplicar este método, la permeabilidad equivalente $k_h^{equivalente}$ de cada estrato se incrementa significativamente con respecto a la conductividad hidráulica natural del suelo. Con los valores presentados en la Tabla 4.14 se calcularon los desplazamientos durante el procedimiento constructivo y a lo largo de seis meses de reposo del terraplén, en la Figura 4.38 se presenta la distribución de los desplazamientos verticales en la zona de drenes verticales prefabricados durante el sexto mes.

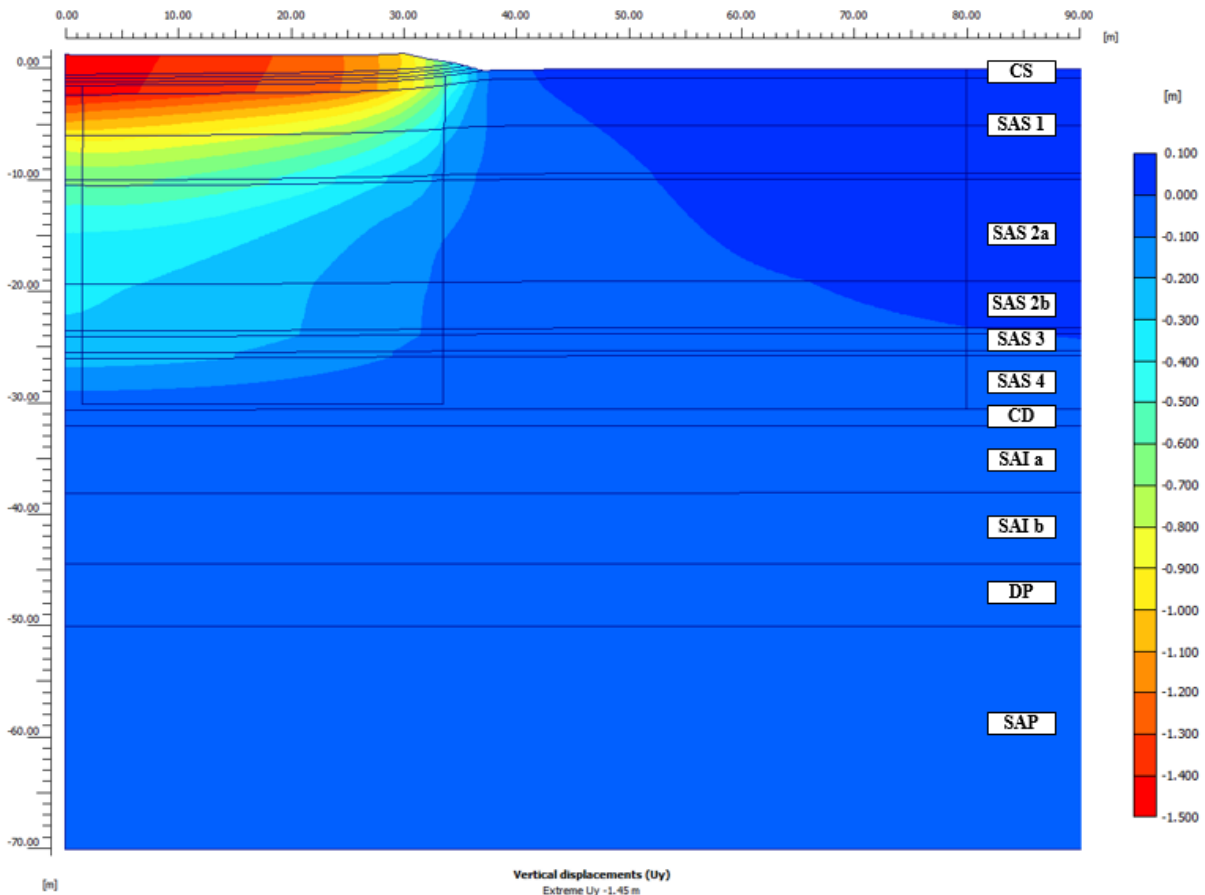


Figura 4.38 Distribución de desplazamientos verticales empleando un promedio pesado de las propiedades hidráulicas del suelo (seis meses después de la colocación de la precarga).

4.5.2.2 Cálculo de la permeabilidad equivalente vertical del suelo $k_v^{equivalente}$ utilizando la teoría de Chai *et al.*, 2001

La teoría de Chai *et al.* (2001) permite representar un medio con drenes verticales prefabricados como un área con permeabilidad vertical equivalente ($k_v^{equivalente}$). En la Tabla 4.15 se incluyen todas las variables necesarias para aplicar dicha teoría. Para este análisis se utilizó una relación de permeabilidades horizontal y de remoldeo $k_h/k_s = 10$ considerando los resultados obtenidos en ensayos de laboratorio por Indraratna y Redana (1998) y la investigación realizada por Chai *et al.* (1995) respecto a la capacidad de descarga q_w de los drenes verticales.

Considerando los parámetros relacionados con el comportamiento de los drenes prefabricados y al aplicar la ecuación (3.52), se obtienen las permeabilidades equivalentes mostradas en la Tabla 4.16. En la Figura 4.39 se presentan los desplazamientos totales desarrollados durante el sexto mes de consolidación.

Tabla 4.15 Parámetros relacionados con el comportamiento de los PVD en la teoría de Chai *et al.*, 2001

Diámetro del dren	d_w	0.05	m
k_h/k_s	k_h/k_s	10	
Diámetro de la zona de remoldeo	d_s	0.2	m
d_s/d_w	s	4.00	
Diámetro de la zona de influencia	d_e	2.26	m
d_e/d_w	n	45.65	
Capacidad de descarga	q_w	100	m ³ /año
Tipo de arreglo		Triangular	
Espaciamiento	D	2.0	m

Tabla 4.16 Valores de la permeabilidad equivalente k_v equivalente (Teoría de Chai *et al.*, 2001)

Estrato	k_v equivalente m/día
CS	8.7×10^{-01}
SAS 1	9.0×10^{-03}
Lente 1	2.1×10^{-02}
SAS 2a	9.0×10^{-03}
SAS 2b	9.0×10^{-03}
Lente 2	2.1×10^{-02}
SAS 3	9.0×10^{-03}
Lente 3	2.1×10^{-02}
SAS 4	9.0×10^{-03}

Al aplicar la teoría de Chai *et al.* (2001), se observa que la permeabilidad del suelo se incrementa en un orden un orden de magnitud. En relación con la evolución de los asentamientos en el suelo, este método genera un asentamiento máximo de 1.38 m al centro del terraplén y desplazamientos de hasta 0.10 m en la SAS 4 (Figura 4.28).

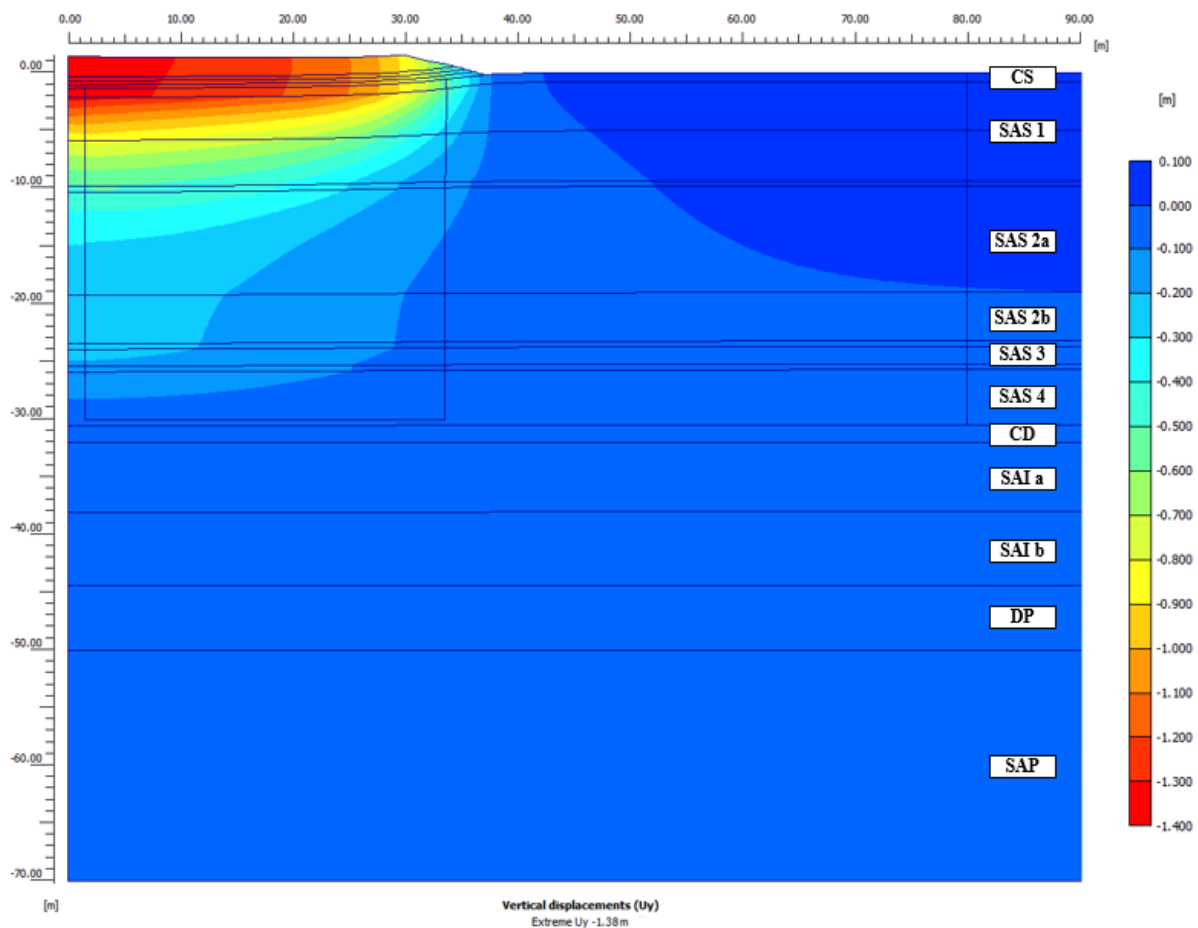


Figura 4.39 Distribución de desplazamientos verticales aplicando la teoría de Chai *et al.*, 2001 (seis meses después de la colocación de la precarga).

4.5.2.3 Cálculo de la permeabilidad equivalente horizontal de la zona remodelada k_{hp} y no remodelada k'_{hp} utilizando la teoría de Indraratna y Redana, 1997

Mediante la teoría desarrollada por Indraratna y Redana (1997) es posible calcular la permeabilidad equivalente del dren en sentido horizontal k_{hp} y de la zona remodelada k'_{hp} , por lo tanto, es posible representar geoméricamente ambas zonas.

Al aplicar la ecuación (3.50) considerando los parámetros relacionados con el comportamiento de los drenes prefabricados mostrados en la Tabla 4.17, se obtienen los valores de permeabilidad en sentido horizontal del suelo y de la zona de remodelo mostrados en la Tabla 4.18.

Tabla 4.17 Parámetros relacionados con el comportamiento de los PVD en la teoría de Indraratna y Redana, 1997.

d_s/d_w	s	4.00 m
mitad del ancho de elemento dren-suelo en estado plano de deformación	B	1.13 m
mitad del ancho del dren en estado plano de deformación	b_s	0.1 m
mitad del ancho de la zona de remoldeo en estado plano de deformación	b_w	0.025 m
d_c/d_w	n	45.57
coeficientes de conversión	α	0.49
	β	0.005

Tabla 4.18 Valores de la permeabilidad equivalente k_{hp} y k'_{hp} aplicando la teoría de Indraratna y Redana, 1997.

Estrato	k_{hp} m/día	k'_{hp} m/día
CS	1.9×10^{-01}	6.3×10^{-02}
SAS 1	1.3×10^{-04}	1.6×10^{-05}
Lente 1	2.2×10^{-04}	2.8×10^{-05}
SAS 2a	1.3×10^{-04}	1.6×10^{-05}
SAS 2b	1.3×10^{-04}	1.6×10^{-05}
Lente 2	2.2×10^{-04}	2.8×10^{-05}
SAS 3	1.3×10^{-04}	1.6×10^{-05}
Lente 3	2.2×10^{-04}	2.8×10^{-05}
SAS 4	1.3×10^{-04}	1.6×10^{-05}

En la Figura 4.40 se muestra la distribución de los desplazamientos totales en el suelo y se observa que el valor máximo obtenido durante un periodo de seis meses después de haber colocado la precarga es de 1.59 m

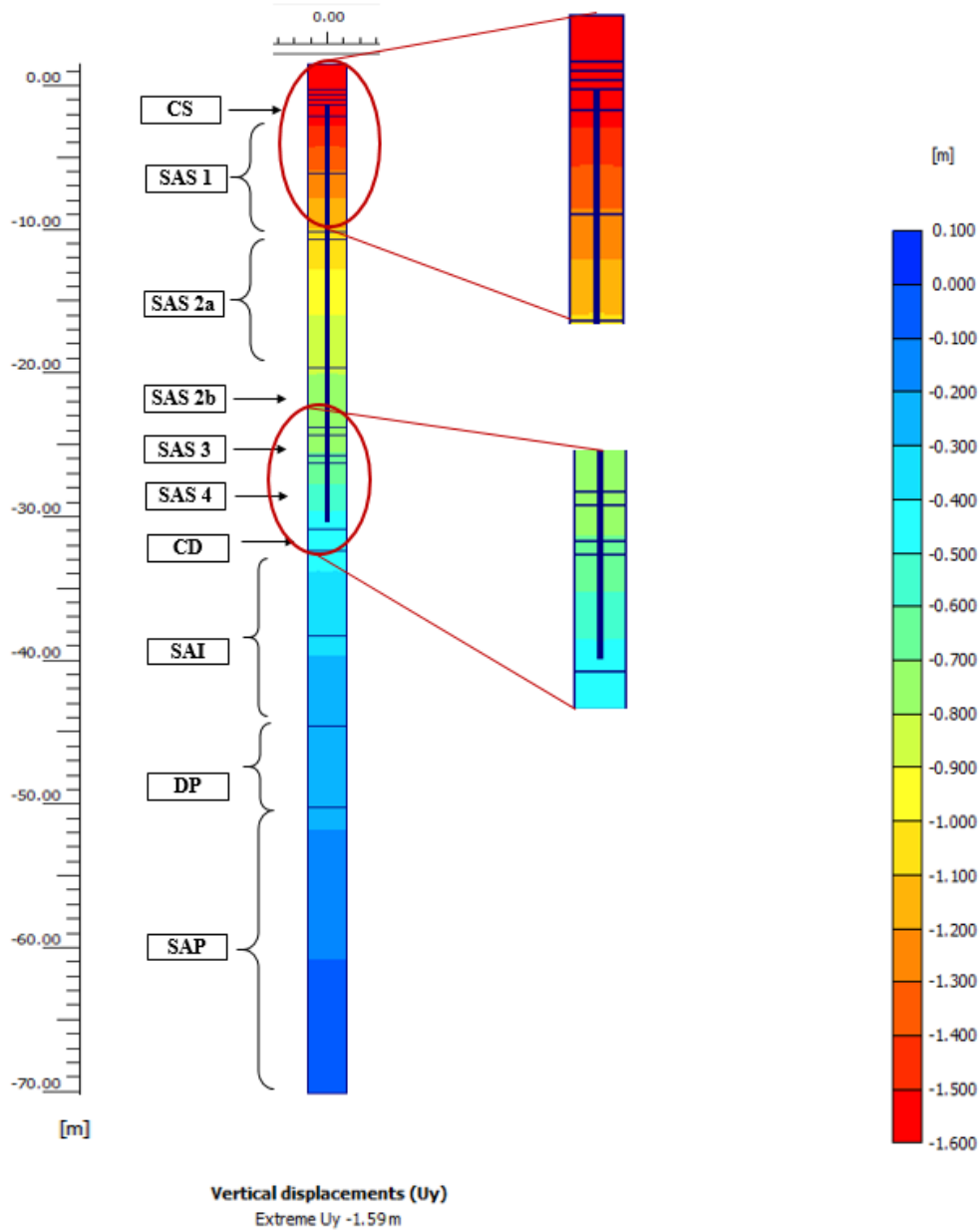


Figura 4.40 Distribución de desplazamientos verticales aplicando la teoría de Indraratna y Redana, 1997 (seis meses después de la colocación de la precarga)

4.5.3 Resumen de resultados de los análisis efectuados

Al igual que en el caso de la zona con drenes verticales de arena, en todos los casos analizados para la zona de drenes verticales prefabricados se observa que en el primer mes posterior al término de la construcción del terraplén se desarrolla el mayor porcentaje de asentamientos (Figura 4.41).

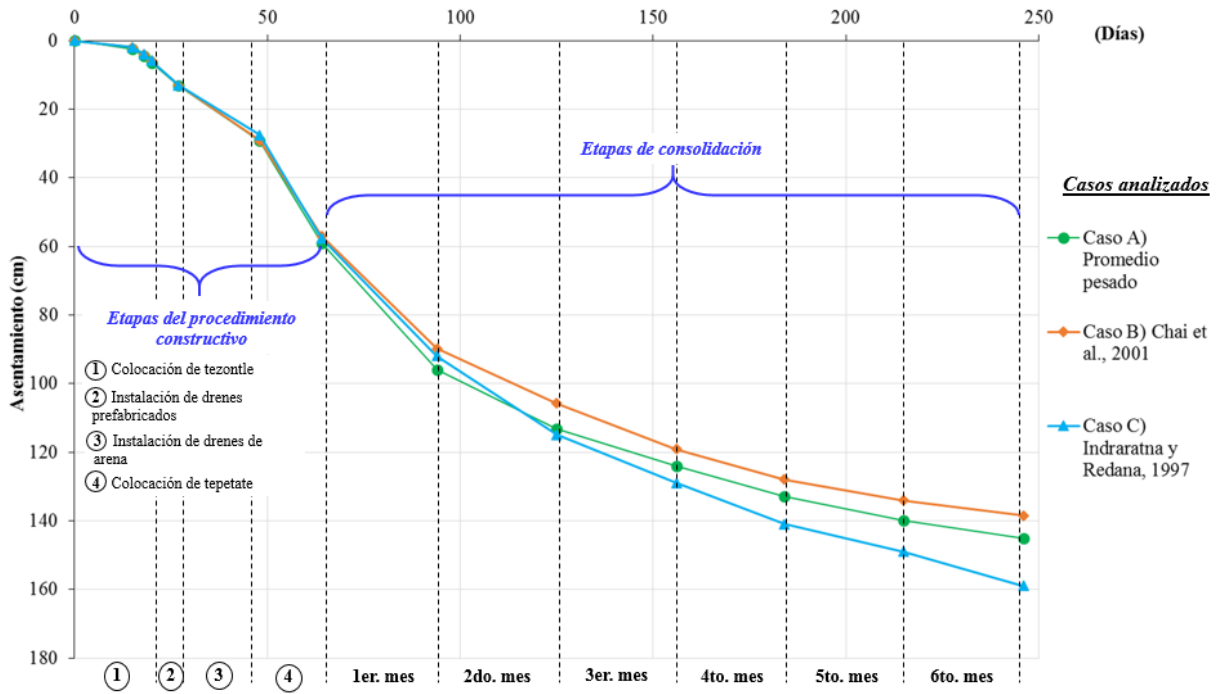


Figura 4.41 Desarrollo de asentamientos durante el procedimiento el procedimiento constructivo y seis meses después de la colocación de la precarga (zona de drenes prefabricados).

De acuerdo con la Tabla 4.19, se observa que transcurridos seis meses después de haber colocado la precarga (con sobrecarga) en la zona de drenes prefabricados, el asentamiento máximo alcanzado se obtuvo con la teoría de Indraratna y Redana (1997), mientras que el menor asentamiento se presentó con la teoría de Chai et al. (2001).

Tabla 4.19 Asentamientos máximos experimentados después de seis meses (zona de drenes prefabricados).

Etapa	Asentamiento máximo (cm)		
	Estado plano de deformaciones		
	Cambio de geometría y permeabilidad	Chai et al., 2001	Indraratna y Redana., 1997
6to. Mes	145	138	159

En la Figura 4.42 se observa que una vez terminada la construcción del terraplén, el exceso de presión de poro a 4 m de profundidad es de 35 kPa. Al transcurrir seis meses, en los casos de análisis A y C el exceso de presión de poro se disipa a 18 y 16 kPa, respectivamente, mientras que con el método de Chai et al. (2001) se disipa a 21 kPa.

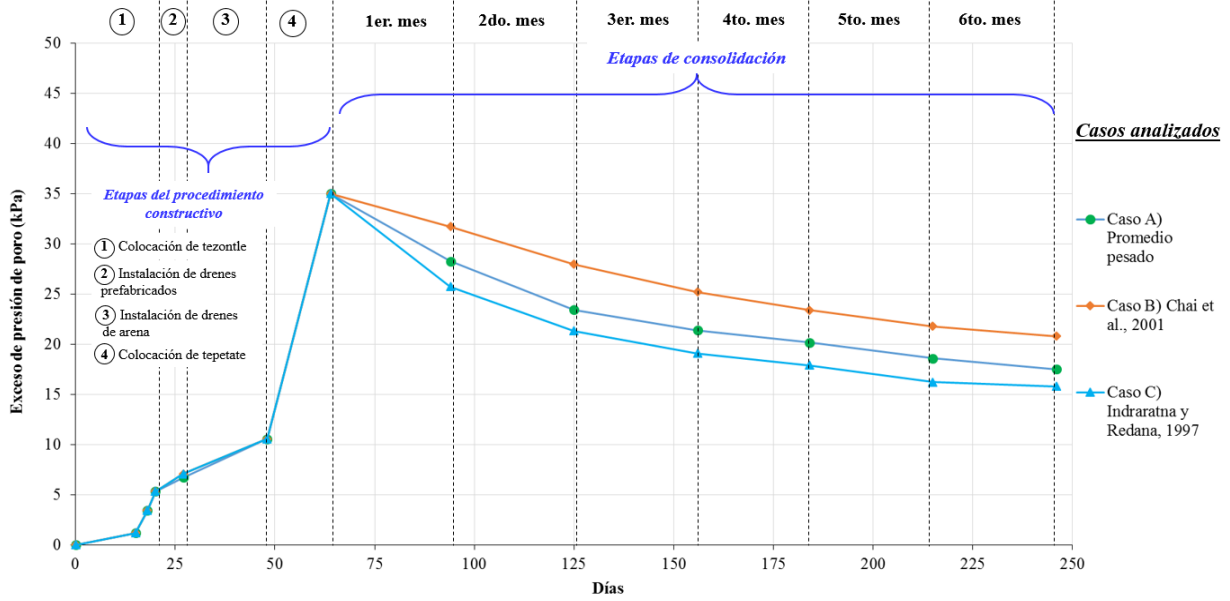


Figura 4.42 Exceso de presión de poro a 4 m de profundidad durante el procedimiento constructivo y seis meses después de la colocación de la precarga (zona de drenes prefabricados).

El exceso de presión de poro a 9 m de profundidad al finalizar la construcción del terraplén es de 35 kPa. En los casos A y C el exceso de presión de poro desciende a 15 kPa, mientras que del análisis con el método de Chai *et al.* (1991) el exceso de presión de poro desciende a 18 kPa (Figura 4.43).

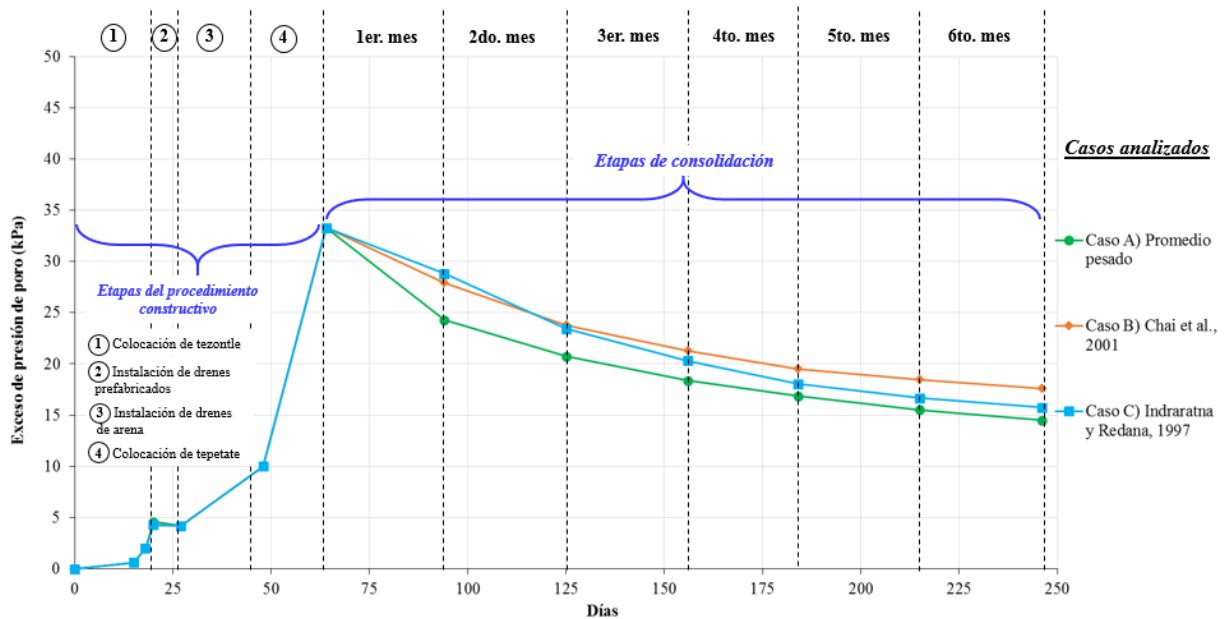


Figura 4.43 Exceso de presión de poro a 9 m de profundidad durante el procedimiento constructivo y seis meses después de la colocación de la precarga (zona de drenes prefabricados).

En la Figura 4.44 se presentan los resultados del exceso de presión de poro a 18 m de profundidad. Se observa que en los casos de análisis A y C el exceso de presión de poro disminuye de 27 kPa a 9 y 10 kPa, respectivamente. Por otra parte, al utilizar el método de Chai *et al.* (1991) el exceso de presión de poro desciende a 12 kPa.

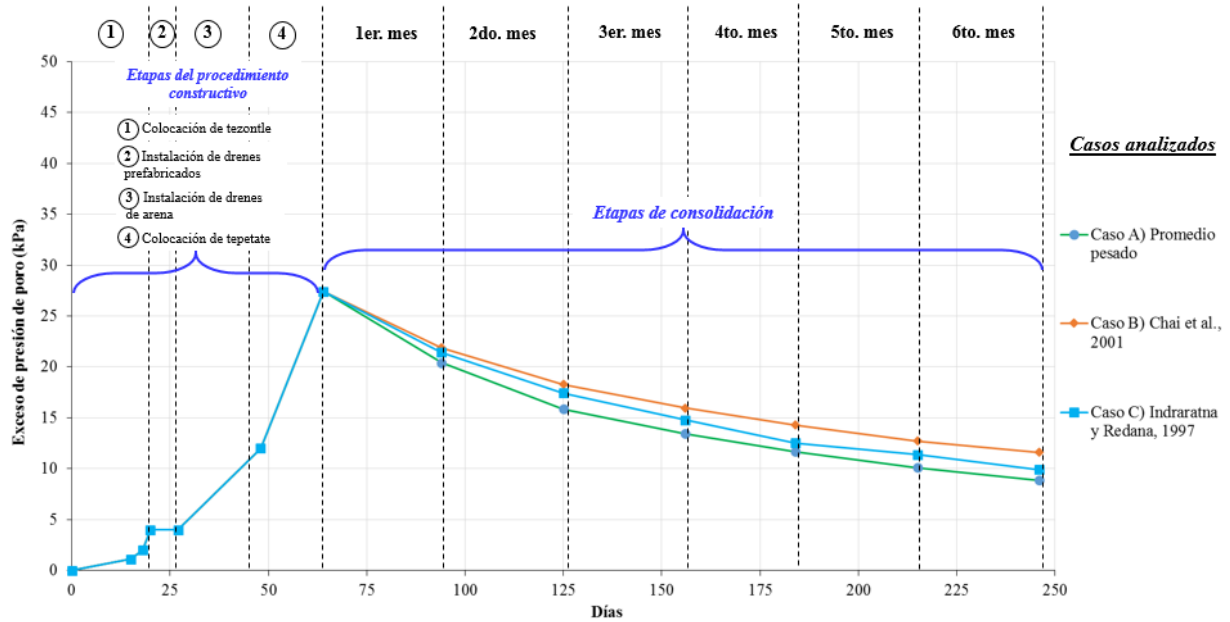


Figura 4.44 Exceso de presión de poro a 18 m de profundidad durante el procedimiento constructivo y seis meses después de la colocación de la precarga (zona de drenes prefabricados).

En la Tabla 4.20 se presenta el resumen de los excesos de presión de poro después de seis meses de la colocación de la precarga (más sobrecarga) en la zona de drenes prefabricados. Se observa que el exceso de presión de poro es similar para las diferentes condiciones analizadas (cambio de geometría y permeabilidad; Chai *et al.*, 2001; Indraratna y Redana, 1997) a diferentes profundidades (9 y 18 m), sin embargo, al emplear método de Indraratna y Redana (1997) a una profundidad de 4 m se presenta una exceso de presión de poro mayor en comparación con los otros métodos.

Tabla 4.20 Asentamientos máximos experimentados después de seis meses de la colocación de la precarga en la zona de drenes prefabricados.

Profundidad (m)	Exceso de presión de poro (kPa)		
	Estado plano de deformaciones		
	Caso A) Promedio pesado	Caso B) Chai <i>et al.</i> (2001)	Caso C) Indraratna y Redana, (1997)
4	18	21	16
9	15	18	15
18	9	12	10

4.6 Comentarios de los análisis efectuados

Para realizar las evaluaciones analíticas y numéricas, se definió un modelo geotécnico basado en resultados de pruebas de laboratorio, de campo y de referencias bibliográficas. También se establecieron condiciones iniciales de esfuerzo que se derivaron del propio modelo geotécnico. Se observó una ligera sobre-consolidación en la serie arcillosa superior (SAS-1 y SAS-2) ocasionada por grietas existentes en el suelo y por los periodos de lluvia y sequía. Por otra parte, las condiciones piezométricas del subsuelo se obtuvieron con base en resultados de monitoreo de campo que permitieron observar un abatimiento importante a partir de los 19 m de profundidad. Asimismo debido a las condiciones de depósito del suelo se consideró anisotropía en la permeabilidad, especialmente en las series arcillosas superior (SAS), inferior (SAI) y profunda (SAP).

El análisis y diseño del sistema de precarga tiene por objetivo el mejoramiento de suelo, para lo cual se requiere inducir asentamientos *a priori*. El caso de estudio consistió en proponer un sistema de precarga que indujera al máximo el grado de consolidación en un período de seis meses. Para este fin, se efectuaron evaluaciones analíticas mediante el programa ASENT desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Auvinet y Rodríguez, 2002, 2003) fundamentado en las teorías de Absi (1964) y de Barrón (1948) y considerando el efecto de sumersión (Auvinet, 1979). El programa ASENT permite calcular asentamientos y conocer el grado de consolidación en un período de tiempo determinado. En los análisis realizados, el sistema de precarga se diseñó mediante terraplenes compuestos por materiales aligerados, las cargas a transmitir fueron: carga máxima equivalente a la estructura definitiva (32.5 kPa), y carga máxima más una sobrecarga de 10 kPa (42.5 kPa).

De los resultados del análisis con ASENT se obtuvo lo siguiente:

- En el caso del terraplén sin sobrecarga se presentó un asentamiento máximo de 2.2 m, mientras que el terraplén con sobrecarga presentó un asentamiento máximo de 2.9 m en un periodo de 1,500 meses. Con lo anterior se concluyó que el uso de sobrecarga favorece el desarrollo de los asentamientos, sin embargo, el lapso en que se logra es muy largo.
- Con base en los resultados anteriores se propuso complementar el sistema de precarga con un sistema de drenes verticales de arena y prefabricados.

Una vez considerada la propuesta de un sistema de drenes, el dimensionamiento (separación, diámetro, longitud) de éstos se realizó con el programa ASENT. Los análisis se enfocaron en el estudio de terraplenes con sobrecarga, los cuales se describen en los siguientes párrafos.

Para los drenes de arena, se evaluó la variación del grado de consolidación con respecto al tiempo y con ello se obtuvo la separación adecuada de los drenes de arena. El estudio se realizó para diferentes separaciones (de eje a eje) de drenes ($s= 1$ a 5 m). A partir de estos análisis, se observó que con una separación de 3 m se puede alcanzar un 60 % del grado de consolidación primaria en seis meses, correspondiente a un asentamiento de 1.7 m. Esta separación concuerda con las recomendaciones realizadas por Casagrande y Poulos (1969). La dimensión de los drenes de arena fue de 0.40 m de diámetro y con una longitud de 27 m a partir del Nivel del Terreno Natural (NTN); esta longitud tiene la finalidad de evitar que a largo plazo los drenes toquen la Capa Dura provocando asentamientos diferenciales en la superficie.

Con respecto a los drenes prefabricados, el análisis se realizó considerando drenes tipo “banda” (sección transversal rectangular) en un arreglo tresbolillo con una separación establecida de 2 m y una profundidad de desplante de 30 m a partir del NTN. Para conocer la influencia del diámetro equivalente en el cálculo de asentamientos, se analizaron tres diferentes teorías: Hansbo (1987), Rixner (1986) y Prandhan *et al.* (1993). Se obtuvo que la elección de la teoría para determinar dicho diámetro, influye directamente en el tiempo para alcanzar un mismo grado de consolidación. Por tanto el diámetro a utilizar se consideró como un promedio de los diámetros equivalentes establecidos en la literatura.

Los análisis numéricos por medio del Método del Elemento finito (MEF) en dos dimensiones proporcionaron una herramienta útil para estudiar cómo afectan las propiedades hidráulicas y geométricas en el cálculo de asentamientos del suelo en un cierto período de tiempo. La modelación numérica del sistema de precarga con drenes verticales se realizó a través del programa PLAXIS® (versión 9.0) tomando en cuenta los aspectos que se comentan a continuación.

Con respecto a las propiedades del suelo y a los drenes verticales de arena se estableció lo siguiente:

De acuerdo con las propiedades índice y mecánicas de compresibilidad de los estratos de arcilla (SAS, SAI, SAP) se previó que gran parte de los asentamientos provocados por el sistema de precarga con drenes verticales se origina en dichos estratos. Debido a esto, se consideró adecuado representar el comportamiento de este suelo con el modelo constitutivo *Soft Soil* (Brinkgreve, 1994). Los estratos rígidos con una mayor resistencia al esfuerzo cortante como son: la Costra Superficial, Capa Dura y Depósitos Profundos, se propuso representarlos con el modelo *Mohr Coulomb*.

El análisis numérico del sistema de precarga con drenes verticales se realizó en estado plano de deformaciones (drenes de arena y prefabricados) y en axisimetría (drenes de arena). Se estableció una secuencia constructiva basada en: 1) construcción de una plataforma de trabajo de 1 m de tezontle, posteriormente 2) la instalación de los drenes prefabricados y de arena y 3) colocar, por etapas, una capa de tepetate de 1.8 m de espesor.

En el caso de los drenes de arena la permeabilidad se determinó con base en la interpretación de pruebas de laboratorio. Se realizaron estas pruebas en permeámetros de pared rígida y flexible en materiales de banco próximos a la zona de estudio, el procedimiento de los ensayos y los resultados obtenidos se presentan en el Anexo A de este trabajo. Los resultados permitieron conocer la variación de la permeabilidad de los materiales en función del esfuerzo confinante y con ello elegir el material con una mayor permeabilidad.

La conductividad hidráulica (k_v^{dren}) del dren de arena para diferentes profundidades, se determinó a partir de la gráfica *permeabilidad – esfuerzo confinante* del material más permeable y del estado inicial de esfuerzos del suelo.

La permeabilidad del dren prefabricado, se consideró de acuerdo con lo sugerido por los autores McGown y Hughes (1981).

Con respecto a la modelación numérica del sistema se consideró lo siguiente:

Para estudiar el comportamiento del sistema en un cierto período de tiempo, los análisis se realizaron en dos etapas:

- a) Durante la construcción del terraplén de precarga y del sistema de drenes: se calcularon desplazamientos y exceso de presión de poro
- b) Después de la construcción: se calcularon desplazamientos y disipación de la presión de poro en un período de seis meses.

La simulación del proceso de consolidación provocada por los drenes se realizó de la siguiente forma:

Drenes de Arena

1. Análisis de deformación plana.

Caso A) Considerando una fila de drenes de arena como “pared infinita”.

Caso B) Cálculo de la permeabilidad equivalente de los drenes de arena (Rodríguez, 2014).

Caso C) Cálculo de la permeabilidad horizontal equivalente del suelo (Cheung *et al.*, 1991).

2. Análisis axisimétrico. Este análisis se realizó conservando la geometría del dren.

Drenes Prefabricados

3. Análisis de deformación plana.

Caso A) representar el sistema de drenes y el suelo sometido a mejoramiento como una sola área con una permeabilidad equivalente (k_{eq}), tomando en cuenta la conductividad hidráulica del dren, de la zona remoldeada, en la zona no remoldeada.

Caso B) determinar un coeficiente de permeabilidad vertical equivalente del suelo a mejorar ($k_v^{equivalente}$) aplicando la teoría de Chai *et al.* (2001).

Caso C) cálculo de la permeabilidad equivalente en sentido horizontal de la zona remoldeada (k'_{hp}) y de la zona no remoldeada (k_{hp}) utilizando la teoría de Indraratna y Redana (1997).

De los análisis numéricos realizados se obtuvo lo siguiente:

Drenes de Arena

De los casos analizados, el asentamiento máximo después de seis meses de la colocación de la precarga (más sobrecarga) se presenta cuando se analiza un dren de arena en estado axisimétrico.

Al emplear las teorías de Rodríguez (2014) y Cheung et al. (1991) para el análisis en estado plano de deformaciones, los asentamientos presentados a lo largo de seis meses son similares.

La disipación de la presión de poro calculada en los análisis en estado plano de deformación y axisimétrico presenta variaciones importantes a lo largo de 6 meses a una profundidad de 18 m y una menor variación a las profundidades de 4 y 9 m.

Drenes Prefabricados

Los resultados de este análisis muestran que el asentamiento máximo se presenta cuando se emplea la teoría de Indraratna y Redana (1997) y son mínimos cuando se aplica la teoría de Chai et al. (2001).

Respecto a la presión de poro al final de seis meses, los tres métodos empleados para representar la zona de drenes prefabricados presentan disipaciones de presión de poro similares, con excepción a los 4 m de profundidad.

Con base en la investigación bibliográfica y los resultados de las evaluaciones analíticas y numéricas realizadas en la presente tesis, se propone una metodología para el análisis y diseño de sistemas de precarga con drenes verticales de arena y prefabricados con la finalidad de proporcionar una guía útil que ayude a futuras investigaciones.

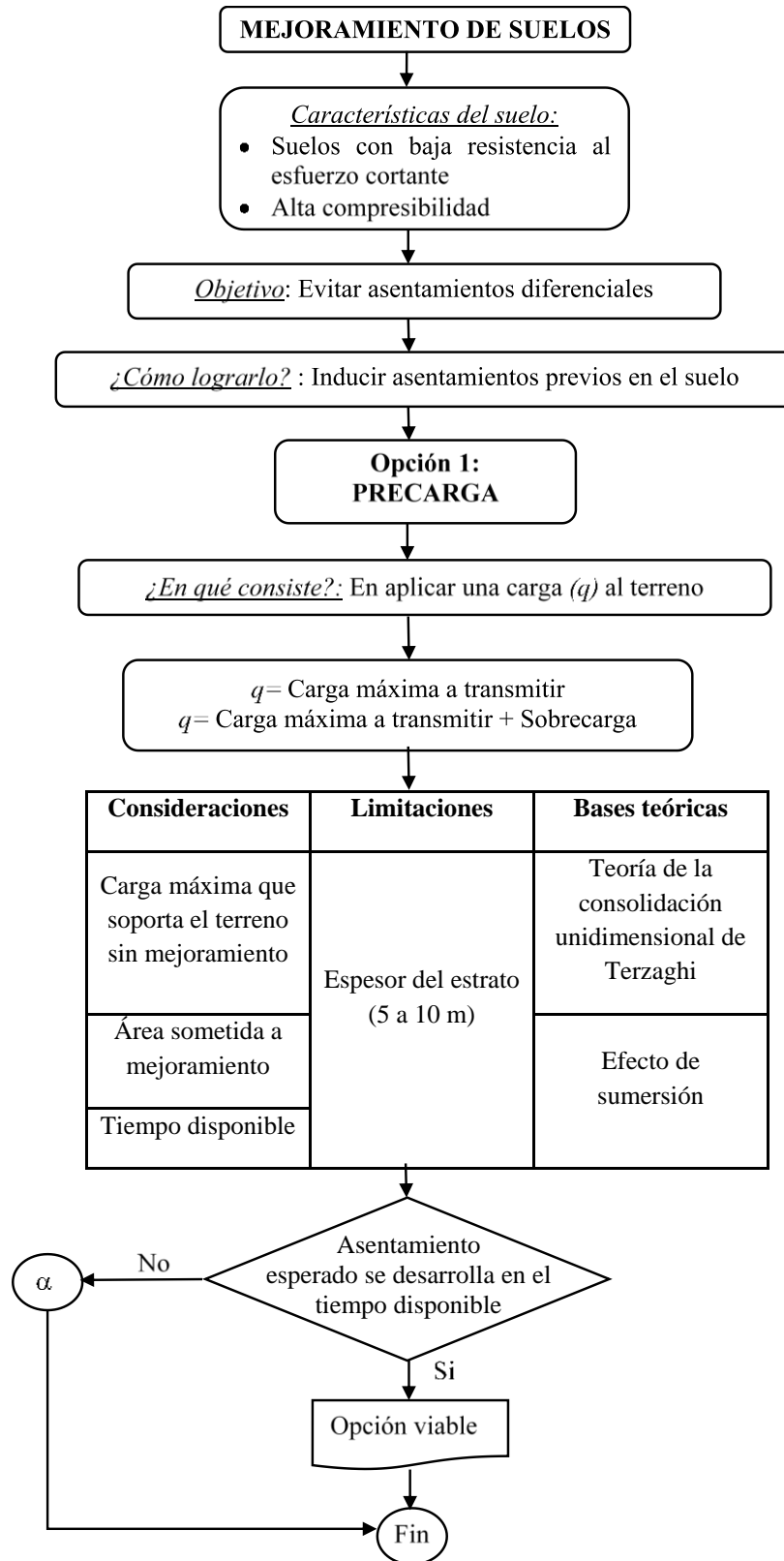


Figura 4.45a Metodología para el análisis y diseño de sistemas de precarga con drenes verticales para obras en suelos blandos.

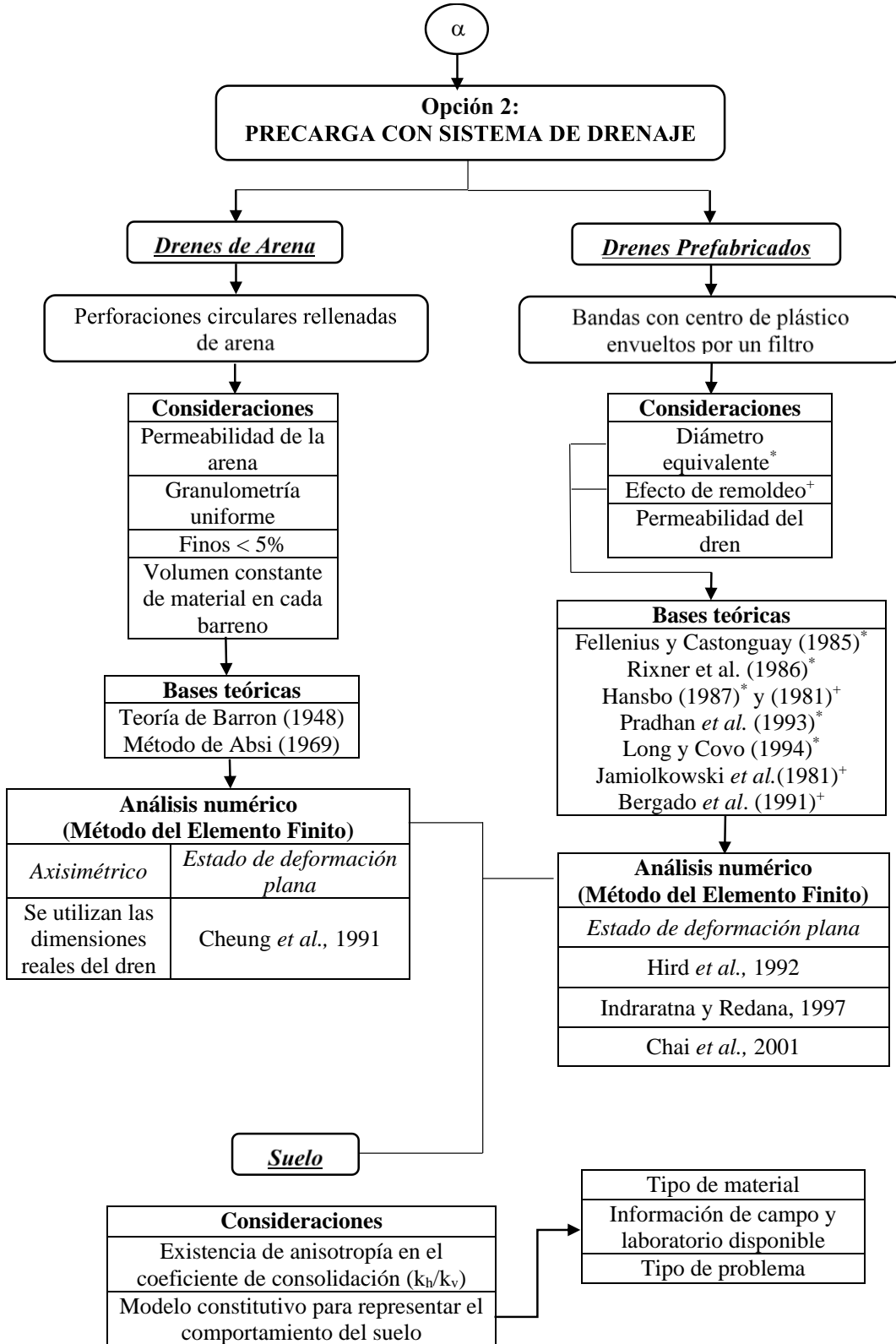


Figura 4.46a Metodología para el análisis y diseño de sistemas de precarga con drenes verticales para obras en suelos blandos.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El objetivo de este trabajo fue proponer una metodología para el análisis y diseño de un sistema de precarga con drenes verticales de arena y prefabricados. La metodología se basó en la aplicación de métodos analíticos y numéricos. El primer método permitió dimensionar el sistema de precarga, así como la longitud y separación de drenes. El segundo método se utilizó para estudiar la influencia de las propiedades hidráulicas y geométricas equivalentes en los desplazamientos y en la disipación de la presión de poro.

Con base en los resultados de los análisis realizados, se concluye lo siguiente:

- El sistema de precarga con sobrecarga ayuda a acelerar el proceso de consolidación, sin embargo, antes de considerarlo como una opción viable de mejoramiento de suelo, es necesario evaluar si el grado de consolidación requerido se obtiene en el tiempo disponible, de lo contrario, es recomendable complementarlo con un sistema de drenaje. El sistema de precarga con drenaje puede construirse con dos tipos de drenes: de arena y prefabricados.
- Especial énfasis debe darse a la magnitud de la precarga y la geometría del dren (diámetro y longitud). Los factores que intervienen principalmente en el rendimiento de un dren de arena son: la permeabilidad del material con el que se construye y la separación entre cada elemento. En caso de que el material con el que se vayan a construir los drenes de arena no cumpla con la recomendación de un máximo de 5% de finos, es importante evaluar la permeabilidad del mismo mediante pruebas de laboratorio (permeámetro de pared rígida y permeámetro de pared flexible), lo anterior con la finalidad de conocer hasta qué esfuerzo confinante el material puede comportarse como un suelo grueso o fino. Por otra parte, en el caso de los drenes de arena el efecto de remoldeo se considera mínimo debido a su procedimiento constructivo.
- En este estudio se consideró que los factores que intervienen en el rendimiento de un dren prefabricado son: la separación entre cada elemento, la permeabilidad del dren, el

diámetro equivalente y el efecto de remoldeo. De acuerdo con los cálculos realizados en la primera etapa de análisis, se observó que es importante la selección de la teoría para representar el diámetro equivalente de un dren tipo banda (prefabricado), debido a que influye directamente para alcanzar el grado de consolidación deseado.

- Para representar el comportamiento de los drenes de arena en estado plano de deformaciones mediante el MEF, se observó que al tomar en cuenta la conductividad hidráulica del dren de arena en el cálculo de la permeabilidad equivalente k_{eq}^{dren} (Rodríguez, 2014) y $k_n^{equivalente}$ (Chai *et al.*, 1991), se obtienen resultados similares en un período de seis meses después de haber colocado el terraplén de precarga.
- Para representar el comportamiento de los drenes prefabricados mediante el MEF, la teoría de Chai *et al.* (2001) permite representar la zona de mejoramiento como un área con permeabilidad equivalente en sentido vertical ($k_v^{equivalente}$), además de considerar el atasco de material fino que se puede presentar a largo plazo en el canal de flujo del dren. Por otra parte, la teoría desarrollada por Indraratna y Redana (1997) permite evaluar la permeabilidad equivalente de la zona remoldeada (k'_{hp}) y la zona no remoldeada (k_{hp}), así como, su representación en estado plano de deformaciones.
- Se observó que entre el sistema de precarga con drenes de arena y prefabricados, los drenes prefabricados presentan un asentamiento mayor respecto a los drenes de arena durante un mismo periodo. Sin embargo, es importante considerar que los drenes prefabricados debido a su geometría pueden presentar un atasco de finos dentro de su canal de flujo, fenómeno que ha sido estudiado por Chai *et al.* (1998), mientras que, los drenes de arena sirven en cierta medida como refuerzo del suelo y pueden ser empleados posteriormente como elementos de cimentación.
- Se recomienda apoyarse en resultados de instrumentación con la finalidad de conocer qué teoría representa con mejor aproximación el comportamiento de un terraplén con sobrecarga y drenes en los suelos lacustres de la Ciudad de México.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

- Absi, E. (1964). Solution approchée du problème de la consolidation d'un milieu multicouche. *Cahiers de la recherche, ITBTP, Francia*.
- Akagi, T. (1979). Consolidation caused by mandrel-driven sand drains. *Proc. 6th Asian Regional Conf. Soil Mech. and Found. Eng. 's., 1*, pp. 125-128. Singapore.
- Alanís-González, R. (2003). Caracterización geotécnica del Ex Lago de Texcoco. Tesis de Maestría en Ingeniería. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería de la UNAM, Coordinación del Posgrado en Ingeniería. (Director de Tesis: Dr. Efraín Ovando Shelley).
- Arulrajah, A., Bo, M., Chu, J., y Nikraz, H. (2009). Instrumentation at Changi land reclamation project, Singapore. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers- Geotechnical Engineering*(162), pp. 33-40.
- Auvinet, G. (1979). Precarga en arcillas del Valle de México. En *Simposio sobre Mejoramiento Masivo de Suelos*. México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. pp. 100-102.
- Auvinet, G., y Juárez, M. (2011). *Geotechnical characterization of Mexico City subsoil. Conferencia Panamericana de Mecánica de Suelos y Ingeniería Geotécnica. Toronto, Canada*.
- Auvinet G., y Rodríguez J.F. (2003). *Diseño de drenes verticales en suelos compresibles estratificados*, Proceedings XII PCSMGE, ISSMGE, Cambridge, EUA
- Auvinet, G., y Rodríguez, J. (2002). *Manual de Construcción geotécnica (Tema: Precarga)* (Vol. II). (S. M. AC., Ed.) México. pp. 517-535.
- Baligh, M. M. (1985). Strain path method. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(9), pp. 1108-1136.
- Barron, R. (1947). Consolidation of fine-grained soils by drain wells. *Trans. ASCE*(2346), pp. 718-754.
- Bergado, D.T., Asakami, H., Alfaro, M. C., y Balasubramaniam, A.S. (1991). Smear effects of vertical drains on soft Bangkok clay. *J. Geotech. Eng'g. Div., ASCE*, , 117(10), pp. 1509-1530.
- Bo, M., Cao, L., Chu, J., y Choa, V. (1998). One- dimensional consolidation test on Singapore marine clay at Changi. *Proceedings of the 13th Southeast Asian Geotechnical Conference, Taipei*, pp. 199-206.
- Bo, M., Arulrajah, A., y Nikraz, H. (2007). Preloading and prefabricated vertical drains desing for foreshore land reclamation projects: a case study. *Ground improvement*, 11(2), 67-76.

- Brinkgreve, R. B. (1994). *Geomaterial models and numerical analysis of softening*. (Tesis de doctorado, TU Delft: Delft University of Technology)
- Carrillo, N. (1942). Simple two-and three-dimensional cases in the theory of consolidation of soils. *J. of Mathematics and Physics*, 21(1), pp. 1-5.
- Casagrande, L., y and Poulos, S. (1969). On effectiveness of sand drains. *Canadian Geotech. J.*, 6(3), pp. 236-287.
- Chai, J., Miura, N., y Sakajo, S. (1995). Behavior of vertical drain improved subsoil under embankment loading. *Journal of Soil and Foundations, Japanese Geotechnical Society*, 35(4), pp. 49-61.
- Chai, J. C., y Miura, N. (2000). A design method for soft subsoil improvement with prefabricated vertical drain. *In Proceeding of the International Seminar on Geotechnics in Kochi, Japan*, pp. 161-166.
- Chai, J. C., Shen, S. L., Miura, N., y Bergado, D. T. (2001). Simple method of modeling PVD-improved subsoil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(11), pp. 965-972.
- Cheung, Y. K., Lee, P. K., y Xie, K. H. (1991). Some remarks on two and three dimensional consolidation analysis of sand-drained ground. *Computers and Geotechnics*, 12(1), pp. 73-87.
- Chu, J., Bo, M., y Choa, V. (2004). Practical considerations for using vertical drains in soil improvement projects. *Geotextiles y geomembranes*(22), pp. 101-117.
- De la Rosa Rodríguez, J. M. (2008). Diseño, instrumentación y puesta en servicio de un permeámetro de carga constante. Tesis de Maestría en Ciencias. Sección de estudios de Posgrado e Investigación del IPN. (Directores de Tesis: Dr. Osvaldo Flores Castellón y Dr. Moisés Juárez Camarena). México, DF.
- Delft University of Technology and Plaxis bv (2008). PLAXIS 2D Version 9.0. Scientific Manual, Edited by R.B.J. Brinkgreve, W. Broere and D. Waterman, The Netherlands.
- Fellenius, B. H., y Castonguay, N. G. (1985). *The efficiency of band shaped drains: a full scale laboratory study. Report to National Research Council and the Industrial Research Assistance Programme*.
- Furudoi, T. (2005). Second phase construction project of Kansai International Airport- Large-scale reclamation works on soft deposits. *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 16(1), pp. 313.
- Furudoi, T. (2010). The second phase construction of Kansai International Airport considering the large and long-term settlement of the clay deposits. (J. G. Society, Ed.) *Soils and Foundations*, 50(6), pp. 805-816.
- García-Flores, C. (2013) Control local del hundimiento regional mediante inyección de agua en el subsuelo del Valle de México. Tesis de Maestría en Ingeniería. Programa de Maestría

- y Doctorado en Ingeniería de la UNAM, Coordinación del Posgrado en Ingeniería. (Directores de Tesis: Dr. Gabriel Auvinet Guichard y Dr. Norma Patricia López Acosta).
- Hansbo, S. (1979). Consolidation of clay by band shaped prefabricated drains. *Ground Engineering*, 12(5), pp. 16-25.
- Hansbo, S. (1981). Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. *Proc. 10th Intl. Conf. Soil Mech. and Found. Eng'g.*, 3, pp. 12-22. Stockholm.
- Hansbo, S. (1987). Design aspects of vertical drains and lime column installations. *Southeast Asian Geotechnical Conference*, 9, pp. 1-12.
- Hegg, U., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., y Parvis, E. (1983). Behaviour of oil tanks on soft cohesive ground improved by vertical drains. *Proceedings of the Eighth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki*, 2, pp. 627-632.
- Hird, C. C., Pyrah, I. C., & Russel, D. (1992). Finite element modelling of vertical drains beneath embankments on soft ground. *Geotechnique*, 42(3), pp. 499-511.
- Holtz, R., y Holm, G. (1973). Excavation and sampling around some sand drains at Ska-Edeby, Sweden. *Proc. Nordic Geotech. Meeting, Trondheim, Norw. Geotech. Inst., Oslo*.
- Holtz, R.D., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., and Pedroni, S. (1991). Prefabricated vertical drains: design and performance, CIRIA ground engineering report: ground improvement. Butterworth-Heinemann Ltd., London, U.K. 131 p.
- Indraratna B. y Bamunawita C. (2002). *Soft clay stabilization by mandrel driven geosynthetic vertical drains*. Proceedings of the International Workshop: Foundation engineering in difficult soft soil conditions, ISSMGE— Technical Committee TC36. (May 23-24, 2002). D.F., Mexico. pp. 102-123.
- Indraratna, B., y Redana, I. W. (1997). Plane-strain modeling of smear effects associated with vertical drains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(5), pp. 474-478.
- Indraratna, B., y Redana, I. W. (1998). Laboratory determination of smear zone due to vertical drain installation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2(124), pp. 180-184.
- Jamiolkowski, M., y Lancellotta, R. (1981). Consolidation by vertical drains: uncertainties involved in prediction of settlement rates. *Proc. of the 10th int. conf. soil mech. and found. eng.*, 4, pp. 593-597.
- Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *J. Society Hungarian Arch. and Eng.*, pp. 355-358.
- Kirmani, S. (2004). Consolidation of soil for foundation by using sand drains. *IEP-SAC Journal*. pp. 49-54.

- Kitazume, M. (2012). Ground improvements in Haneda/Tokio International Airport expansion project. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 165, pp. 77-86.
- LCPC. (1985). *Amélioration des sols de fondation*. Ministère de l'urbanisme du logement et des transports, Paris.
- Levadoux, J. N., y Baligh, M. M. (1986). Pore pressures during cone penetration in clays. *Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering, Constructed Facilities Division*.
- Li, A. L., y Rowe, R. K. (2001). Combined effects of reinforcement and prefabricated vertical drains on embankment performance. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(6), 1266-1282.
- Long, R. P., y Covo, A. (1994). Equivalent diameter of vertical drains with an oblong cross section. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(9), pp. 1625-1630.
- López-Acosta, N. P. (2014). Modelado numérico de problemas de flujo de agua. Memorias de la XXVII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica. SMIG. (20-21 Noviembre 2014) Puerto Vallarta, Jalisco, México.
- Mayne, P. W., y Kulhawy, F. H. (1982). Ko- OCR Relationships in Soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 108(6), 851-872.
- McGown, A., y Hughes, F. H. (1981). Practical aspects of the design and installation of deep vertical drains. *Geotechnique*, 31(1), pp. 3-17.
- Menard México Ground Improvement Specialist (2014). "Ficha tecnica de drenes verticales". <http://menard.com.mx/sites/menard.com.mx/files/fichas%20tecnicas/drenes_verticales_f_tecnica.pdf>. (Mzo. 11, 2014).
- Ministry of Transport of Japan. (1999). Technical standards and commentaries for port and harbor facilities in Japan. The Japan Ports and Harbours Association.
- Moh, Z., y Lin, P. (2006). Geotechnical History of the development of the Suvarnabhumi International Airport. *Special Issue of the Journal of South- East Asian Geotechnical Society*, pp. 143-170.
- Onoue, A. (1988). Consolidation of multilayered anisotropic soil by vertical drains with well resistance. *J. Soil and Foundations*, 28(3), 75-90.
- Onoue, A., Ting, N. H., Germaine, J. T., y Whitman, R. V. (1991). Permeability of disturbed zone around vertical drains. Colorado., pp. 879-890.
- PEMEX. (1974). *Manual de diseño y control de procedimientos de consolidación acelerada de suelos blandos*. pp. 5-15.
- Pradhan, T. B., Imai, G., Murata, T., Kamon, M., y Suwa, S. (1993). Experiment study on the equivalent diameter of a prefabricated band-shaped drain. *Proc. 11th Southeast Asian Geotech. Conf*, 1, pp. 391-396.

- Redana, I. W. (1999). *Effectiveness of vertical drains in soft clay with special reference to smear effect*. Tesis Doctoral. Universidad de Wollongong Australia: Research Online. (Director de Tesis: PhD. Buddhima Indraratna).
- Rendulic, L. (1935). *Der hydrodynamische spannungsausgleich in zentral entwässerten Tonzylindern*. Tesis Doctoral.
- Richart, F. E. (1957). A Review of the Theories for Sand Drains. *Proc. Paper 1301, ASCE*, 83(SM3).
- Rivera-Constantino, R., Zea-Constantino, C., González-Saldierna, V., Ovando-Shelley, E., & Morales y Monroy, R. (2004). Uso del método de precarga y drenes verticales para el mejoramiento de depósitos de laguna donde se requieren espesores importantes de relleno. En *XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos* (pp. 227-235). Guadalajara, Jalisco: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Rixner, J. J., Kraemer, S. R., y Smith, A. D. (1986). *Prefabricated vertical drains: Engineering guidelines. Federal Highway Administration*.
- Rixner, J., Kraemer, S., y and Smith, A. (1986). Prefabricated vertical drains. En *Federal Highway Administration (Ed.), 1*. Washington D.C.
- Robertson, P. K. (2010, May). Estimating in-situ Soil Permeability from CPT& CPTu. *Proceedings of the 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, California State Polytechnic University Pomona, CA*. http://cpt10.com/PDF_Files/2-51Robehc.pdf.
- Rodríguez, J. F. (2010). *Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la Ciudad de México*. Tesis de Doctorado en Ingeniería. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería de la UNAM, Coordinación del Posgrado en Ingeniería. (Director de Tesis: Dr. Gabriel Auvinet Guichard).
- Seah, T. H. (2006). Design and construction of ground improvement works at Suvarbhumi Airport. *Geotechnical Engineering Journal of Southeast Asian Geotechnical Society*, pp. 171-188.
- Shogaki, T., Moro, H., Masaharu, M., Kaneko, M., Kogure, K., y Sudho, T. (1995). Effect of sample disturbance on consolidation parameters of anisotropic clays. *Proc. Int. Sym. on Compression and Consolidation of Clayey Soils, Hiroshima, Japan, 1*, pp. 561-566.
- SIG (2008). Sistema de Información Geográfica. Laboratorio de Geoinformática. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P., y Leroueil, S. (1983). The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(4), pp. 645-660.
- Terzaghi. (1943). *Theoretical soil mechanics*. New York: John Wiley and Sons.

Vibro Menard Ground Improvement Specialist (2014). “Ficha tecnica de Menard Vacum Consolidation”. <http://www.vibromenard.co.uk/wpcontent/uploads/2011/08/VacuumConsolidation.pdf>. (Mzo. 18, 2014).

Watanabe, Y., y Noguchi, T. (2011). New challenge in D-Runway construction of Tokyo Haneda Airport. *Proceeding of Indian Geotechnical Conference*, pp. 41-44.

Woo, S., Van Weele, A., Chotivittayathanin, R., y Trangkarahart, T. (1989). Preconsolidation of soft Bangkok clay by non-displacement sand drains and surcharge. *XII International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, 2, pp. 1431-1434. Río de Janeiro.

Referencias de internet

<http://www.kiac.co.jp>. (Feb. 18, 2014).

<http://www.stuff.co.nz/auckland/local-news/western-leader/9522556/Wick-thinking-underpins-motorway-sea-water-drainage-process>. (Nov. 11, 2015).

<http://www.mygeoworld.info/file/view/6737/dr-yoichi-watabe-lecture-development-history-of-the-tokyo-international-airport> 25/02/2014 (Feb. 02, 2014).

<http://menard.com.mx>. (Feb. 14, 2014).

<https://ejatlas.org/conflict/enel-coal-power-plant-in-porto-tolle>. (Ene. 27, 2016).

Google Earth, 2016. (Ene. 27, 2016).

<http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=1561008&page=1128>. (Ene. 27, 2016).

<http://www.kansai-airport.or.jp/en/cargo/>. (Ene. 27, 2016).

http://www.nssmc.com/en/product/use/case/artificial_island/haneda.html. (Ene. 27, 2016).

<http://cdn-www.airliners.net/aviation-photos/photos/9/7/2/1397279.jpg>. (Ene. 27, 2016).

Referencias de programas computacionales

Auvinet, G., y Rodríguez, J. F. (2014). *ASENT®. Versión 2014. Instituto de Ingeniería UNAM. México.*

PLAXIS 2D Version 9.0 (2008). Finite element code for soil and rock analysis. AA Balkema, Delft.

ANEXOS

ANEXO A. PRUEBAS DE PERMEABILIDAD EN MATERIALES PARA DRENES DE ARENA

Los ensayos de laboratorio se realizaron en dos tipos de permeámetros: a) pared rígida, y b) pared flexible, de los Laboratorios de Mecánica de Suelos del Posgrado de Ingeniería y del Instituto de Ingeniería de la UNAM, respectivamente. El objetivo de estas pruebas fue conocer la variación de la permeabilidad respecto al esfuerzo confinante en dos materiales diferentes.

Se ensayaron dos materiales, el primero es una arena gris con 12% de material fino y el segundo es una arena rojiza con 6% de finos. En ambos materiales se elaboraron probetas con su contenido natural de finos y sin ellos.

En la Figura A.1 se presentan las curvas granulométricas correspondientes a los materiales estudiados.

A.1 Permeámetro de pared rígida

La primera etapa de pruebas se llevó a cabo en un permeámetro de pared rígida del laboratorio de Mecánica de Suelos del Posgrado de Ingeniería de la UNAM (Figura A.2).

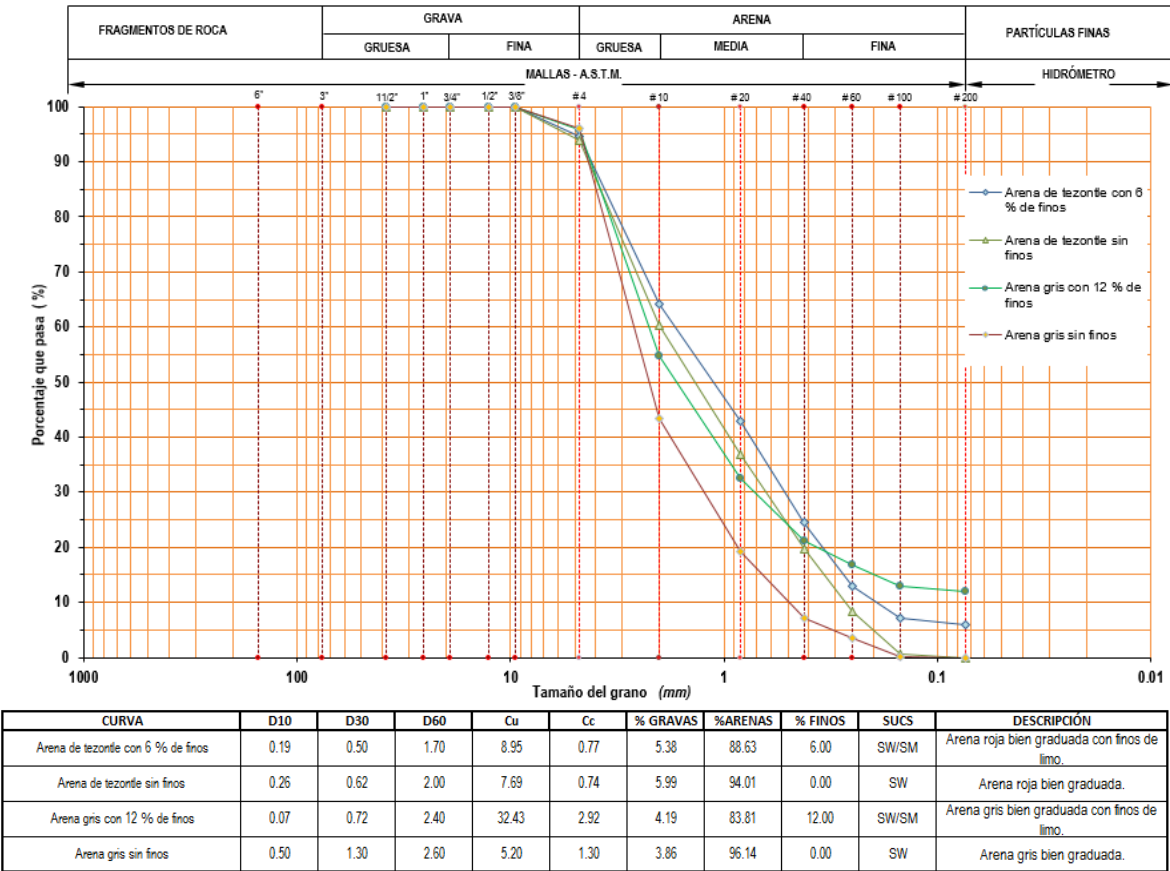
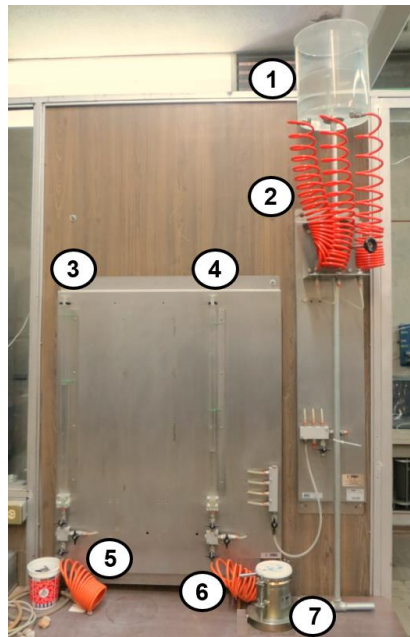


Figura A.1 Curvas granulométricas de los materiales ensayados.



- 1 Tanque de suministro de agua
- 2 Manguera para el llenado de buretas
- 3 y 4 Buretas para el flujo ascendente
- 5 y 6 Manguera de suministro de agua al molde de ensaye
- 7 Molde para el ensaye

Figura A.2 Elementos del permeámetro de pared rígida del Laboratorio de Mecánica de Suelos del Posgrado en Ingeniería de la UNAM.

La metodología de ensaye fue la siguiente:

A.1.1 Preparación de la muestra

- Se coloca cada muestra de suelo en un recipiente lo suficientemente amplio con la finalidad de realizar un cuarteo y tomar una porción representativa de cada material (Figuras A.3 y A.4).



Figura A.3 Arena gris



Figura A.4 Arena rojiza

- En una charola metálica se colocan aproximadamente 2 kg de cada material (Figura A.5).



Figura A.5 Material seleccionado.

A.1.2 Medición y pesaje del equipo

- Se realiza la medición y pesaje del molde del permeámetro, así como todas aquellas medidas y pesos que se requieran (Figura A.6).



Figura A.6 Medidas del equipo

A.1.3 Montaje del equipo

- Se desmonta el molde (Figura A.7) con la finalidad de limpiar bien cada una de sus piezas (Figura A.8) y colocar una pequeña cantidad de grasa en los aro sellos (Figura A.9), con el objetivo de tener una mejor adherencia entre los elementos.



Figura A.7 Desmonte del equipo



Figura A.8 Limpieza



Figura A.9 Colocación de grasa en los aro sellos

- Una vez lograda la homogenización del suelo, se procede a armar el molde de acero del permeámetro, por lo que inicialmente se coloca la base, sobre ella se acomoda el arosello y la malla, para después colocar el molde (Figura A.10).



Figura A.10 Montaje del equipo

A.1.4 Formación de la probeta

- Poco a poco se vierte el suelo dentro del molde sin aplicar ningún tipo de compactación (Figura A.11).



Figura A.11 Formación de la probeta

- Una vez enrasado el material (Figura A.12) y limpiado el cilindro exteriormente (Figura A.13), se pesa el molde con el material (Figuras A.14 y A.15).



Figura A.12. Enrasado



Figura A.13. Limpieza exterior del molde



Figura A.14 Probeta de arena gris



Figura A.15 Probeta de arena rojiza

- Para finalizar, se colocan la malla y la placa de apoyo superior, que confinan la muestra en el sentido vertical (Figura A.16).



Figura A.16 Colocación de la malla y placa superior

A.1.5 Ejecución de la prueba

- Se purga toda la línea de flujo para evitar la presencia de burbujas de aire.
- Una vez realizado el paso anterior, se procede a saturar la muestra, y tomar en cuenta el tiempo que transcurre desde que es abierta la válvula hasta que comienza a brotar agua por la cara superior del espécimen y a derramarse por el vertedor del permeámetro. A partir de este instante inicia la prueba (Figuras A.17 y A.18).



Figura A.17 Saturación de la probeta de arena gris

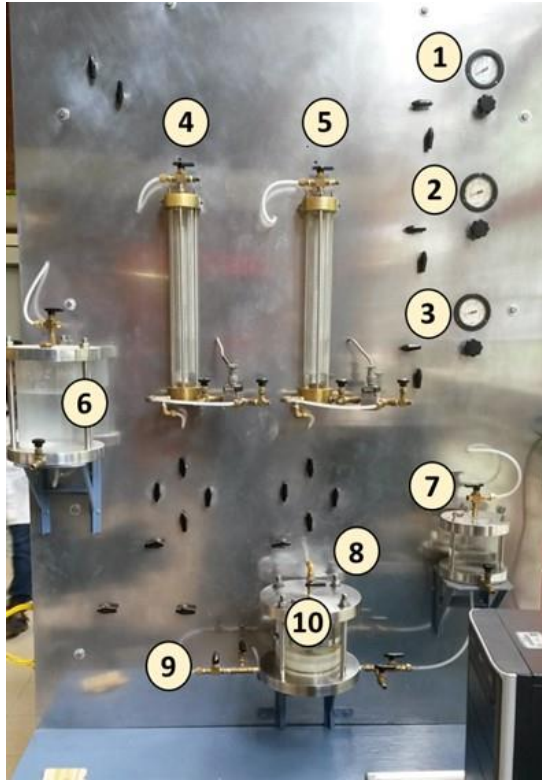


Figura A.18 Saturación de la probeta de arena rojiza

- Se define una cota en la bureta y se mide cuidadosamente la distancia entre la cota y el nivel libre del agua en el permeámetro. Este nivel se mantiene constante en el vertedor.
- Para iniciar el registro de lecturas, se llena la bureta un poco más arriba de la primera marca y cuando el nivel del agua pasa por esa marca h_1 , se registra el tiempo t_1 .
- En este caso, no se definió una marca h_2 , lo que se consideró constante fue el tiempo t_2 (que fue de 3 minutos). Por lo que se dejó transcurrir dicho tiempo para que el agua de la bureta descendiera y así anotar la nueva lectura h_2 .
- El proceso anterior se repite por lo menos 3 veces, hasta obtener un valor más o menos constante de la permeabilidad.
- Una vez concluida la prueba se desconecta el permeámetro del sistema y se desmonta la probeta.

A.2 Permeámetro de pared flexible

La segunda etapa de pruebas se llevó a cabo en dos permeámetros de pared flexible diseñados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (De la Rosa, 2008). Los permeámetros constan de los elementos que se indican en la Figura A.19.



- 1 Regulador de contrapresión inferior
- 2 Regulador de contrapresión superior
- 3 Regulador de presión de confinamiento
- 4 Bureta flujo inferior
- 5 Bureta flujo superior
- 6 Depósito de agua (suministro para las buretas)
- 7 Depósito de agua (confinamiento)
- 8 Dren superior
- 9 Dren inferior
- 10 Cámara que aloja la muestra

Figura A.19 Elementos del permeámetro pared flexible del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Las probetas fueron sometidas a diferentes esfuerzos de confinamiento (0.5, 1.0 y 1.5 kg/cm²). La metodología de ensaye se describe a continuación.

A.2.1 Montaje y formación de la probeta

- **Limpieza de piedras porosas:** Se colocan las piedras porosas dentro de un recipiente con agua hirviendo aproximadamente 10 minutos. El objetivo de este procedimiento es quitar finos y material que se haya adherido a las piedras y que pueda alterar el paso del agua hacia la probeta (Figura A.20).
- **Saturación de la línea inferior:** Se coloca una de las piedras porosas en la base de la probeta y a su vez se asegura en la base de la cámara. Mediante el depósito de agua ⑥ se llena la bureta ④ verificando que se encuentre a la presión atmosférica. Se hace circular agua a través del sistema hasta que en la piedra porosa se observe presencia de agua (Figura A.21).
- **Saturación de la línea superior:** Se coloca la otra piedra porosa en el cabezal de la probeta. Mediante el depósito de agua ⑥ se llena la bureta ⑤ verificando que se encuentre a la presión atmosférica. Se hace circular agua a través del sistema hasta que en la piedra porosa se observe presencia de agua (Figura A.22).



Figura A.20 Limpieza de piedras porosas.

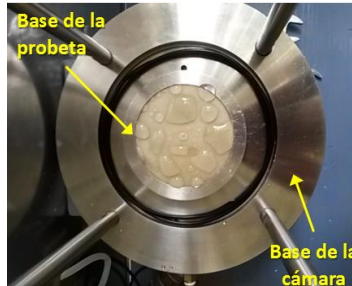


Figura A.21 Saturación de línea inferior.



Figura A.22 Saturación de línea superior.

- **Preparativos para formar la probeta:** Se coloca la membrana alrededor de la base de la probeta y se asegura poniendo el aro sello inferior. Posteriormente, con la ayuda de un molde se aplica vacío para que la membrana se adhiera al molde. Finalmente, se coloca papel filtro previamente húmedo en la base (Figura A.23).
- **Formación de la probeta:** La probeta se forma en 3 ó 4 capas de material y sin compactación. Entre cada capa se cuida que la superficie sea lo más uniforme posible y al final se enrasa con la ayuda de una espátula de cuchillo (Figura A.24).
- **Colocación del cabezal:** Una vez formada la probeta se coloca en la parte superior papel filtro previamente húmedo. Posteriormente, sin ejercer demasiada presión en la probeta se coloca el cabezal y el aro sello superior (Figura A.25).

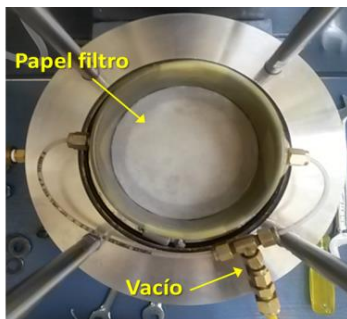


Figura A.23 Preparativos para formar la probeta.



Figura A.24 Formación de la probeta.



Figura A.25 Colocación del cabezal.

- **Retiro del molde:** Se quita el vacío del molde y antes de retirarlo se conecta una manguera en el dren inferior ⑨ que es la que suministra el vacío a la probeta. Al quitar el molde se limpia la base de la cámara y se coloca su respectivo aro sello (Figura A.26).
- **Aplicación del esfuerzo confinante:** Se conecta una manguera al cabezal de la probeta, después, se coloca la cámara y su respectivo cabezal, ambos se ajustan con los tornillos. Posteriormente, se llena la cámara con agua y mediante el regulador de presión de confinamiento ③ se aplica un esfuerzo de 0.30 kg/cm^2 . Finalmente, se retira el vacío del dren inferior ⑨ (Figura A.27).



Figura A.26 Retiro del molde.

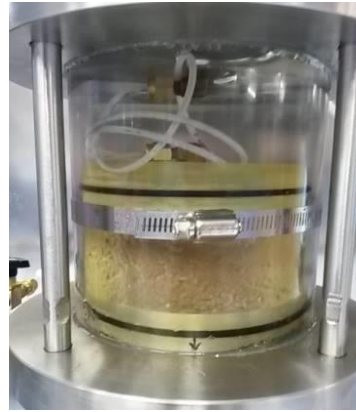


Figura A.27 Aplicación del esfuerzo confinante.

A.2.2 Etapa de saturación

- **Circulación de CO₂:** Para ayudar a que la probeta se sature más fácilmente, es necesario circular previamente a través de ella dióxido de carbono (CO₂), con la finalidad de expulsar la mayor parte del aire que contenga (Figura A.28).
- **Circulación de H₂O:** Con la ayuda del depósito ⑥, se hace circular agua (H₂O) a través de la probeta hasta que salga dos veces el volumen de la muestra. Finalmente, se aplica el esfuerzo confinante, al que se va a realizar el ensaye de permeabilidad (Figura A.29).

A.2.3 Etapa de consolidación

- Esta etapa consiste en producir un cambio en el estado de esfuerzos para generar un exceso en la presión de poro dentro de la probeta. Para disipar el exceso de presión de poro se permite que la probeta expulse el agua transformando los esfuerzos totales en efectivos. Para lograr lo anterior, las buretas de flujo inferior ④ y superior ⑤ se dejan a presión atmosférica; posteriormente, se abre el dren superior ⑧ e inferior ⑨ para permitir el drenaje. Cuando el nivel de las buretas se estabiliza, se da por concluida la etapa (Figura A.30).



Figura A.28 Circulación de CO₂.

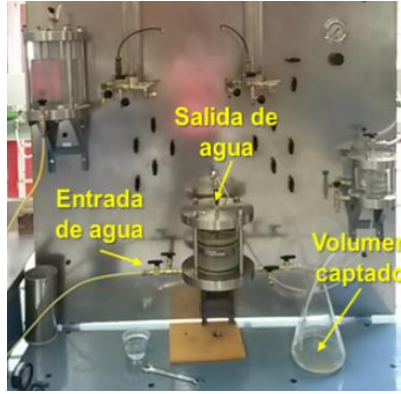


Figura A.29 Circulación de H₂O.



Figura A.30 Etapa de consolidación.

A.3 Resultados

En las Figuras A.31 a A.34 se presentan los resultados de permeabilidad obtenidos de los ensayos en la arena rojiza con 6 % de finos, la arena gris con 12% de finos, y estos mismos materiales sin finos.

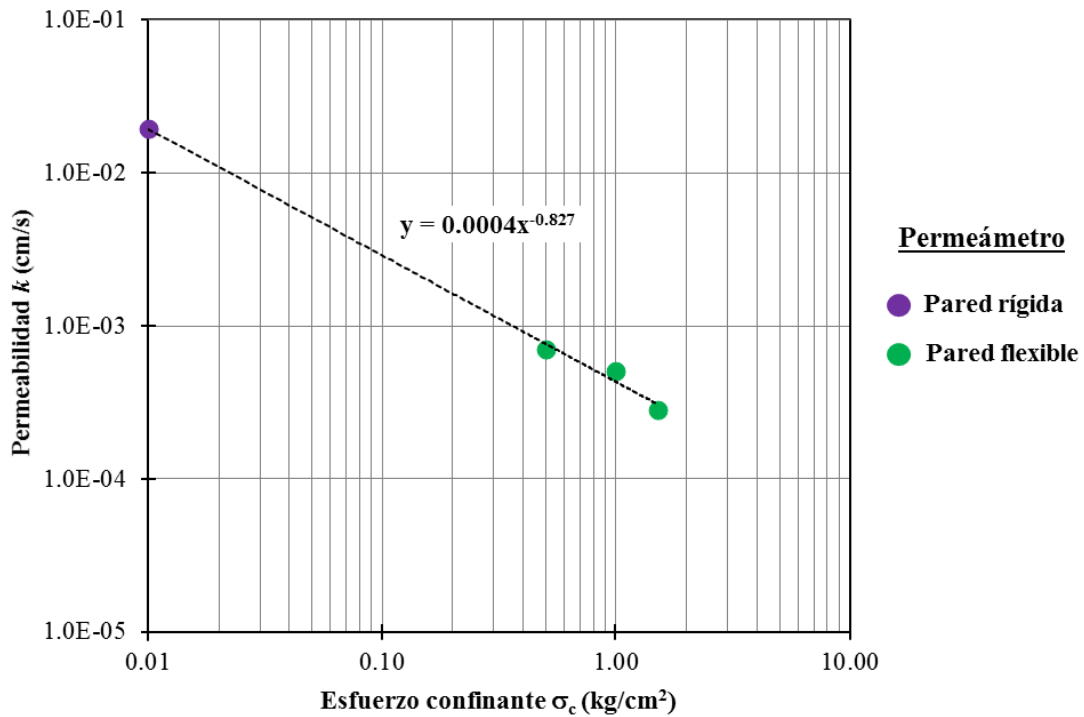


Figura A.31 Permeabilidad de la arena rojiza sin finos.

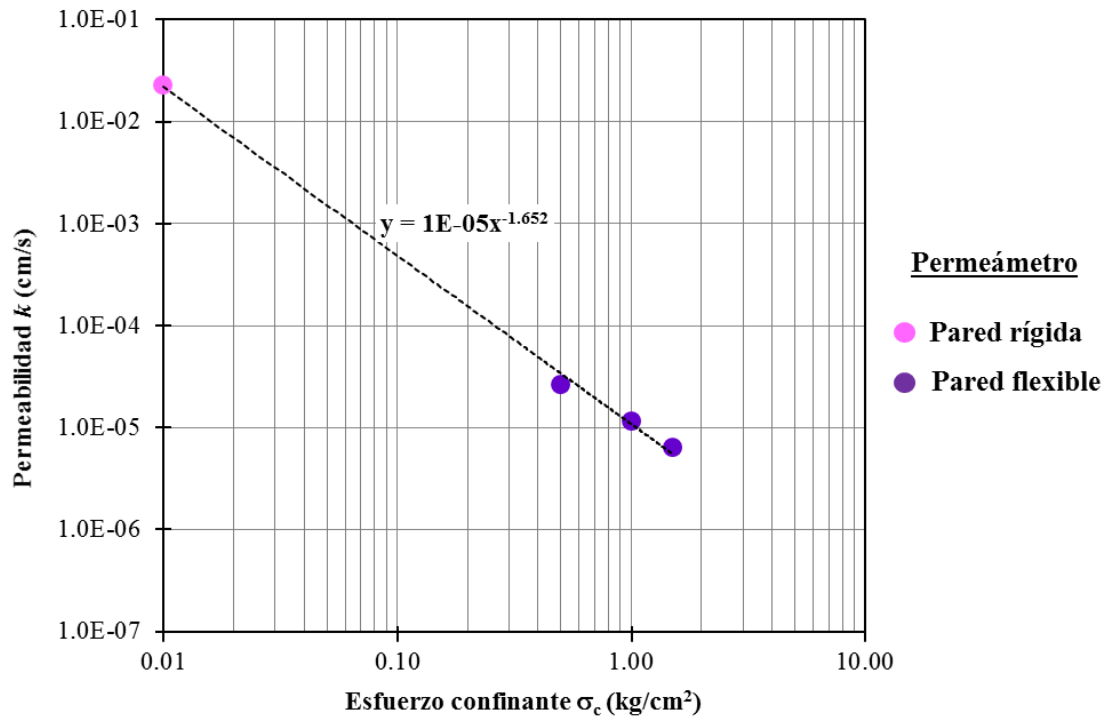


Figura A.32 Permeabilidad de la arena gris sin finos.

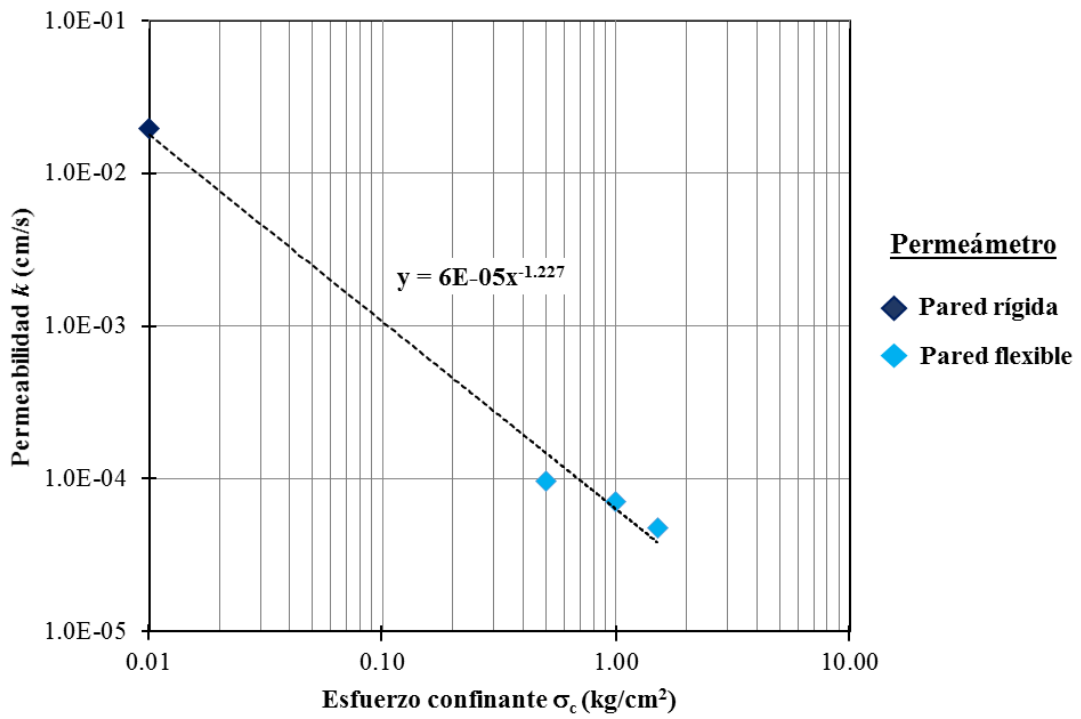


Figura A.33 Permeabilidad de la arena rojiza con 6% de finos.

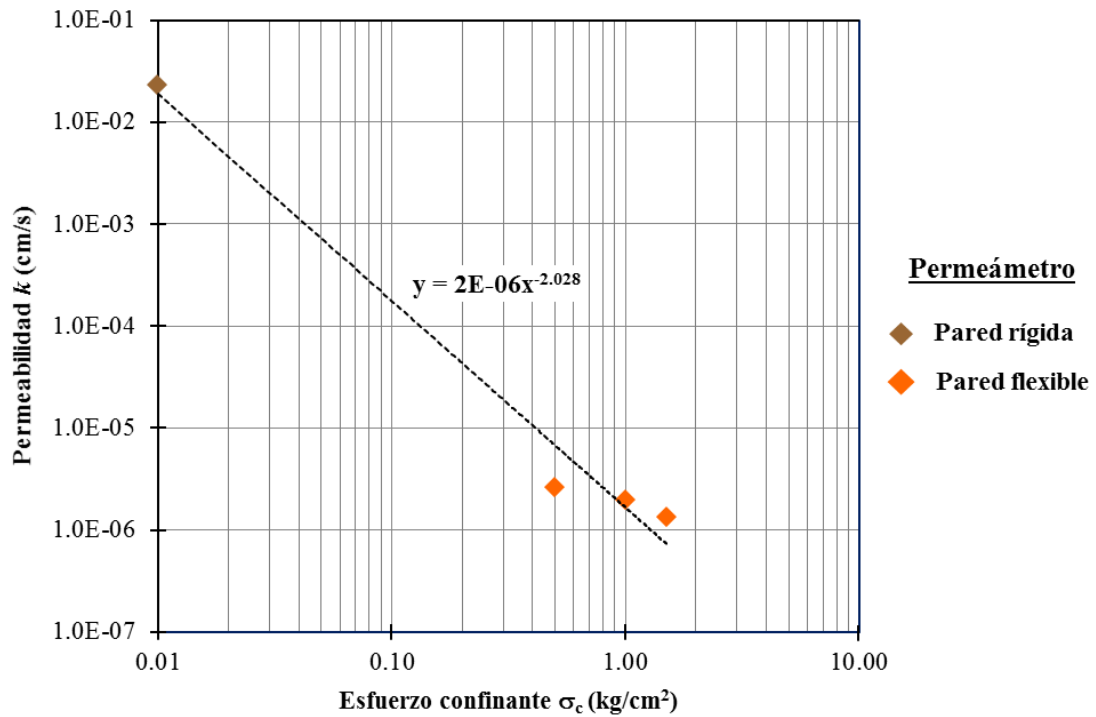


Figura A.34 Permeabilidad de la arena gris con 12% de finos.

En la Figura A.35 se presentan los resultados obtenidos de los ensayos realizados en la arena rojiza y gris.

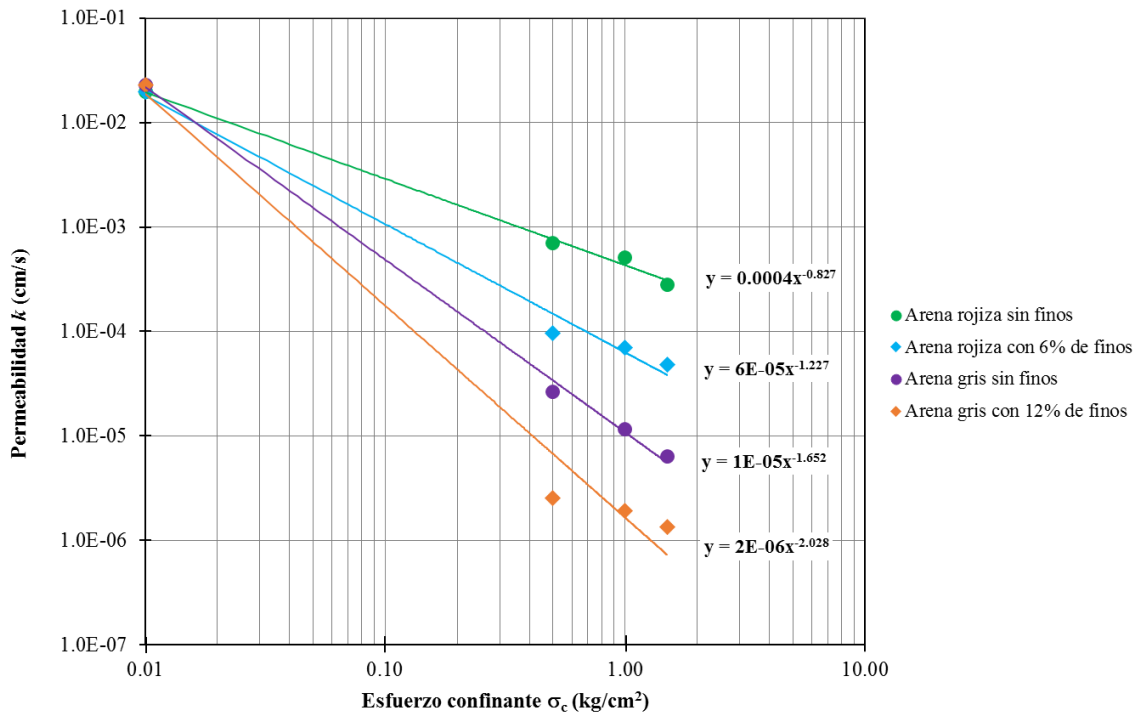


Figura A.35 Resumen de los resultados de las pruebas de permeabilidad.

ANEXO B. ESTIMACIÓN DE LA PERMEABILIDAD EN MATERIALES ARCILLOSOS MEDIANTE PRUEBAS DE DISIPACIÓN DE PRESIÓN DE PORO

Para determinar la permeabilidad del suelo en los estratos Serie Arcillosa Superior 2 (SAS 2) y Serie Arcillosa Inferior (SAI) se utilizaron pruebas de disipación de poro y se interpretaron mediante el método propuesto por Robertson (2010) (ver Tabla B.1 y Figura B.1).

Tabla B.1 Determinación de la permeabilidad en los estratos SAS 2 y SAI mediante el método propuesto por Robertson (2010).

Profundidad (m)	σ_v (kPa)	σ'_v (kPa)	q_c (kPa)	U_2 (kPa)	t_{50} (min)	q_t (kPa)	Q_{tn}	k (m/s)
— 20	240.3	48.3	292	260	200	376.8	2.8	2×10^{-9}
- - - 20	240.3	48.3	290	239	200	366.5	2.6	2×10^{-9}
..... 40	500.3	108.3	1456	668	600	1669.8	10.8	5.5×10^{-10}
- - - - 40	500.3	108.3	1180	760	600	1423.2	8.5	6.5×10^{-10}

Siendo:

σ_v = Esfuerzo vertical total (kPa)

σ'_v = Esfuerzo efectivo vertical (kPa)

t_{50} = Tiempo para el 50% de disipación de presión de poro (min)

q_t = Resistencia a la penetración del cono corregida (kPa)

Q_{tn} = Resistencia normalizada del cono

Además: $q_t = q_c + u_2 (1 - a_n)$

Donde:

q_c = Resistencia a la penetración del cono (kPa)

u_2 = Presión de poro generada al iniciar el ensaye (kPa)

a_n = Cociente del área neta (0.68)

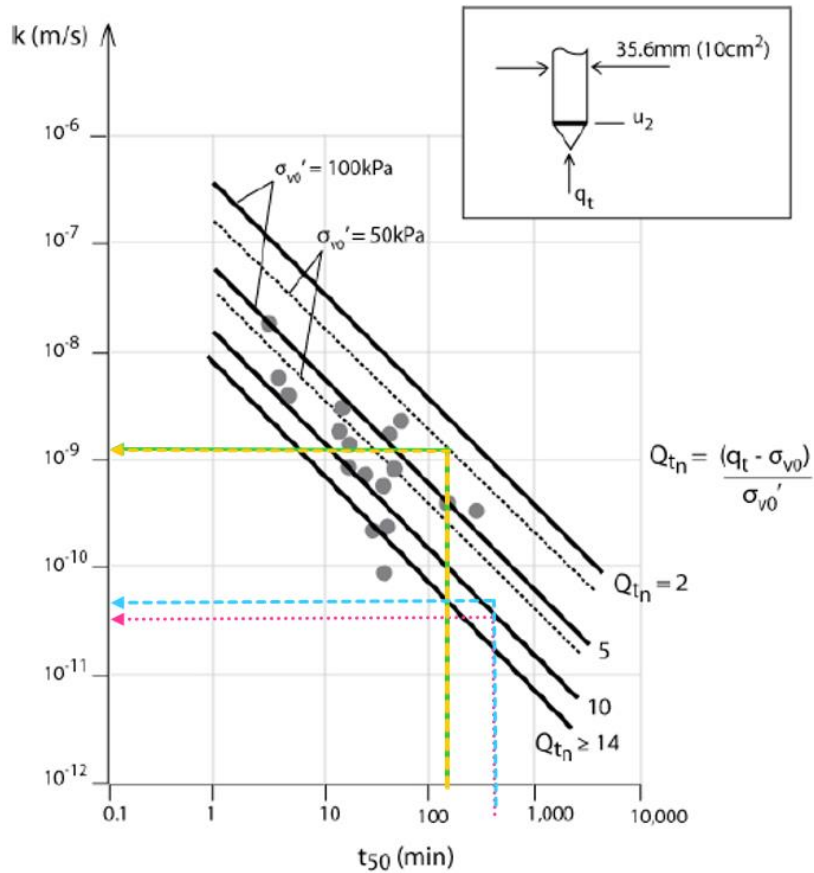


Figura B.1 Relación entre el t_{50} del CPTu y la permeabilidad k (Robertson, 2010).