



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

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS DE
PRECARGA TIPO CONVENCIONAL Y VACÍO CON DRENES
VERTICALES CONSIDERANDO EL FENÓMENO DE
ELASTOVISCOPLASTICIDAD**

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

PRESENTA:
ALEJANDRA LILIANA ESPINOSA SANTIAGO

TUTOR PRINCIPAL:
DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

COMITÉ TUTOR
DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO, FACULTAD DE INGENIERÍA
DRA. ALEXANDRA OSSA LÓPEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. RAÚL FLORES BERRONES, INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL
AGUA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX, OCTUBRE 2023



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY
Secretario: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
1 er. Vocal: DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA
2 do. Vocal: DR. JOSÉ RAÚL FLORES BERRONES
3 er. Vocal: DRA. ALEXANDRA OSSA LÓPEZ

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA

FIRMA

*Dedicado a mi esposo, hijos y mamá,
quienes me apoyan a lograr mis sueños
y me inspiran a dar lo mejor de mí día a día.*

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México.

Al Instituto de Ingeniería por brindarme información, espacio y herramientas para desarrollar este trabajo.

A mi tutora, Dra. Norma Patricia López Acosta, por la confianza, motivación, atención y apoyo brindado para continuar con mi desarrollo profesional.

A mis sinodales, Dra. Alexandra Ossa López, Dr. Efraín Ovando Shelley, Dr. Rigoberto Rivera Constantino y Dr. Raúl Flores Berrones, por sus valiosos comentarios semestre a semestre y por el apoyo brindado durante la realización de este trabajo.

A la Dra. Renata Alejandra González Rodríguez, por su amistad, apoyo y orientación en la última etapa de análisis numéricos.

	Pág.
ÍNDICE DE FIGURAS	iv
ÍNDICE DE TABLAS	ix
RESUMEN	xi
ABSTRACT	xii
SIMBOLOGÍA	xiii
LISTA DE PUBLICACIONES	xix
OBJETIVOS	1
1. INTRODUCCIÓN	3
2. TIPOS DE PRECARGA	7
2.1 Precarga simple	7
2.1.1 Concepto de la precarga simple	7
2.1.2 Diseño de la precarga simple	8
2.1.3 Proceso constructivo de la precarga simple	9
2.2 Precarga con drenes	10
2.2.1 Drenes de arena (SDs)	10
2.2.2 Proceso constructivo de los drenes de arena	11
2.3 Drenes verticales prefabricados sintéticos (PVDs)	13
2.3.1 Propiedades de los drenes verticales prefabricados sintéticos	14
2.3.2 Procedimiento de instalación de los drenes verticales prefabricados sintéticos	15
2.4 Drenes horizontales prefabricados (PHDs)	19
2.4.1 Propiedades de los drenes horizontales prefabricados	20
2.4.2 Procedimiento constructivo de los drenes horizontales prefabricados	20
2.5 Drenes verticales prefabricados naturales (NPVDs)	21
2.5.1 Propiedades de los drenes verticales prefabricados naturales	21
2.5.2 Procedimiento constructivo de los drenes verticales prefabricados naturales	23
2.6 Factores que afectan el comportamiento de los drenes	23
2.6.1 Efecto de remoldeo	24
2.6.2 Diámetro equivalente	25
2.6.3 Capacidad de descarga	27
2.6.4 Degradación de drenes naturales	28
2.7 Precarga con aplicación de vacío	30
2.7.1 Vacío dren a dren	31

2.7.2 Vacío con membrana hermética	32
3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE SISTEMAS DE PRECARGA	35
3.1 Consolidación de suelos blandos	35
3.1.1 Teoría de la consolidación vertical de Terzaghi	35
3.1.2 Evaluación del coeficiente de consolidación vertical (C_v) y permeabilidad (k_v).....	37
3.1.3 Características de la anisotropía en la permeabilidad en las arcillas	38
3.2 Teorías sobre deformaciones por fluencia plástica	39
3.2.1 Perzyna (1963, 1966)	40
3.2.2 Bjerrum (1967)	41
3.2.3 Zeevaert (1951,1985)	42
3.2.4 Juárez Badillo (1975, 1981)	44
3.2.5 Yin y Graham (1989, 1990, 1994, 1999 y 2002)	45
3.2.6 Vermeer y Neher (1999)	47
3.2.7 Koskinen et al. (2002).....	48
3.2.8 Sivasithamparam et al. (2015)	49
3.2.9 González-Rodríguez et al. (2021)	50
3.3 Teorías de consolidación radial.....	51
3.3.1 Rendulic (1935) y Barron (1948).....	51
3.3.2 Teoría de Hansbo (1981)	55
3.3.3 Cheung et al. (1991)	56
3.3.4 Hird et al. (1992).....	58
3.3.5 Indraratna y Redana (1997)	59
3.3.6 Chai et al. (2001).....	61
3.3.7 Mohamedelhassan y Shang (2002)	62
3.3.8 Indraratna et al. (2005)	63
3.3.9 Chai et al. (2005a)	64
3.3.10 Mesri y Khan (2012)	64
3.4 Códigos para la evaluación de sistemas de precarga en suelos.....	64
3.4.1 ASENT.....	64
3.4.2 ILLICON	64
3.4.3 D-Settlement.....	65
3.4.4 Plaxis, Midas, ABAQUS, FLAC (2D o 3D)	66
4. EVALUACIÓN DE LA EFECTIVIDAD DE SISTEMAS DE PRECARGA	67
4.1 Estudio de las propiedades del suelo antes y después del mejoramiento	67
4.2 Instrumentación para observar la evolución de la precarga	69

4.3 Estimación del grado de consolidación con mediciones de campo.....	71
5. CASOS DE APLICACIÓN DE MEJORAMIENTO DE SUELOS CON SISTEMAS DE PRECARGA Y DRENES VERTICALES (CON Y SIN APLICACIÓN DE VACÍO).....	77
5.1 Terraplén de precarga convencional con drenes de arena y prefabricados	77
5.1.1 Introducción.....	77
5.1.2 Características y estado de esfuerzos en el sitio	78
5.1.3 Geometría y características del terraplén de prueba.....	81
5.1.4 Instrumentación	83
5.1.5 Modelación por medio de elementos finitos	84
5.1.5.1 Aplicación del modelo Soft Soil Creep	84
5.1.5.2 Aplicación del modelo MODIIGM	88
5.2 Terraplén de precarga con aplicación de vacío y drenes verticales (técnica dren a dren)	94
5.2.1 Estratigrafía y estado de esfuerzos en el sitio.....	94
5.2.2 Geometría y características generales del terraplén de prueba.....	96
5.2.3 Procedimiento constructivo	98
5.2.4 Instrumentación	99
5.2.5 Modelación por medio de elementos finitos	101
5.3 Terraplén de precarga con aplicación de vacío y drenes verticales (técnica con membrana hermética)	107
5.3.1 Estratigrafía y estado de esfuerzos en el sitio.....	107
5.3.2 Geometría y características generales del terraplén de prueba.....	110
5.3.3 Procedimiento constructivo	112
5.3.4 Instrumentación	113
5.3.5 Modelación por medio de elementos finitos	114
5.4 Evaluación del grado de consolidación en los terraplenes de prueba	121
5.4.1 Comparación del mejoramiento con técnicas de precarga y drenes verticales (con y sin vacío) respecto a un suelo sin mejoramiento	122
5.5 Propiedades antes y después del mejoramiento de suelos con las técnicas de aplicación de vacío dren a dren y membrana hermética	123
5.6 Implementación de un modelo elastoviscoplastico en el estudio de medios con drenes verticales	130
6. RESUMEN DE RESULTADOS.....	141
7. COMENTARIOS GENERALES	151
BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS	155
ANEXO I. GRÁFICAS DE LA APLICACIÓN DE MÉTODOS OBSERVACIONALES ...	169

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2.1 Precarga (Han, 2015).	8
Figura 2.2 Colocación de material de precarga (PIMOSA, 2016).	9
Figura 2.3 Drenes verticales de arena (Watabe y Noguchi, 2011).	11
Figura 2.4 Construcción de drenes verticales de arena (ISM, 2019).	12
Figura 2.5 Esquema del proceso constructivo de un dren de arena con el método de poco desplazamiento.	12
Figura 2.6 Drenes verticales prefabricados.	13
Figura 2.7 Componentes básicos de la maquinaria de instalación de los PVDs.	15
Figura 2.8 Maquinaria para la instalación y dispositivos de hincado de PVDs.	16
Figura 2.9 Proceso de instalación de los drenes verticales prefabricados.	17
Figura 2.10 Tipos de mandril y anclajes de drenes verticales prefabricados (modificado de Bo et al., 2015).	18
Figura 2.11 Ejemplos de anclas.	19
Figura 2.12 Distintos tipos de PHDs.	19
Figura 2.13 Instalación de PHDs dentro de una capa de repartición (Menard, 2018).	21
Figura 2.14 Vista esquemática de un NPVD (Lee et al., 1994).	22
Figura 2.15 Fotografía de un NPVD (izquierda) e instalación de NPVDs en el proyecto de Ballina Australia (derecha) (Sanyal, 2017).	23
Figura 2.16 Sección transversal de un dren prefabricado rodeado por la zona de remoldeo: (a) hipótesis de dos zonas; (b) hipótesis de tres zonas.	24
Figura 2.17 Hipótesis de la zona remoldeada alrededor del dren (modificado de Rixner et al., 1986).	26
Figura 2.18 Dren deformado después de someter el suelo a consolidación de un PVDs convencional (izquierda) y de un dren con deformación tipo <i>S</i> (derecha) (Cai et al., 2017)	27
Figura 2.19 Obstrucción y sedimentación de partículas en los canales de flujo de un dren vertical prefabricado sintético (Chai y Miura, 1999).	28
Figura 2.20 Degradación de fibras de yute (Nguyen et al., 2018).	29
Figura 2.21 Presiones de poro y efectivas, ante y después de la consolidación por vacío (CUR Report 162, 1996).	31
Figura 2.22 Desplazamientos laterales para el caso de precarga simple y precarga con vacío (Chai et al., 2005b).	31
Figura 2.23 Esquema de la conexión línea de distribución-PVD (Seah, 2006).	32
Figura 2.24 Esquemas de sistemas de vacío con membrana.	33
Figura 3.1 Etapas del fenómeno de consolidación (PEMEX, 1974).	36
Figura 3.2 Fenómeno de consolidación.	37
Figura 3.3 Marco esquemático del modelo de Perzyna (1963, 1966).	41
Figura 3.4 Relación esquemática e - $\log p$	41
Figura 3.5 Relación deformación vertical- \log (esfuerzo).	45
Figura 3.6 Determinación del índice C_α (Veermmer y Neher, 1999).	47
Figura 3.7 Arreglos para la distribución de drenes verticales (Han, 2015).	52
Figura 3.8 Área de influencia y elementos del dren de arena (Barron, 1948).	53

Figura 3.9 Grado de consolidación U (%) vs. Factor tiempo T_v y T_h (modificado de Barron, 1948).....	55
Figura 3.10 Modelo de unidad celda de un dren (estado plano de deformación) (Hansbo, 1981).....	56
Figura 3.11 Esquema de conversión de un dren de arena axisimétrico al estado plano de deformación (modificado de Cheung <i>et al.</i> , 1991).....	57
Figura 3.12 Esquema de conversión de un dren prefabricado axisimétrico al estado plano de deformación (modificado de Hird <i>et al.</i> , 1992).....	59
Figura 3.13 Esquema de conversión de un dren prefabricado axisimétrico al estado plano de deformación (Indraratna y Redana, 1997).....	60
Figura 3.14 Longitud de drenaje l para diferentes condiciones (modificado de Chai <i>et al.</i> , 2001).....	62
Figura 3.15 Distribución del vacío a lo largo del PVD: a) en estado axisimétrico y b) estado plano de deformación (modificado de Indraratna <i>et al.</i> , 2005).....	63
Figura 4.1 Ejecución de sondeos exploratorios (*Cortesía de InGEUM, 2018).....	68
Figura 4.2 Instrumentación en un terraplén con precarga y vacío dren a dren (Geokon* y Soil Instruments ⁺).....	71
Figura 4.3 Método de Asaoka.....	72
Figura 4.4 Método hiperbólico de Tan <i>et al.</i> (1991).....	73
Figura 4.5 Método hiperbólico de Guo <i>et al.</i> (2018a).....	74
Figura 4.6 Determinación del parámetro λ	74
Figura 4.7 Método hiperbólico de Guo <i>et al.</i> (2018b).....	75
Figura 4.8 Efecto de sobre la constante de ajuste de la curva (Guo <i>et al.</i> , 2018b).....	75
Figura 4.9 Ilustración esquemática de las distribuciones de la presión de poro contra la profundidad para la precarga y presión de vacío combinadas (Chu y Yan, 2005).....	76
Figura 5.1 Campaña de exploración en el terraplén de prueba.....	79
Figura 5.2 Perfil del suelo en el terraplén de prueba.....	79
Figura 5.3 Condiciones piezométricas y estado inicial de esfuerzos.....	81
Figura 5.4 Distribución de los drenes verticales (SD y PVD) en el terraplén de prueba.....	82
Figura 5.5 Plan de instrumentación en el terraplén de prueba.....	84
Figura 5.6 a) Geometría y malla de elementos en 2D y 3D.....	85
Figura 5.7 Resultados de asentamientos del modelado numérico.....	87
Figura 5.8 Resultados del exceso de presión de poro en el modelado numérico.....	88
Figura 5.9 Geometría y malla de elementos en 2D utilizando el modelo MODIIGM.....	89
Figura 5.10 Verificación de parámetros (Wheeler <i>et al.</i> , 2003).....	91
Figura 5.11 Desarrollo de asentamientos estimados con el modelo MODIIGM.....	92
Figura 5.12 Comparación de asentamientos estimados con los modelos MODIIGM y Soft Soil Creep.....	92
Figura 5.13 Exceso de presión de poro estimados con el modelo MODIIGM.....	93
Figura 5.14 Comparación del exceso de presión de poro estimado con los modelos MODIIGM y Soft Soil Creep.....	93
Figura 5.15 Campaña de exploración geotécnica en el terraplén con vacío dren a dren.....	95

Figura 5.16 Perfil del suelo en el terraplén con vacío dren a dren.	95
Figura 5.17 Estado inicial de esfuerzos en el suelo (parte central del terraplén).	96
Figura 5.18 Terraplén de precarga y vacío dren a dren.	97
Figura 5.19 Conjunto de bombas y su respectiva área de trabajo.	97
Figura 5.20 Construcción del tramo de prueba.	98
Figura 5.21 Instrumentación en el tramo de prueba con vacío dren a dren.	99
Figura 5.22 Perfil de asentamientos y desplazamientos horizontales.	100
Figura 5.23 Geometría y malla de elementos del terraplén con aplicación de vacío dren a dren (2D).	102
Figura 5.24 Geometría y malla de elementos del terraplén con aplicación de vacío dren a dren (3D).	103
Figura 5.25 Geometría y malla de elementos del terraplén con aplicación de vacío dren a dren (axisimétrico).	103
Figura 5.26 Asentamientos en el centro del terraplén con vacío dren a dren.	105
Figura 5.27 Desplazamientos verticales en el centro del terraplén con vacío dren a dren.	105
Figura 5.28 Exceso de presión de poro en el centro del terraplén con vacío dren a dren.	106
Figura 5.29 Desplazamientos horizontales fuera del terraplén con vacío dren a dren.	107
Figura 5.30 Campaña de exploración en el terraplén con membrana hermética.	108
Figura 5.31 Perfil estratigráfico del suelo en el sitio del terraplén de prueba (López-Acosta et al., 2019b).....	109
Figura 5.32 Estado de esfuerzos en el tramo de prueba con aplicación de vacío mediante membrana hermética (López-Acosta et al., 2019b).....	110
Figura 5.33 Perfil estratigráfico del suelo en el sitio del terraplén de prueba (López-Acosta et al., 2019b).	111
Figura 5.34 Perfil estratigráfico del suelo en el sitio del terraplén de prueba (López-Acosta et al., 2019b).	111
Figura 5.35 Técnica de precarga, PVDs y vacío con membrana (López-Acosta et al., 2019b).....	113
Figura 5.36 Instrumentación en el terraplén con membrana hermética.	113
Figura 5.37 Geometría y malla de elementos finitos del modelo del terraplén con aplicación de vacío con membrana hermética (2D).	115
Figura 5.38 Geometría y malla de elementos del terraplén con aplicación de vacío con membrana hermética (franja de drenes en 3D).....	116
Figura 5.39 Geometría y malla de elementos del terraplén con aplicación de vacío con membrana hermética (axisimétrico).	116
Figura 5.40 Asentamientos al centro del terraplén con aplicación de vacío con membrana hermética.	117
Figura 5.41 Desplazamientos al centro del terraplén con aplicación de vacío con membrana hermética.	117

Figura 5.42 Variación de la presión de poro al centro del terraplén con aplicación de vacío con membrana hermética..... 118

Figura 5.43 Análisis paramétrico con diferentes presiones de vacío de los asentamientos al centro (a) y lateral (b) del terraplén con aplicación de vacío con la técnica dren a dren. .. 119

Figura 5.44 Análisis paramétrico con diferentes presiones de vacío de los asentamientos al centro (a) y lateral (b) del terraplén con aplicación de vacío con membrana hermética. ... 120

Figura 5.45 Historia de asentamientos en los terraplenes con mejoramiento y sin mejoramiento. 123

Figura 5.46 Propiedades antes y después de la aplicación de la técnica de precarga con drenes verticales y aplicación de vacío dren a dren..... 126

Figura 5.47 Propiedades antes y después de la aplicación de la técnica de precarga con drenes verticales y aplicación de vacío mediante membrana hermética. 127

Figura 5.48 Curvas de compresibilidad antes y después del mejoramiento de suelos con la aplicación del vacío en los terraplenes de a) dren a dren y b) membrana hermética. 128

Figura 5.49 Estado de esfuerzos antes y después del mejoramiento de suelos en la zona centro de los terraplenes con las técnicas a) dren a dren y b) membrana hermética. 129

Figura 5.50 Esquema de diferencias finitas..... 132

Figura 5.51 Análisis en sub-estratos con diferente permeabilidad..... 133

Figura 5.52 Análisis en sub-estratos con diferente permeabilidad con el método de diferencias finitas..... 134

Figura 5.53 Resultados de asentamientos con el modelo EVP-D. 137

Figura 5.54 Resultados de asentamientos a largo plazo con el modelo Soft Soil Creep... 138

Figura 5.55 Resultados de asentamientos a largo plazo con el modelo MODIING..... 138

Figura 5.56 Resultados de asentamientos a largo plazo con el modelo EVP-D. 139

Figura 6.1 Diagrama de flujo para la elección del sistema de precarga con drenes verticales. 145

Figura A.1 Aplicación del método observacional de Asaoka (1978) en tramo de precarga convencional con drenes verticales de arena y prefabricados.....169

Figura A.2 Aplicación del método observacional de Guo et al. (2018a) en tramo de precarga convencional con drenes verticales de arena. 170

Figura A.3 Aplicación del método observacional de Guo et al. (2018a) en tramo de precarga convencional con drenes verticales prefabricados sintéticos..... 170

Figura A.4 Aplicación del método observacional de Guo et al. (2018b) en tramo de precarga convencional con drenes verticales de arena. 171

Figura A.5 Aplicación del método observacional de Guo et al. (2018b) en tramo de precarga convencional con drenes verticales prefabricados sintéticos..... 171

Figura A.6 Aplicación del método observacional de Tan et al. (1991) en tramo de precarga convencional con drenes verticales de arena. 172

Figura A.7 Aplicación del método observacional de Tan et al. (1991) en tramo de precarga convencional con drenes verticales prefabricados sintéticos. 172

Figura A.8 Aplicación del método observacional de Asaoka (1978) en tramo de precarga con drenes verticales prefabricados sintéticos y aplicación de vacío dren a dren.....	173
Figura A.9 Aplicación del método observacional de Guo et al. (2018b) en tramo de precarga con drenes verticales prefabricados sintéticos y aplicación de vacío dren a dren.....	173
Figura A.10 Aplicación del método observacional de Tan et al. (1991) en tramo de precarga con drenes verticales prefabricados sintéticos y aplicación de vacío dren a dren.....	174
Figura A.11 Aplicación del método observacional de Guo et al. (2018a) en tramo de precarga con drenes verticales prefabricados sintéticos y aplicación de vacío dren a dren.....	174
Figura A.12 Aplicación del método observacional de Asaoka (1978) en tramo de precarga con drenes verticales prefabricados sintéticos y aplicación de vacío mediante membrana hermética.	175
Figura A.13 Aplicación del método observacional de Guo et al. (2018b) en tramo de precarga con drenes verticales prefabricados sintéticos y aplicación de vacío mediante membrana hermética.....	175
Figura A.14 Aplicación del método observacional de Tan et al. (1991) en tramo de precarga con drenes verticales prefabricados sintéticos y aplicación de vacío mediante membrana hermética.....	176
Figura A.15 Aplicación del método observacional de Guo et al. (2018a) en tramo de precarga con drenes verticales prefabricados sintéticos y aplicación de vacío mediante membrana hermética.....	176

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 2.1 Métodos de instalación de drenes de arena de acuerdo con la alteración del suelo (modificado de Holtz et al., 1991).....	11
Tabla 2.2 Propiedades de los PVDs (López-Acosta et al., 2019b).....	14
Tabla 2.3 Métodos de instalación para los drenes verticales prefabricados con base en la alteración del suelo (modificado de Holtz et al., 1991).....	16
Tabla 2.4 Propiedades de los PHDs (López-Acosta et al., 2019b).....	20
Tabla 2.5 Propiedades de los NPVDs (Lee et al., 1994).	22
Tabla 2.6 Variación de la permeabilidad en la zona de remoldeo.....	24
Tabla 2.7 Evaluación del radio de remoldeo (r_s).....	25
Tabla 2.8 Diámetro equivalente de drenes tipo banda.....	26
Tabla 3.1 Características y configuración de las curvas de consolidación.....	43
Tabla 5.1 Modelo geotécnico con las propiedades del suelo en el terraplén de prueba.	80
Tabla 5.2 Valores de los parámetros asumidos en los análisis en las zonas con drenes tipo SD y PVD.	86
Tabla 5.3 Propiedades para el empleo del modelo MODIIGM.....	90
Tabla 5.4 Modelo geotécnico con las propiedades del suelo en el terraplén con vacío dren a dren.	96
Tabla 5.5 Etapas de análisis para el terraplén con aplicación de vacío dren a dren.	101
Tabla 5.6 Modelo geotécnico de las propiedades del suelo en el terraplén con membrana hermética.	114
Tabla 5.7 Evaluación del grado de consolidación en los terraplenes de prueba.....	122
Tabla 5.8 Modelo geotécnico de las propiedades del suelo para el modelo EVP-D.	136
Tabla 6.1 Resultados del comportamiento de los terraplenes de prueba con instrumentación.	141
Tabla 6.2 Parámetros y resultados del comportamiento de los terraplenes de prueba con modelos 1D, 2D y 3D.....	142
Tabla 6.3 Ventajas y desventajas de los sistemas de precarga con drenes verticales (de arena y prefabricados).	143
Tabla 6.4 Ventajas y desventajas de los sistemas de precarga con drenes verticales y aplicación de vacío.	144

RESUMEN

El mejoramiento de suelos a través del empleo de las técnicas de precarga con drenes verticales de tipo convencional y con aplicación de vacío tienen como objetivo acelerar el proceso de consolidación del suelo y lograr un alto grado de consolidación antes de construir la estructura definitiva. En la presente tesis, se presentan tres experiencias al aplicar las técnicas de precarga con drenes verticales con y sin aplicación de vacío en el suelo del ex lago de Texcoco. Es importante mencionar que es la primera vez que se emplean este tipo de técnicas en suelos lacustres de la zona metropolitana del valle de México y a una altura de 2227 metros sobre el nivel del mar debido a que en su mayoría las técnicas con precarga, drenes verticales y vacío se han empleado a nivel del mar.

Inicialmente se realiza una revisión de los antecedentes históricos de los sistemas de precarga con drenes verticales y su evolución a través del tiempo desde el punto de vista constructivo, así como las teorías disponibles para el análisis de su comportamiento. En el momento en el que se introducen los drenes verticales en el suelo, se ocasionan zonas de transición en donde las propiedades del suelo son diferentes a las determinadas inicialmente. Por lo anterior, se presentan diversos análisis paramétricos para calibrar las propiedades (mecánicas, hidráulicas, viscosas y de anisotropía) del suelo sometido a mejoramiento mediante el empleo de diversos tipos de análisis (unidimensional, bidimensional y tridimensional) y comparando los resultados con instrumentación en campo para conocer los parámetros que permitan representar su proceso de consolidación. La correcta estimación de las propiedades hidráulicas equivalentes permite estimar asentamientos con una diferencia hasta del 5% respecto a los medidos en campo. Asimismo, la consideración de los parámetros de anisotropía en el estado de esfuerzos del suelo ha mostrado una mejor estimación de la presión de poro durante el proceso de consolidación. De acuerdo con los análisis del comportamiento de las técnicas de mejoramiento de precarga con drenes verticales sin y con aplicación de vacío, se observa que estas técnicas pueden incrementar el grado de consolidación del suelo lacustre del ex Lago de Texcoco entre un 50% y 60%, respectivamente, en comparación con un suelo sin mejoramiento. En el caso de la técnica de precarga con drenes verticales (de arena y prefabricados) se observa la importancia de considerar el fenómeno de las deformaciones viscosas del suelo, ya que pueden representar hasta el 40% del asentamiento total estimado. Finalmente, se resalta la importancia de evaluar las técnicas de precarga con drenes verticales a partir de determinar el grado de consolidación logrado, así como la verificación del estado de esfuerzos antes y después del mejoramiento de suelo.

ABSTRACT

The main objective of soil improvement through the use of preload techniques with vertical drains and vacuum application is to accelerate the soil consolidation process and achieve a high degree of consolidation before building the final structure. In this thesis, three experiences are presented when applying preload techniques with vertical drains with and without vacuum application in the subsoil of the former Lake Texcoco. It is important to emphasize that this is the first time that these techniques have been used in lacustrine soils in the metropolitan area of the Valley of Mexico and at a height of 2,227 meters above sea level, because most of the techniques with preload, vertical drains and vacuum have been used at sea level. Initially, a review of the historical background of preloading systems with vertical drains and their evolution over time from the construction point of view is carried out, as well as the available theories for the analysis of their behavior. At the moment in which the vertical drains are introduced into the soil, transition zones are caused where the properties of the soil are different from those initially determined. Therefore, parametric analyzes are presented to calibrate the properties (mechanical, hydraulic, viscous, and anisotropy) of the soil subjected to improvement through the use of different types of analysis (one-dimensional, two-dimensional, and three-dimensional) and compare the results with field instrumentation measurements to know the parameters that allow representing its consolidation process. The correct estimation of the equivalent hydraulic properties allows estimating settlements with a difference of up to 5% with respect to those measured in the field. In addition to considering the anisotropy parameters in the stress state of the soil has shown a better estimate of the pore pressure during the consolidation process. According to the analysis of the behavior of the preload improvement techniques with vertical drains without and with the application of vacuum, it is observed that these techniques can increase the degree of consolidation of the lacustrine soil of the former Lake Texcoco between 50% and 60%, respectively, compared to soil without improvement. In the case of the preload technique with vertical drains (sand and prefabricated), the importance of considering creep soil deformations is observed since they can represent up to 40% of the estimated total settlement. Finally, the importance of evaluating the preload techniques with vertical drains is highlighted by determining the degree of consolidation achieved, as well as the verification of the state of stresses before and after soil improvement.

SIMBOLOGÍA

A_L	longitud del brazo de la estrella (dren prefabricado tipo estrella)
A_T	espesor del brazo de la estrella (dren prefabricado tipo estrella)
AOS	tamaño de apertura aparente del filtro en los PVDs
a	ancho del dren prefabricado tipo banda
a_v	coeficiente de compresibilidad
B	mitad de la distancia entre de elemento dren-suelo en estado plano de deformación
b	espesor del dren prefabricado tipo banda
b_a	ancho de la pared de arena (Cheung <i>et al.</i> ,1991)
C_c	índice de compresibilidad
C_k	índice de cambio de permeabilidad
C_r	índice de recompresión
C_v	coeficiente de consolidación vertical
CD	capa dura
CPTu	prueba de penetración con cono
CS	costra superficial
c	cohesión
C_h	coeficiente de consolidación debido al flujo radial
c_u	cohesión aparente
c_{vc}	coeficiente de consolidación para un sistema de precarga con vacío
C_α	índice de compresión secundaria
$C_\alpha/2.3$	pendiente de la línea de compresión diferida (Yin y Graham, 1996)
D	separación a ejes entre drenes
DP	depósitos profundos
D_{st}	diámetro del dren prefabricado tipo estrella
d_e	diámetro de influencia del dren
d_m	diámetro equivalente del mandril
d_s	diámetro de la zona de remoldeo
d_w	diámetro del dren
$E\text{-}\#$	extensómetro
$EP\text{-}\#$	piezómetros eléctricos
ESS	ensaye de sonda suspendida
e	relación de vacíos
e_L	relación de vacíos en el límite líquido
e_0	relación de vacíos inicial
F	$\ln(n)-0.75$
FAS	formación arcillosa superior
FAI	formación arcillosa inferior
FAP	formación arcillosa profunda
$F(T_v)$	función de retardo del tiempo de la deformación para el proceso hidrodinámico de consolidación que propuso Terzaghi
f_{cd}	superficie de carga dinámica en el modelo de Perzyna (1963,1966)
f_d	función potencial viscoplástico en el modelo S-CLAY1S
f_s	superficie de carga estática

G	factor de resistencia (Cheung <i>et al.</i> ,1991)
H	espesor del estrato de análisis en la teoría de Chai et al. (2001)
H_e	distancia efectiva que tiene que recorrer una partícula de agua para alcanzar la frontera permeable.
H_{FAS}	sub-estrato de la formación arcillosa superior después del mejoramiento
$H_{FAS\ i+1}$	sub-estrato de la formación arcillosa superior después del mejoramiento
HDPE	polietileno de alta densidad
$IH\text{-}\#$	inclinómetro horizontal
$IV\text{-}\#$	inclinómetro vertical
K_0	coeficiente de presión de tierras en reposo Mayne
K_0^{NC}	coeficiente de presión de tierras en reposo Jaky
k	permeabilidad
k_h	permeabilidad horizontal del suelo en estado axisimétrico
k'_h	permeabilidad horizontal en la zona alterada en estado axisimétrico (Indraratna y Redana,1997)
k_{hp}	permeabilidad horizontal 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 remodelada en estado plano de deformación (Indraratna y Redana,1997)
k_s	permeabilidad de la zona remodelada
k_v	permeabilidad vertical
k_{ve}	permeabilidad vertical equivalente (Chai et al., 2001)
k_w	permeabilidad del dren
kW	kilowatts
k_0	permeabilidad inicial
k_1	factor de reducción del vacío
L	separación entre el nodo y la interfaz
l	longitud del dren instalado dentro del suelo blando
l_m	espesor del mandril
M	relación de esfuerzos para el estado crítico
$M\text{-}\#$	tipo de material
m	número entero que toma en cuenta únicamente los valores impares de una serie senoidal infinita
m_v	coeficiente de compresibilidad volumétrica del suelo
N	coeficiente de velocidad de deformación relacionado con el efecto de velocidad deformación sobre la resistencia al corte
NAF	nivel de aguas freáticas
NTN	nivel de terreno natural
NPVD	drenes prefabricados naturales
n	relación de diámetros d_e/d_w
O_{95dry}	tamaño de abertura del filtro
PCA	pozo a cielo abierto
PHD	dren horizontal prefabricado tipo cilíndrico
PND	penetrómetro dinámico
PP	polipropileno
PSVD	sistema de precarga con drenes verticales

PVD	dren vertical prefabricado sintético
$P_{t\#}$	profundidad de medición de desplazamiento (extensómetros)
p'	esfuerzo principal efectivo
p'_{eq}	esfuerzo principal efectivo equivalente
p'_m^d	tamaño de la superficie de carga dinámica en el modelo S-CLAY1S
p'_m^s	tamaño de la superficie de carga estática en el modelo S-CLAY1S
p_0	magnitud del vacío aplicado
P_{0p}	magnitud del vacío aplicado en estado plano de deformaciones
q	esfuerzo desviador
q_c	resistencia por punta del piezocono
q_w	capacidad de descarga del dren
R	radio del cono
r	radio al punto de estudio
r_e	radio de influencia de un dren
r_m	radio equivalente del mandril
r_s	radio de la zona remodelada
r_{tr}	radio de la zona de transición
r_w	radio del dren
SD	drenes de arena
SPT	sondeo de penetración estándar
SP-#	placa de asentamiento
SS	sondeo selectivo
S_j	asentamientos en el suelo (Yin y Graham)
s	asentamiento
s_{ult}	asentamiento final por consolidación primaria
s_v	presión de vacío considerada a la profundidad z (Chu y Yan, 2005)
T	factor tiempo
T_{cv}	factor tiempo para un sistema combinado de precarga con vacío
T_h	factor tiempo de consolidación debido al flujo radial
T_v	factor tiempo
t	tiempo
t_B y δ_B	punto donde termina la consolidación primaria y continua la secundaria
t_F y δ_F	punto más alejado de la zona donde termina la consolidación primaria, sobre el tramo recto (en escala semilogarítmica) de la consolidación secundaria
t_c	tiempo correspondiente al 100% de la consolidación primaria
t_0	tiempo inicial
t_l	tiempo de medición para alcanzar un grado específico de consolidación
t_{50} y δ_{50}	punto para el 50% de consolidación primaria
t'	lapso en que se desarrolla el <i>creep</i>
t^*	tiempo característico
U	grado de consolidación
U_{avg}	grado de consolidación con el método de Chu y Yan (2005)
U_r	grado de consolidación debido al flujo radial
$U_{r,z}$	grado de consolidación debido al flujo vertical y radial
U_v	grado de consolidación debido al flujo vertical

U_{vc}	promedio del grado de consolidación en un suelo con precarga y aplicación de vacío
U_{60}	grado de consolidación correspondiente al 60%
U_{90}	grado de consolidación correspondiente al 90%
u	exceso en la presión de poro
\bar{u}_r y \bar{u}_z	los excesos de presión de poro medios debido al flujo radial y vertical
$u_t(z)$	presión de poro en la profundidad z al tiempo t (Chu y Yan, 2005)
$u_s(z)$	línea de succión (Chu y Yan, 2005)
u_0	presión de poro inicial
$u_0(z)$	presión de poro inicial a la profundidad z (Chu y Yan, 2005)
V	velocidad del flujo
VT	prueba de veleta
V_0	volumen efectivo
v_s	velocidad de onda cortante
WL	límite líquido
w	espesor del mandril
$w\%$	contenido de agua
z	profundidad
α y β	intercepción y la pendiente de la línea recta respectivamente en la gráfica $s_n^{1/\xi}$ versus $s_{n-1}^{1/\xi}$
α_I y β_I	coeficientes de conversión (Indraratna y Redana, 1997)
α_0	valor inicial de anisotropía
α_1	pendiente del segmento lineal entre U_{60} y U_{90} en la gráfica t/s contra t
β_z	factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular
β^*	constante de proporción
β_0	intersección con el eje s_n (eje Y)
β_1	pendiente de la parte lineal de la gráfica teórica hiperbólica (Tv/U contra Tv)
γ	peso volumétrico
Δ	incremento
Δh	carga de presión en cada uno de los puntos esquematizado
$\Delta\sigma_v$	Incremento de esfuerzo vertical
$\Delta\varepsilon$	deformación por fluencia plástica
$\delta_{0\%}$	ordenada en el origen de la curva de consolidación
ε	deformación volumétrica
ε_{ij}^{vp}	tensor de velocidad de deformaciones viscoplásticas
$\dot{\varepsilon}_z$ y ε_z	deformación vertical y la velocidad de deformación vertical
ε_{z0}	deformación inicial
ε^c	deformación volumétrica correspondiente a la fluencia o <i>creep</i>
ε^e	deformación volumétrica correspondiente a la parte elástica,
η_{K0}	coeficiente que toma en cuenta el coeficiente de presión de tierras en reposo par suelos normalmente consolidados.
κ/V	constante relacionada con la compresión elástica
λ	pendiente del segmento lineal entre U_{60} y U_{90} en la gráfica teórica hiperbólica
λ/V	constante relacionada a una línea de referencia de tiempo
λ_1	coeficiente de conversión (Cheung <i>et al.</i> , 1991)

λ_2	coeficiente de conversión que se determina considerando el tiempo en que en ambos sistemas se alcanza el 50% del grado de consolidación
λ^*	índice de compresión modificado
μ	representa el efecto del espaciamiento entre drenes, remoldeo y resistencia al drenaje
μ_d	parámetro de conversión al estado plano de deformación (Chai et al., 2001)
μ_l	parámetro de fluidez en el modelo EVP-SCLAY1
μ^*	Índice de compresión secundaria
v_{hv}	la relación del factor tiempo en las direcciones horizontal y vertical
ξ	constante obtenida de una curva de ajuste que involucra algunas propiedades como la permeabilidad horizontal, los coeficientes de consolidación en las direcciones radial y vertical y las condiciones de drenaje dadas por los drenes
ξ'	factor adimensional que modifica el valor de $T_v = C_v t / H^2$ en el fenómeno viscoso intergranular
σ_{pc}	esfuerzo de preconsolidación al final de la consolidación en el modelo Soft Soil Creep
σ_{p0}	esfuerzo de preconsolidación inicial del suelo en el modelo Soft Soil Creep
σ_v'	esfuerzo efectivo vertical
σ'	esfuerzo efectivo final en el modelo Soft Soil Creep
σ'_i	esfuerzo efectivo inicial en el modelo Soft Soil Creep
$\dot{\sigma}'_z$ y σ'_z	velocidad del esfuerzo efectivo y el esfuerzo efectivo
σ'_{z0}	esfuerzo inicial determinado como la intersección de la línea de referencia con el eje $\ln(\sigma'_z)$ cuando $\epsilon_{z0} = 0$
σ'_0	constante en ϵ_0 , ubicando la posición de la línea de tiempo de referencia
Φ	función de los sobreesfuerzos
ϕ'	ángulo de fricción interno
ψ	pendiente de la línea de compresión diferida
ψ/V	constante relacionada con la fluencia plástica del suelo
ψ/V_0	pendiente de la línea de compresión diferida (Yin y Graham, 1996)
Ψ'_0 y $\Delta\epsilon_l$	parámetros constantes en la teoría unidimensional de Yin y Graham (1996)
$\dot{\epsilon}_v$	velocidad de deformaciones viscoplásticas
Λ	multiplicador visco-plástico en el modelo Creep-SCLAY1

LISTA DE PUBLICACIONES

Las siguientes publicaciones son relacionadas con la presente tesis de Doctorado:

a) Artículos publicados en revistas indizadas en JCR

1. López-Acosta, N. P., Barba-Galdámez, D. F., **Espinosa-Santiago, A. L.**, & Choque-Mamani, P. I. (2018). Data on horizontal hydraulic conductivity of fine-grained soils of the former Lake Texcoco (Mexico). *Data in Brief*, *19*, 1670-1682.
2. López-Acosta, N. P., **Espinosa-Santiago, A. L.**, & Barba-Galdámez, D. F. (2019). Characterization of soil permeability in the former Lake Texcoco, Mexico. *Open Geosciences*, *11*(1), 113-124.
3. López-Acosta, N. P., **Espinosa-Santiago, A. L.**, Pineda-Núñez, V. M., Ossa, A., Mendoza, M. J., Ovando-Shelley, E., & Botero, E. (2019). Performance of a test embankment on very soft clayey soil improved with drain-to-drain vacuum preloading technology. *Geotextiles and Geomembranes*, *47*(5), 618-631.
4. **Espinosa-Santiago, A. L.**, & Lopez-Acosta, N. P. (2020). Performance monitoring and numerical assessment of a test embankment with preloading and vertical drains on Texcoco lacustrine soft clays. *Geotextiles and Geomembranes*, *48*(4), 546-560.

b) Capítulos de libros

1. López-Acosta, N. P., **Espinosa-Santiago, A. L.**, & Pineda-Núñez, V. M. (2023). Capítulo 17: Sistemas de precarga. Contención, tratamiento y mejoramiento de suelos. Libro Manual de Construcción Geotécnica. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG). Ciudad de México, México.

c) Artículos de congresos

1. López-Acosta, N. P., **Espinosa-Santiago, A. L.**, & Pineda-Núñez, V. M. (2018). Modelación numérica del comportamiento de dos terraplenes de prueba con precarga, PVDs y aplicación de vacío: dren a dren y membrana hermética. Memorias de la XXIX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, SMIG (25 de Noviembre 2018), León, Guanajuato México. Volumen 1.

1. López-Acosta, N. P., **Espinosa-Santiago, A. L.**, & Pineda-Núñez, V. M. (2019). Numerical Modeling and Performance of Two Test Embankments Based on Surcharge Preloading, PVDs and Vacuum: Drain-to-Drain and Airtight Membrane. In *Geotechnical Engineering in the XXI Century: Lessons learned and future challenges* (pp. 2214-2222). IOS Press.
2. López-Acosta, N. P., Pineda-Núñez, V. M., **Espinosa-Santiago, A. L.**, Mendoza, M. J., Rufiar, M., & García, R. (2019). Assessment of the Settlement and Horizontal Displacement of Test Embankments with Preloading, Drains, and Vacuum in the Former Texcoco Lake, Mexico. In *Geotechnical Engineering in the XXI Century: Lessons learned and future challenges* (pp. 813-822). IOS Press.

OBJETIVOS

La presente tesis contribuye al conocimiento del tema de mejoramiento de suelos cumpliendo los siguientes objetivos:

- Estudiar el comportamiento de tres terraplenes de prueba contruidos en la zona del ex Lago de Texcoco utilizando las técnicas de: *a)* precarga convencional con drenes verticales de arena y prefabricados, *b)* precarga con drenes verticales prefabricados sintéticos y aplicación de vacío con la técnica dren a dren y *c)* precarga con drenes verticales prefabricados sintéticos y aplicación de vacío mediante membrana hermética, utilizando resultados de instrumentación y modelado numérico.
- Calibrar y proporcionar los parámetros que representen el comportamiento de un suelo mejorado con un sistema de precarga y drenes verticales a través de análisis en estado unidimensional, bidimensional y tridimensional a corto, mediano y largo plazo.
- Evaluar y conocer la eficiencia de las técnicas de precarga con drenes verticales (con y sin vacío) en comparación con un suelo sin mejoramiento.
- Proporcionar una metodología para la selección y evaluación del rendimiento de las técnicas de mejoramiento para acelerar el desarrollo del grado de consolidación del suelo.

1. INTRODUCCIÓN

Los diferentes sistemas de precarga han sido implementados a nivel mundial y en los últimos años en México como una opción viable para mejorar las propiedades del suelo a través de inducir el proceso de consolidación antes de la construcción definitiva de una edificación. En esta tesis se describen las principales características, procesos constructivos y herramientas para el análisis y diseño de los diferentes tipos de sistemas de precarga: a) precarga simple, b) precarga con drenes verticales (arena, prefabricados sintéticos y prefabricados naturales) y c) precarga con aplicación de vacío y drenes verticales. El análisis, diseño y construcción de este tipo de sistemas involucra conocer las propiedades del suelo del sitio de estudio, como las conductividades hidráulicas en direcciones horizontal y vertical, las características del mandril de instalación para determinar la extensión de la zona de remoldeo, y las propiedades de los drenes. Por lo anterior, se incluyen tablas con las diferentes hipótesis del comportamiento en la zona remodelada que han sido reportadas por diferentes investigadores en función de observaciones de campo, pruebas de laboratorio a gran escala y modelos numéricos, además de incluir las propiedades hidráulicas y de resistencia de drenes verticales prefabricados sintéticos y naturales. También se presenta una revisión de las teorías que constituyen la base del estudio de un medio sometido a mejoramiento de suelos, como las de Rendulic (1935) y Barron (1948), hasta las consideraciones que se realizan actualmente en diferentes programas especializados para su estudio en estado plano de deformaciones a través de propiedades equivalentes (Hansbo, 1981; Cheung et al., 1991; Hird et al., 1992; Indraratna y Redana, 1997; Chai et al., 2001; Mohamedelhassan y Shang, 2002; Indraratna et al., 2005; Chai et al., 2005a; Mesri y Khan, 2012). Adicionalmente, para la evaluación de la efectividad de los sistemas de precarga, se pone énfasis en el estudio de las propiedades del suelo antes y después del mejoramiento, en la instrumentación para observar el comportamiento del suelo tratado y en la estimación del grado de consolidación (%U) alcanzado con la técnica empleada en el tiempo previsto. Este último a través de métodos observacionales que emplean mediciones de asentamiento o lecturas de piezómetros para

estimar el asentamiento último s_{ult} (cuando se disipa la presión de poro, consolidación primaria).

La precarga en su forma original se concibió intuitivamente, partiendo de la simple observación de que la aplicación de una carga sobre el suelo da por resultado asentamientos en función del tiempo. Al construirse las primeras catedrales en el siglo XII, la mampostería de piedra requerida para su construcción se apilaba durante años (Kérisel, 1975). Los antiguos constructores debieron percatarse que la compresión antes de la construcción se podía utilizar para mejorar el suelo (Stamatopoulos y Kotzias, 1990).

Antes de la década de los años veinte en el siglo pasado, el uso de la precarga fue irregular y sin una metodología, ya que la Mecánica de Suelos no había evolucionado como una disciplina eficaz. La compresión del suelo y la aparición de asentamientos eran atribuidos a causas misteriosas. El primer esfuerzo para explicar el fenómeno esfuerzo-deformación del suelo con bases científicas fue realizado por K. Terzaghi en 1919 (Peck et al., 1974). El estudio de Terzaghi trataba con la magnitud y velocidad de asentamiento de una capa de arcilla confinada lateralmente que expelía agua por encima y debajo de ella a medida que las partículas del suelo se comprimían. A partir de ello, se empezaron a desarrollar varios conceptos fundamentales para el progreso de la Mecánica de Suelos, como el concepto del Principio de Esfuerzos Efectivos que fue planteado por Boussinesq en 1876 (Alberro, 2006) pero fue retomado formalmente por Terzaghi 50 años después (Auvinet, 2010), el esfuerzo de preconsolidación por medio de pruebas de consolidación (Casagrande, 1936), entre otros.

La consolidación primaria se puede inducir en suelos como las arcillas blandas, limos y suelos orgánicos a través de la técnica de precarga (con o sin sobrecarga). La precarga consiste en colocar sobre el terreno a estabilizar material térreo con una carga igual o mayor a la que transmitirá la obra final para mejorar sus propiedades índices, mecánicas e hidráulicas. El tiempo necesario para mejorar o estabilizar el suelo puede ser prolongado, y el uso de drenes verticales ayuda reducir el tiempo requerido para la consolidación primaria (Terzaghi et al., 1996).

En 1925 Moran propuso los primeros drenes de arena, a base de perforaciones que se rellenaban con arena altamente permeable en un arreglo y espaciamiento dado (Han, 2015). En los años treinta del mismo siglo, los drenes verticales de arena se usaron por primera vez para estabilizar un relleno sobre áreas pantanosas (Porter, 1936). Posteriormente, en 1937 se realizó el primer experimento con drenes a base de tubos de fibra de madera. La versión actual de la precarga evolucionó poco después de la Segunda Guerra Mundial cuando aumentó el interés en la Mecánica de Suelos debido a los extensos programas de construcción (Stamatopoulos y Kotzias, 1990).

Después, en 1948 se desarrollaron drenes verticales prefabricados (PVDs) tipo mecha de cartón ligeramente impregnado con sal de arsénico, los cuales eran más económicos y fáciles de transportar e instalar (Kjellman, 1948). A partir del prototipo anterior, se han desarrollado casi todos los PVDs tipo banda, que están hechos con un núcleo sintético y envueltos por un geotextil no tejido (Holtz, 1987). En 1952, Kjellman propuso la utilización del vacío para reducir la presión atmosférica dentro de una masa de suelo aislada por una membrana para incrementar el esfuerzo efectivo sin modificar el esfuerzo total. Una desventaja observada en las primeras membranas utilizadas fue su deterioro por factores ambientales, el cual impedía mantener el vacío durante el tiempo necesario para consolidar el suelo (Holtz y Wager, 1975). A partir de 1987 a la fecha, se han creado diferentes tipos de drenes que varían geoméricamente en su sección transversal (circular o rectangular) y en cuanto al material de fabricación sintético o natural (fibras de yute o coco), siendo estos últimos los que están siendo estudiados para conocer su comportamiento.

2. TIPOS DE PRECARGA

La decisión para llevar a cabo la técnica de precarga implica evaluar otros métodos de mejoramiento (compensación, inclusiones, pilotes, etc.) para resolver los problemas que presentan los suelos compresibles (Stamatopoulos y Kotzias, 1990). Una vez seleccionada la técnica de precarga como método para mejorar el suelo, se debe evaluar el tipo de precarga más conveniente.

2.1 Precarga simple

2.1.1 Concepto de la precarga simple

El sistema de precarga representa una opción de método de mejoramiento cuando los análisis de cimentación indican problemas de baja resistencia al esfuerzo cortante o alta compresibilidad en suelos finos. El concepto básico de este sistema es reducir la relación de vacíos del suelo a través de la consolidación mediante la aplicación de cargas en la superficie del suelo por un cierto periodo de tiempo 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 y puede ser complementada con una sobrecarga para acelerar aún más el proceso de consolidación. Lo anterior, permite el desarrollo de los asentamientos por consolidación primaria y secundaria, además, de aumentar la resistencia no drenada del suelo. Es recomendable que el material para la precarga se encuentre cerca del sitio del proyecto o recurrir al peso de la propia estructura (por ejemplo, el llenado de prueba en tanques de almacenamiento de hidrocarburos). Al finalizar el periodo de mejoramiento, la precarga puede ser retirada en su totalidad o conservar una parte de ella para utilizarla como plataforma de trabajo.

En la Figura 2.1 se muestra el desarrollo de asentamientos con y sin precarga:

- Sin precarga, la estructura se construye y se desarrollan asentamientos de importancia que pueden poner en riesgo la estabilidad y seguridad de la misma.

- Con precarga, al finalizar el periodo de mejoramiento se propicia el asentamiento del suelo, al removerla, se puede generar un rebote elástico del suelo. Cuando se construye la estructura definitiva y si ésta transmite un esfuerzo menor al aplicado por la precarga, el asentamiento de la estructura será menor. En caso de no retirar la precarga y construir la estructura definitiva se pueden generar asentamientos mayores a los esperados. Es importante mencionar que la precarga puede retirarse completamente o conservar parte de ella para posteriormente emplearse como plataforma de trabajo. Lo anterior depende del tipo de obra que se vaya a construir en el suelo ya mejorado y del estado de esfuerzos del suelo a través del tiempo.

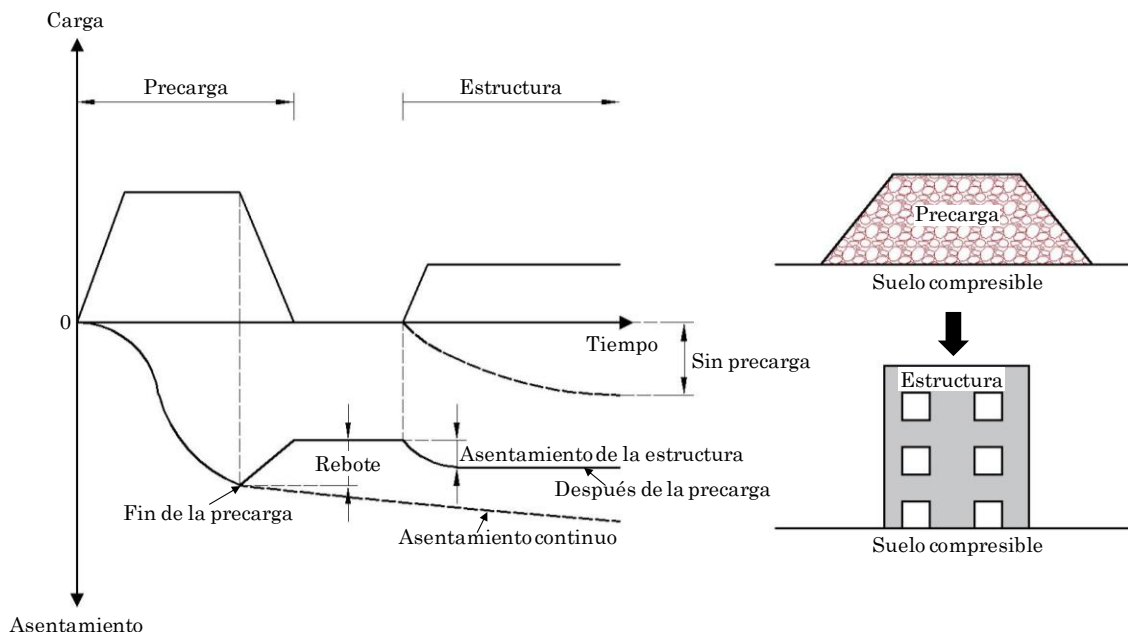


Figura 2.1 Precarga (Han, 2015).

2.1.2 Diseño de la precarga simple

El uso de la precarga se recomienda en el mejoramiento de suelos finos (arcillas y limos) normalmente consolidados o ligeramente preconsolidados (Holtz et al., 2001) y en algunas turbas (Osorio et al., 2010).

Los asentamientos inducidos por precarga se pueden generar de tres maneras:

- a) Incrementando el esfuerzo total del suelo.
- b) Disminuyendo la presión intersticial.
- c) Combinando simultáneamente los dos métodos anteriores.

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 constructivas, 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.

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.

2.1.3 Proceso constructivo de la precarga simple

El procedimiento constructivo se describe a continuación:

- a) Limpieza del terreno de materia orgánica y nivelación. Es importante señalar que nivelar el terreno natural podrá ocasionar un cambio en el estado de esfuerzos y al colocar el material de precarga, los efectos sobre el área no serán homogéneos. Por tanto, se tiene que evaluar el efecto de la nivelación y sus implicaciones.
- b) Si el terreno tiene una baja resistencia al esfuerzo cortante, será necesario colocar un geotextil y geomalla para permitir el tránsito de los vehículos y maquinaria para el proceso constructivo.
- c) Mediante camiones de volteo el material de precarga se deposita sobre el área a mejorar. El inicio de colocación de material será lo más cercano al camino de acceso para evitar que el paso de los camiones o maquinaria modifiquen las condiciones geotécnicas iniciales del terreno a mejorar. El material de precarga se esparce y se nivela con un tractor topador de cadenas pequeño, con el objetivo que su peso no sea un factor que modifique las propiedades del suelo a mejorar. En la Figura 2.2 se puede observar lo descrito en este punto.



Figura 2.2 Colocación de material de precarga (PIMOSA, 2016).

Es muy importante tener un control de la granulometría del material de precarga depositado en el sitio para garantizar que la carga de diseño sea transmitida al suelo a mejorar. El banco donde se obtenga el material de precarga debe ser cuidadosamente seleccionado; además, será necesario realizar una serie de calas para cada capa depositada para verificar que el peso volumétrico y la granulometría se encuentren dentro de los parámetros establecidos por el proyecto.

Aunque parezca un método de mejoramiento sencillo, la precarga simple involucra un costo e impacto ambiental importante. El acarreo de material de precarga desde los bancos hasta el sitio de estudio por medio de vehículos pesados involucra grandes emisiones de CO₂ al ambiente. La obtención del material de precarga de los bancos implica un deterioro del ecosistema de la zona y la alteración del ambiente del lugar.

Es obligatorio analizar la capacidad de carga de los estratos de suelo a mejorar para evitar una falla. La condición no drenada es la más crítica para los suelos normalmente consolidados o ligeramente preconsolidados en la precarga simple (Han, 2015). Por tanto, la capacidad de carga de los estratos compresibles a mejorar debe ser evaluada con los códigos o normas aplicables en el sitio de estudio.

Además, si la precarga se implementa a través de terraplenes, es necesario realizar un análisis de estabilidad de los taludes. El análisis de estabilidad puede realizarse mediante los métodos de equilibrio límite o por métodos numéricos. Si la estabilidad del talud se convierte en un problema será necesario implementar un geosintético u otro mejoramiento del suelo para estabilizar el talud del terraplén (Han, 2015).

2.2 Precarga con drenes

Generalmente la precarga simple se complementa con un sistema de drenes verticales con el objetivo de disminuir el exceso de presión de poro en un menor periodo de tiempo. Los drenes verticales pueden ser de arena, de material prefabricado o naturales. A continuación, se describen los distintos tipos de drenes, su diseño y proceso constructivo.

2.2.1 Drenes de arena (SDs)

Los drenes verticales de arena (SDs, por sus siglas en inglés) son perforaciones circulares realizadas usualmente en un suelo cohesivo, en las que se introduce arena (Figura 2.3). 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.



Figura 2.3 Drenes verticales de arena (Watabe y Noguchi, 2011).

En los drenes verticales de arena, la permeabilidad de los materiales granulares con los que se construyen es determinante para su buen comportamiento. Este parámetro puede verse afectado por diversos factores durante la construcción del dren:

- Variación del porcentaje de finos debido a la degradación del material durante su colocación,
- Variación del esfuerzo confinante con la profundidad a lo largo del dren,
- Efecto de remoldeo del material circundante al dren (paredes de la perforación) que puede disminuir en cierta medida la permeabilidad de dicho suelo y afectar el paso del agua hacia el dren.

2.2.2 Proceso constructivo de los drenes de arena

El equipo necesario para la instalación de drenes de arena depende del proceso constructivo. Existen tres clasificaciones de acuerdo al tipo de desplazamiento que se produce en el suelo al instalar el dren. En la Tabla 2.1 se presentan los métodos para la construcción de drenes de arena de acuerdo al tipo de desplazamiento del suelo y algunas condiciones típicas de construcción.

Tabla 2.1 Métodos de instalación de drenes de arena de acuerdo con la alteración del suelo (modificado de Holtz et al., 1991).

Desplazamiento del suelo	Método	Diámetro del dren	Espaciamiento típico	Máxima profundidad
Con desplazamiento	Hincado o vibrado de mandril cerrado en la punta	0.15 – 0.6 m	1.0 – 5.0 m	≤ 30 m
Poco desplazamiento	Barreno helicoidal de perforación continua con vástago hueco	0.30 – 0.50 m	2.0 – 5.0 m	≤ 35 m
Sin desplazamiento	Perforación con chorro de agua a presión	0.20 – 0.30 m	2.0 – 5.0 m	≤ 30 m

- Con desplazamiento: se hinca o se vibra un mandril cuyo extremo inferior está cerrado el cual desplaza el suelo compresible, se rellena el hueco con arena para formar el dren (Figura 2.4).
- Con poco desplazamiento (Figura 2.5):
 - a) Se coloca el equipo en la ubicación del dren.
 - b) Se introduce en el suelo el barreno helicoidal de perforación continua girándolo con baja intensidad hasta la profundidad deseada.
 - c) Al alcanzar la profundidad de instalación se gira con mayor intensidad para extraer el material y formar el hueco.
 - d) Se extrae el barreno helicoidal de perforación continua a la vez que se rellena el hueco introduciendo arena a través de vástago hueco.
 - e) El dren de arena se ha completado.
- Sin desplazamiento: la perforación se realiza mediante un chorro de agua a alta presión, posteriormente se rellena el hueco con arena para formar el dren.



Figura 2.4 Construcción de drenes verticales de arena (ISM, 2019).

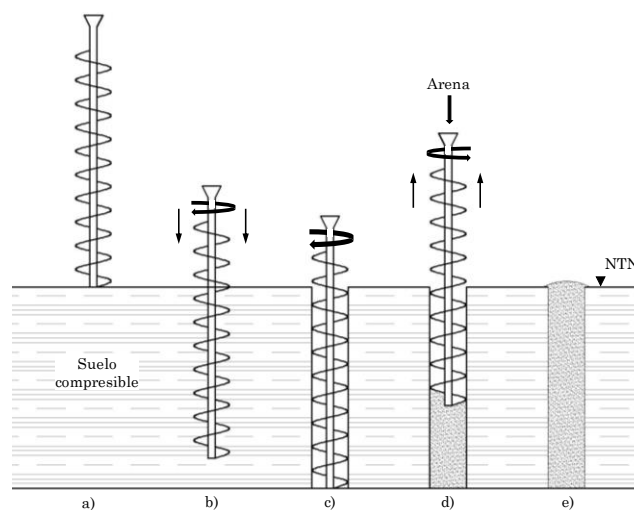


Figura 2.5 Esquema del proceso constructivo de un dren de arena con el método de poco desplazamiento.

El método constructivo con barreno helicoidal de perforación continua con vástago hueco puede producir drenes con diámetros más grandes en comparación con las demás técnicas. 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 tanto, se reduce el tiempo de operación de dichos drenes.

La combinación del incremento en el esfuerzo confinante y el contenido de finos ocasiona una reducción importante en la permeabilidad de drenes de arena, provocando que los materiales granulares que conforman el dren puedan presentar un comportamiento similar al de un material fino, y con ello reducir su eficiencia (Espinosa et al., 2016). Por lo anterior, 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. Algunas consideraciones para tomar en cuenta son:

- Material constituido por arena fina preferentemente limpia, de granulometría uniforme, con un contenido de finos ($75 \mu\text{m}$) menor que 5% (Kirmani, 2004).
- Controlar el volumen de arena utilizado en cada dren y la continuidad en el vaciado dentro del barreno, verificando que no exista degradación del material durante su colocación.
- Determinar el porcentaje de finos por medio de una prueba de sedimentación o granulometría vía húmeda.

2.3 Drenes verticales prefabricados sintéticos (PVDs)

Los drenes verticales prefabricados (PVDs, por sus siglas en inglés) son trayectorias artificiales de drenaje hechos de geosintéticos, insertados en un suelo blando de menor permeabilidad con el objetivo de acortar el camino de drenaje y, por tanto, reducir el tiempo de consolidación (López-Acosta y Espinosa, 2016). Los PVDs pueden ser tipo banda o mecha, o bien, cilíndricos (Figuras 2.6) y se componen de dos elementos: cuerpo del dren y filtro. La profundidad máxima de desplante de los PVDs puede ser de hasta 60 m, su diámetro equivalente varía entre 0.05 m a 0.1 m y el espaciamiento típico en un arreglo visto en planta es de 1.0 a 3.5 m (Holtz et al.1991).

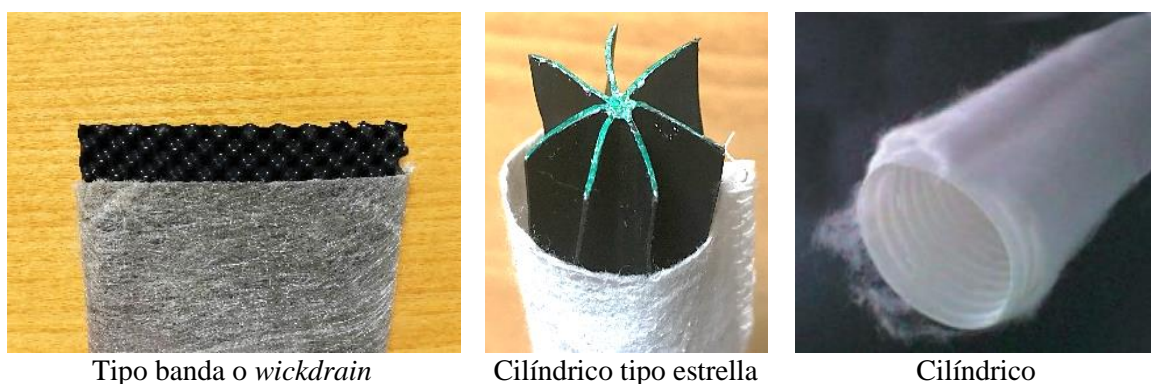


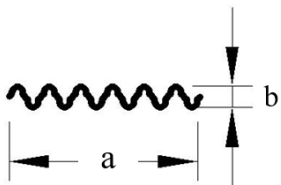
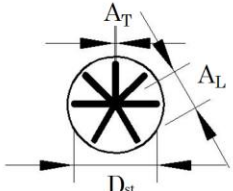
Figura 2.6 Drenes verticales prefabricados.

Los PVDs han sido utilizados en el mejoramiento de suelos para la construcción de obras aeroportuarias en Kansai-Japón (Furudoï, 2005), Bangkok-Tailandia (Seah, 2006), Changi-Singapur (Bo et al., 2007) así como en obras carreteras en Ballina-Australia (Indraratna et al., 2009; Indraratna et al., 2012) y obras portuarias en Tianjin-China (Chu et al., 2000), por mencionar algunos ejemplos.

2.3.1 Propiedades de los drenes verticales prefabricados sintéticos

La determinación de las propiedades de los drenes generalmente se realiza a través de pruebas realizadas en laboratorio. Las pruebas se realizan al dren (cuerpo y filtro) y al filtro de forma. El comportamiento del dren se determina además de su geometría con la capacidad de descarga (ASTM D4716) y resistencia a la tensión (ASTM D4595), mientras que al filtro se le realizan pruebas de permitividad (ASTM D4491), tamaño de apertura aparente del tejido (ASTM D4751), resistencia a la tensión (ASTM D4632), punzonamiento (ASTM D6241 y ASTM D4833M) y a la rotura trapezoidal (ASTM D4533). En la Tabla 2.2 se presenta un ejemplo de las propiedades geométricas e hidráulicas de los PVDs tipo banda y cilíndrico tipo estrella.

Tabla 2.2 Propiedades de los PVDs (López-Acosta et al., 2019b)

Tipo de dren	Elemento	Propiedad	Valor	Unidad
Dren vertical prefabricado tipo banda (wick drain) 	Cuerpo del dren	Material	Polietileno de alta densidad (HDPE)	---
		Ancho (a)	96	mm.
		Espesor (b)	6.5	mm.
	Filtro	Material	Polipropileno (PP)	---
		Tamaño de apertura O_{95dry}	177	μm
		Permeabilidad	6.2×10^{-4}	m/s
		Permitividad	1.2	s^{-1}
Dren vertical prefabricado tipo estrella (stardrain) 	Cuerpo del dren	Material	Polietileno de alta densidad (HDPE)	---
		Diámetro (D_{st})	30 ± 2	mm
		Longitud del brazo de la estrella (A_L)	12 ± 2	mm
		Espesor del brazo de la estrella (A_T)	0.45 ± 0.05	mm
	Filtro	Material	Polipropileno (PP)	---
		Tamaño de apertura O_{95dry}	218	μm
		Permeabilidad	2.03×10^{-3}	m/s
		Permitividad	3.35	s^{-1}

2.3.2 Procedimiento de instalación de los drenes verticales prefabricados sintéticos

El equipo de instalación de PVDs consta de una excavadora o grúa con cadenas, la cual porta el mástil y en su parte inferior se encuentra el dispositivo de hincado que manipula el mandril (Figura 2.7). En la Figura 2.8 se presentan algunos ejemplos de maquinaria y dispositivos de hincado.

El procedimiento constructivo para la instalación de los PVDs es similar al de los SDs, sin embargo, la principal diferencia es el empleo del mandril que ayuda a insertar los drenes al interior del suelo. A continuación, se describe de manera general dicho procedimiento (Figura 2.9):

- Se ubica el punto de instalación.
- Por medio del dispositivo de hincado se introduce el mandril que en su interior se encuentra el dren vertical prefabricado el cual tiene un dispositivo de anclaje en el extremo inferior. Además del hincado, el mandril junto con el dren puede ser introducido al suelo mediante vibrado.
- El mandril se retrae por el dispositivo de hincado. El dren, debido al dispositivo de anclaje queda fijo en la profundidad de instalación.
- Se corta el dren procurando dejar una distancia entre la punta y el nivel del suelo o de la plataforma de trabajo.

Posteriormente, en la parte superior se coloca una capa de arena que tiene la función de drenar el agua proveniente que los drenes y dirigirla a zanjas construidas en el perímetro de la zona en donde se va a colocar la precarga.

Finalmente, se construye el terraplén de precarga por etapas y de ser necesario el material de sobrecarga.

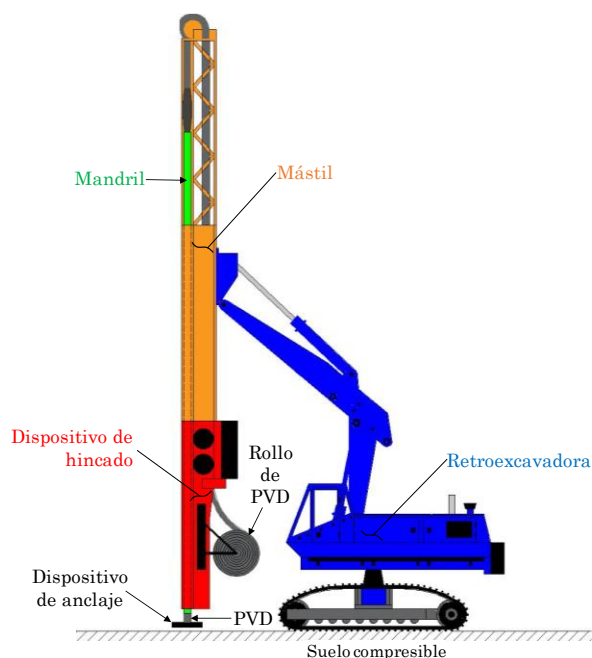


Figura 2.7 Componentes básicos de la maquinaria de instalación de los PVDs.

Tabla 2.3 Métodos de instalación para los drenes verticales prefabricados con base en la alteración del suelo (modificado de Holtz et al., 1991).

Alteración del suelo	Método	Diámetro del dren	Espaciamiento típico	Profundidad máxima
Con desplazamiento	Hincado con mandril con punta cerrada	0.05 – 0.1 m (diámetro equivalente)	1.0 – 3.5 m	≤60 m
Poco desplazamiento	Vibrado del mandril con punta cerrada			



(Cirión y Chatte, 2017)



(PIMOSA, 2016)



(Menard, 2018)



(APE, 2019)



(PIMOSA, 2016)



(OMS, 2019)

Figura 2.8 Maquinaria para la instalación y dispositivos de hincado de PVDs.

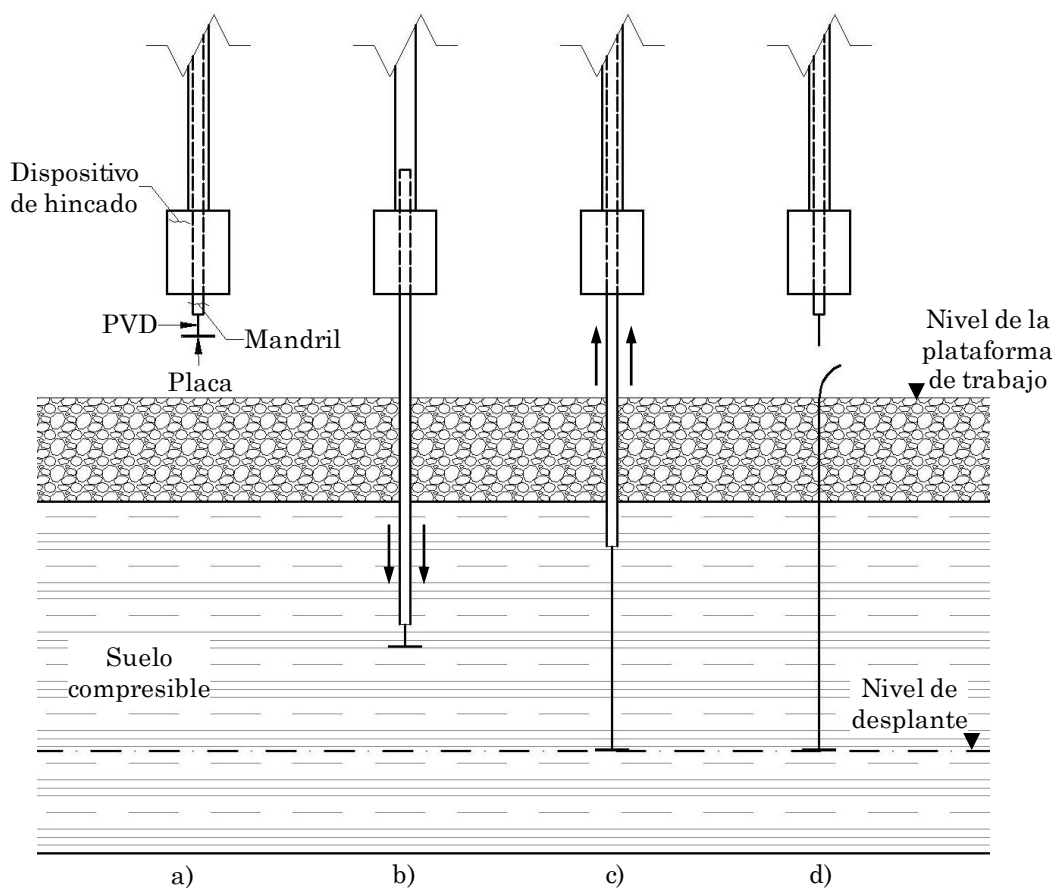


Figura 2.9 Proceso de instalación de los drenes verticales prefabricados.

Otra característica importante en la instalación de los PVDs es el dispositivo de anclaje que fija al dren a la profundidad de desplante y generalmente es una placa cuadrada, rectangular o una barra. Para reducir el efecto del remoldeo del suelo causado por el paso de dispositivo de anclaje y del dren, a los mandriles se les ha agregado una especie de funda metálica que puede ser fija o deslizante denominada "shoe". La función del "shoe" es reducir el cambio de sección transversal drástico entre el dispositivo de anclaje y el mandril. En la Figura 2.10 se muestran algunos ejemplos de drenes, mandriles y dispositivos de anclaje y en la Figura 2.11 se muestran algunos ejemplos de anclas.

Desde el punto de vista constructivo, los PVDs tienen principalmente dos ventajas sobre los SDs: a) instalarse en suelos en donde no se puede realizar una perforación estable y b) uso donde hay escasez de bancos de material cercanos al sitio del proyecto. Previo al inicio de

los trabajos de mejoramiento, se recomienda revisar la capacidad de carga del suelo debido a que la maquinaria para la instalación de drenes puede quedar atascada o incluso inmersa dentro del suelo. Si la capacidad del suelo puede comprometer la seguridad en la ejecución de los trabajos antes y durante la instalación de los drenes, así como la colocación total de la precarga, puede solucionarse construyendo una plataforma de trabajo o empleando geotextiles o geomallas para mejorar dicha capacidad.

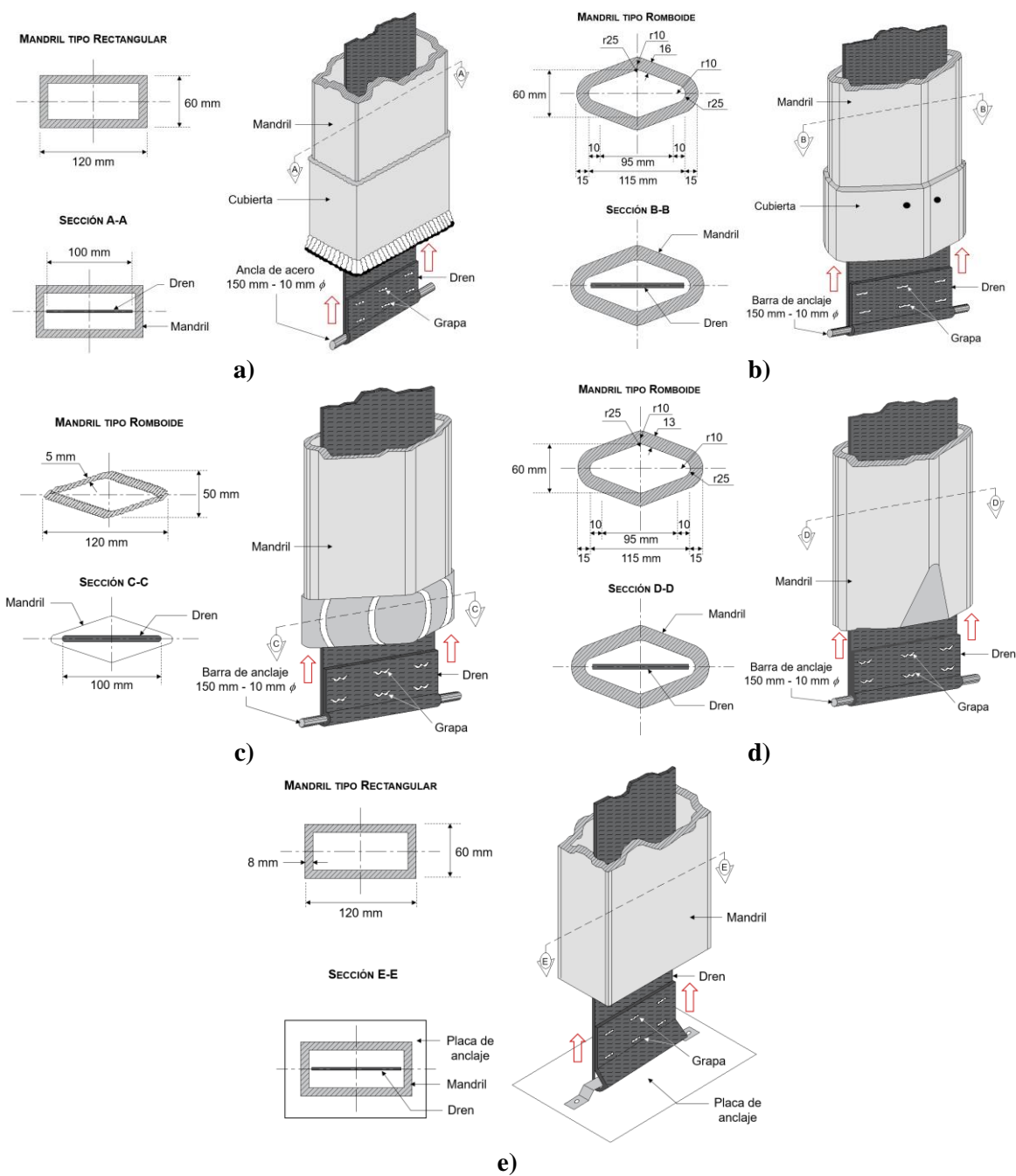


Figura 2.10 Tipos de mandril y anclajes de drenes verticales prefabricados (modificado de Bo et al., 2015).



Anclaje de drenes verticales prefabricados tipo banda y cilíndrico (Menard, 2019)



(PIMOSA, 2016)

Figura 2.11 Ejemplos de anclas.

Por otra parte, la selección del tipo de dren (cilíndrico o tipo banda), el método de instalación (hincado o vibrado del mandril) y el tipo de anclaje (placa o funda) son factores que determinan la extensión de la zona de remoldeo y en consecuencia la eficiencia del sistema. En general, los drenes verticales prefabricados cilíndricos generan menor remoldeo al suelo que los de tipo banda, debido a las diferencias geométricas de su sección transversal. La sección transversal del mandril es similar a la del dren y puede ser circular, rectangular o romboide.

2.4 Drenes horizontales prefabricados (PHDs)

Los drenes horizontales prefabricados (PHDs, por sus siglas en inglés) se emplean para la técnica de precarga con vacío y membrana hermética (Sección 17.6.3). A través de ellos el agua extraída por los PVDs se desaloja hacia el exterior de la zona tratada. A diferencia de los PVDs, no están inmersos dentro del suelo a consolidar, sino en el interior de una capa de material térreo o dispuestos sobre el terreno natural. Los PHDs no están unidos a los PVDs mediante conexiones directas. Los PHDs pueden ser cilíndricos ranurados (Figura 2.12a) o tipo banda (Figura 2.12b) y están envueltos por un geotextil no tejido que evita taponamientos.



a) PHD cilíndrico



b) PHD tipo banda (Long et al., 2015)

Figura 2.12 Distintos tipos de PHDs.

2.4.1 Propiedades de los drenes horizontales prefabricados

El número y distribución sobre el área a tratar debe ser tal que se logre distribuir el vacío a todos los PVDs. En la Tabla 2.4 se muestran algunas propiedades de los PHDs.

Tabla 2.4 Propiedades de los PHDs (López-Acosta et al., 2019b).

Dren horizontal prefabricado tipo cilíndrico (PHD)	Cuerpo del dren	Material	Policloruro de vinilo (PVC)	---
		Diámetro	50	mm.
		Perforación	23	cm ² /m
		Dimensión de la perforación (longitud × ancho)	3.5 × 1.25	mm.
	Filtro	Material	Polipropileno (PP)	---
		Tamaño de abertura O _{95dry}	99	μm
		Peso	140	gr/m ²

2.4.2 Procedimiento constructivo de los drenes horizontales prefabricados

El proceso de instalación de los PHDs es el siguiente:

PHDs dentro de capa de repartición

- Se excava una zanja en la capa de repartición del vacío hasta el nivel de colocación mediante una retroexcavadora cuyo ancho del cucharón debe ser similar al de la zanja. (Figura 2.13)
- Se pueden fijar con el mismo peso del material de excavación al momento de rellenar las zanjas.
- Una vez instalados los PHDs, éstos se conectan a las líneas principales de distribución de vacío.

PHDs sobre capa de repartición

- Los PHDs se colocan sobre la capa de repartición haciendo contacto con los PVDs.
- Los PHDs se dirigen hacia una zanja principal donde el vacío se distribuye a través de una tubería principal.

Los PHDs al igual que los PVDs se adquieren en rollos que permiten un alto rendimiento en su instalación. Al instalarse, los PHDs no están unidos físicamente a los PVDs mediante conexiones directas. Finalmente, es indispensable cuidar que el material de la capa drenante no entre dentro de los PHDs para garantizar el máximo flujo de salida de agua.



Figura 2.13 Instalación de PHDs dentro de una capa de repartición (Menard, 2018).

2.5 Drenes verticales prefabricados naturales (NPVDs)

El mejoramiento de grandes extensiones de suelo compresible implica la instalación de una cantidad considerable de PVDs y por tanto un gran impacto al ambiente ya que el material con el cual se elaboran tarda muchos años en degradarse. Por tal motivo, se han desarrollado drenes verticales prefabricados naturales (NPVDs) elaborados con materiales de fibras de yute, coco u otros tipos. En 1987 Lee et al. presentan los primeros NPVDs como una alternativa al uso de materiales sintéticos empleando materiales de la zona como fibra de coco y yute. En 1989, Lee et al. presentan el uso de los NPVDs en tres casos, en dos se utilizó la técnica de mezclado y remplazamiento dinámico (DRM, por sus siglas en inglés) donde se observó que a pesar de la deformación de los drenes por los impactos continuaron drenando el agua del suelo de forma adecuada.

2.5.1 Propiedades de los drenes verticales prefabricados naturales

De acuerdo con Lee et al. (1987) el NPVD es una tira rectangular de 80-100 mm de ancho y de 8-10 mm de espesor; tiene cuatro hebras de fibra de coco de 3-6 mm de diámetro que están envueltas por un geotextil no tejido de yute en dos capas, interna y externa, con hilos de 1.5 a 2.0 mm de diámetro. Las hebras de fibra de coco están confinadas entre el yute por suturas de hilo que forman “canales”. En la Figura 2.14 se puede observar el esquema del NPVD y, la Tabla 2.5 contiene propiedades hidráulicas y de resistencia de este tipo de drenes.

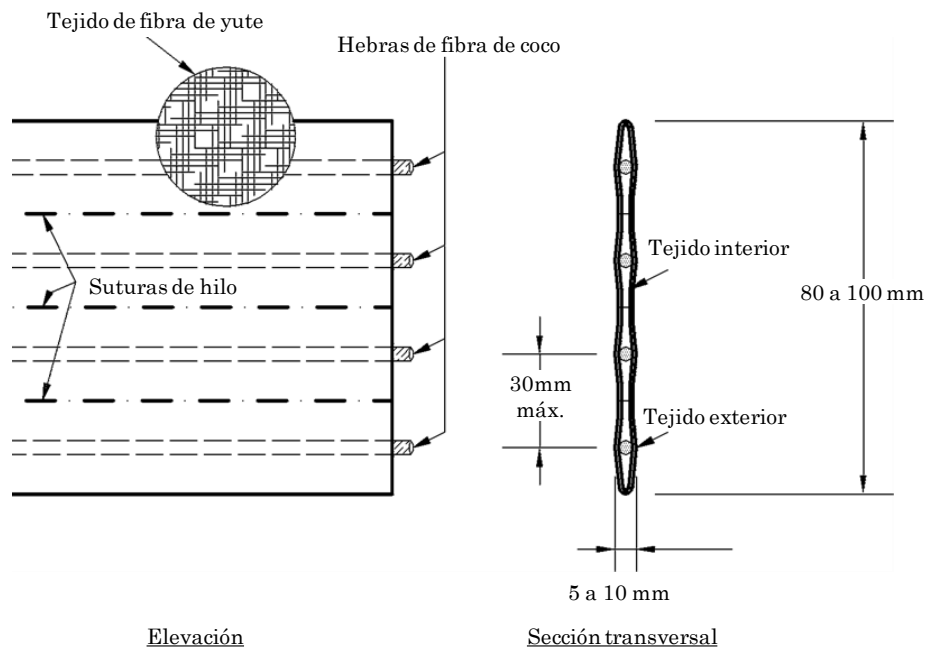


Figura 2.14 Vista esquemática de un NPVD (Lee et al., 1994).

Tabla 2.5 Propiedades de los NPVDs (Lee et al., 1994).

Propiedades	Unidad	Norma	Valor
Cuerpo del dren (tipo mecha)			
Ancho	mm	-	≥ 100
Espesor	mm	ASTM D5199	3-4
Elongación a la ruptura	%	ASTM D1682	≤ 10
Resistencia a la tensión (sentido del ancho)	kN	ASTM D4595	≥ 2.5
Capacidad de descarga (estado recto) $i=1$ a 200-300 kPa	m^3/s	ASTM D4716	$> 80 \times 10^{-6}$
Capacidad de descarga (estado recto) $i=1$ a 250 kPa	m^3/s	ASTM D4716	$> 25 \times 10^{-6}$
Filtro tejido			
Elongación a la ruptura (MD \times CD)	%	ASTM D4595	10×10
Resistencia a la rotura trapezoidal	N	ASTM D4533	≥ 100
Resistencia a la tensión	kN	ASTM D4632	≥ 0.5
Resistencia al punzonamiento	N	ASTM D4833	400-500
Permitividad (a 50 mm carga constante)	s^{-1}	ASTM D4491	> 1
Tamaño de apertura aparente (AOS)	μm	ASTM D4751	150-200
Masa por unidad de área	gsm	ASTM D5261	120-150

2.5.2 Procedimiento constructivo de los drenes verticales prefabricados naturales

El procedimiento de instalación de los NPVDs es similar a los PVDs sintéticos, se emplea una maquinaria y un mandril metálico con sección transversal rectangular con las dimensiones necesarias para una adecuada calidad de instalación (Figura 2.15). De igual forma que lo PVDs, se necesita un dispositivo de anclaje para fijar el dren a la profundidad de proyecto.



Figura 2.15 Fotografía de un NPVD (izquierda) e instalación de NPVDs en el proyecto de Ballina Australia (derecha) (Sanyal, 2017).

El aspecto más importante sobre los NPVDs es la degradación de las fibras que los componen. La degradación provoca una reducción de la capacidad de descarga impidiendo evacuar el volumen de agua de diseño, este tema se verá con más profundidad en la Sección 2.6.4.

2.6 Factores que afectan el comportamiento de los drenes

De acuerdo con Chai y Miura (1999), el funcionamiento de los drenes verticales depende de:

- a) separación entre drenes y su diámetro equivalente
- b) resistencia al drenaje o capacidad de descarga
- c) efecto de remoldeo
- d) condiciones de frontera de drenaje.

Al cuantificar la influencia de estos factores, existen algunas incertidumbres, a excepción del espaciado entre drenes. Como tendencia general, cuanto mayor sea el diámetro equivalente del dren, menor es la resistencia al drenaje (cuanto mayor sea la descarga capacidad), y cuanto más pequeño sea el efecto de remoldeo, más efectivo es el dren vertical. La siguiente sección se centra en cómo estimar los valores de diseño de estos parámetros.

2.6.1 Efecto de remoldeo

El efecto de remoldeo es un fenómeno que origina la herramienta de construcción en las paredes de la perforación al momento de instalar un dren (de arena o prefabricado), reduciendo en cierta medida la permeabilidad del suelo alrededor del dren. Este fenómeno fue considerado inicialmente por Barron (1948), quien derivó expresiones analíticas para tomar en cuenta este factor. Posteriormente, se propusieron soluciones gráficas para analizar el efecto de remoldeo en drenes de arena (Richart, 1957). La zona de remoldeo alrededor del dren depende de la forma del mandril de instalación, de las propiedades del suelo y del procedimiento de instalación.

Derivado de diversos estudios de campo y laboratorio existen dos hipótesis para considerar el comportamiento del suelo que rodea al dren (Figura 2.16 y Tabla 2.6):

- a) hipótesis de dos zonas, que divide al suelo circundante en la zona de remoldeo y en la zona intacta.
- b) hipótesis de tres zonas, que consideran una zona remoldeada, zona de transición y la zona inalterada.

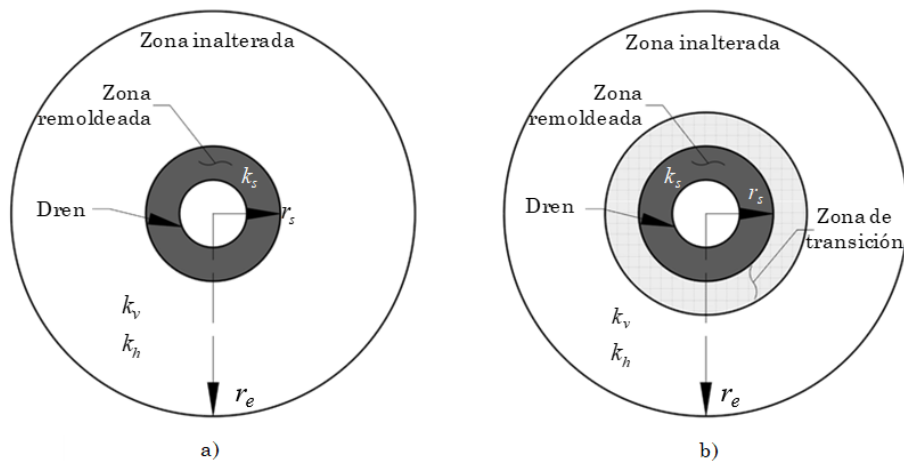
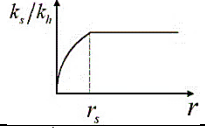
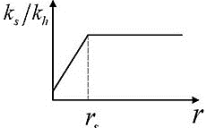
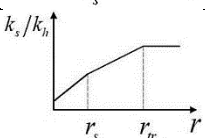
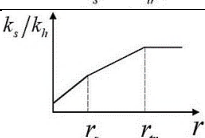
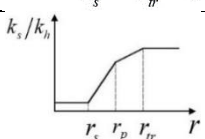


Figura 2.16 Sección transversal de un dren prefabricado rodeado por la zona de remoldeo: (a) hipótesis de dos zonas; (b) hipótesis de tres zonas.

Tabla 2.6 Variación de la permeabilidad en la zona de remoldeo.

Referencia	Hipótesis	Variación de la permeabilidad		
		Zona de remoldeo	Zona de transición	Esquema
Hansbo (1981), Chai y Miura (1999)	Dos zonas	Constante	-	

Continuación Tabla 2.6. Variación de la permeabilidad en la zona de remoldeo.

Referencia	Hipótesis	Variación de la permeabilidad		
		Zona de remoldeo	Zona de transición	Esquema
Walker e Indraratna (2006)	Dos zonas	Parabólica	-	
Rujikiatkamjorn e Indraratna (2009)	Dos zonas	Lineal	-	
Onoue <i>et al.</i> (1991) Hawlder y Muhunthan (2002)	Tres zonas	Lineal	Constante	
Basu <i>et al.</i> (2006)	Tres zonas	Constante	Bilineal	
Basu y Prezi (2009)	Tres zonas	Sigmoide	Sigmoide	

Predecir el comportamiento del suelo que rodea el dren requiere de estimar las propiedades de la zona de remoldeo. En general se proponen dos parámetros principales para caracterizar esta zona: la extensión r_s (Tabla 2.7) y la permeabilidad k_s .

Tabla 2.7 Evaluación del radio de remoldeo (r_s).

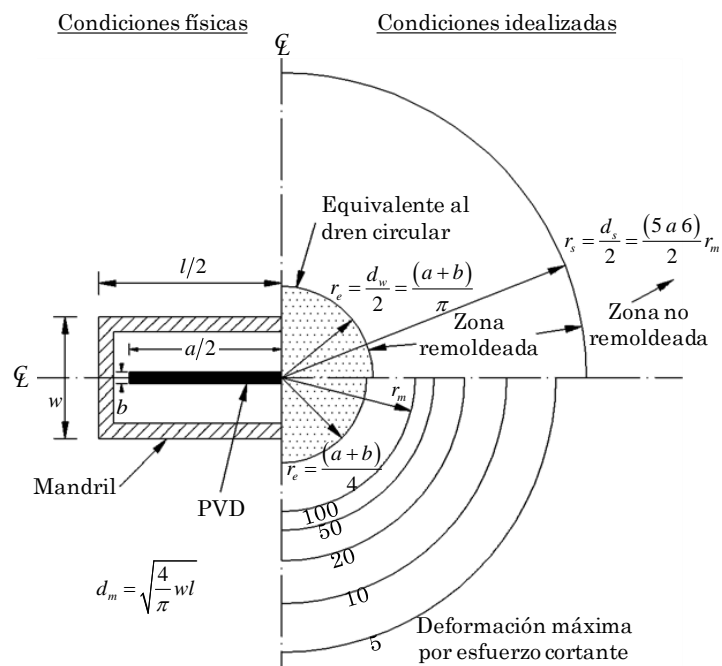
Autores	Radio equivalente de la zona de remoldeo, r_s
Hansbo (1981)	$1.5 r_m$
Bergado <i>et al.</i> (1991)	$2.0 r_m$
Indraratna y Redana (1998)	$4 a 5 r_w$
Chai y Miura (1999)	$3 r_m$
Sharma y Xiao (2000)	$4.0 r_m$
Sathananthan e Indraratna (2006)	$2.5 r_m$
Ghandeharioon <i>et al.</i> (2011)	$3.1 r_m$

Nota: r_m = radio equivalente del mandril y r_w = radio del dren.

2.6.2 Diámetro equivalente

La teoría de la consolidación con drenaje radial asume que el suelo se drena mediante un dren vertical con sección transversal circular. Cuando el dren es tipo banda, es necesario realizar una transformación de su sección transversal rectangular a un diámetro de un drenaje circular equivalente que tenga el mismo rendimiento (Figura 2.17). En la Tabla 2.8 se

sintetizan ecuaciones propuestas por distintos autores para estimar el diámetro equivalente de un dren tipo banda.



Nota: a = ancho del dren; b = espesor del dren; w = espesor del mandril; l = ancho del mandril y d_m = diámetro equivalente del mandril (en su sección transversal).

Figura 2.17 Hipótesis de la zona remoldeada alrededor del dren (modificado de Rixner et al., 1986).

Tabla 2.8 Diámetro equivalente de drenes tipo banda.

Autor	Diámetro equivalente del dren, d_w
Fellenius y Castonguay (1985)	$\frac{(4ab)^{0.5}}{\pi}$
Rixner <i>et al.</i> (1986)	$\frac{(a + b)}{2}$
Hansbo (1987)	$\frac{2(a + b)}{\pi}$
Pradhan <i>et al.</i> (1993)	$d_e - 2\sqrt{(s^{-2})} + b$
Long y Covo (1994)	$0.5a + 0.7b$

Nota: a = ancho del dren; b = espesor del dren; d_e = diámetro de influencia del dren y $s^{-2} = \frac{1}{4}d_e^2 + \frac{1}{12}a^2 - \frac{2a}{\pi^2}d_e$

2.6.3 Capacidad de descarga

La capacidad de descarga de los drenes generalmente se determina en laboratorio y varía considerablemente dependiendo del tipo de dren, el tiempo transcurrido y el aumento del esfuerzo confinante. Cuando un dren se somete a grandes deformaciones existe una reducción en los canales centrales que disminuyen el área de su sección transversal impidiendo el flujo de agua. La deformación en los drenes puede ser en tipo *Z* (ángulos internos rectos) o en tipo *S* (curvatura suave), en este último caso se llega a mantener gran parte de su capacidad de descarga (Figura 2.18).



Figura 2.18 Dren deformado después de someter el suelo a consolidación de un PVDs convencional (izquierda) y de un dren con deformación tipo *S* (derecha) (Cai et al., 2017).

De acuerdo con Chai et al. (1999), la obstrucción y sedimentación de partículas pequeñas en los canales de flujo (Figura 2.19) también puede disminuir la capacidad de descarga. La obstrucción por finos se puede reducir mediante la selección de un adecuado tamaño de apertura aparente (AOS) del filtro en los PVDs. Por un lado, el AOS debe ser lo suficientemente pequeño como para evitar que las partículas finas del suelo entren en el filtro y el drenaje. Por otro lado, el AOS no puede ser demasiado pequeño ya que el filtro debe proporcionar suficiente permeabilidad. Diversos autores han propuesto criterios para el AOS, algunos de ellos son:

$$O_{95} \leq (2 - 3)D_{85} \quad (\text{ec. 2.1})$$

y

$$O_{50} \leq (10 - 12)D_{50} \quad (\text{ec. 2.2})$$

donde O_{95} es el AOS del filtro, O_{50} es el tamaño que es más grande que el 50% de los poros de la tela del filtro, D_{85} y D_{50} se refieren a los tamaños del 85% y 50% del paso de partículas. $O_{95} \leq 0.075$ mm, se suele especificar para PVDs.

Respecto a los NPVDs, debido a que cuentan con un filtro con dos capas, la capa interna tiene un menor AOS efectivo interceptando el lodo de arcilla que se genera inmediatamente después de la instalación el dren. Lee et al. (1994) estudiaron la capacidad de retención de finos por los filtros (interno y externo) y determinó que la arcilla con contenidos de agua cercanos al límite líquido (WL) no entra hasta los canales de conducción (hebras de coco) durante el proceso de instalación. Además, menciona que el AOS del filtro de doble capa no necesita ser tan reducido para evitar el ingreso de arcilla en el núcleo, pero un AOS mayor a 200-600 μm es adecuado para tapar lentes y capas permeables que están dentro del estrato de arcilla.

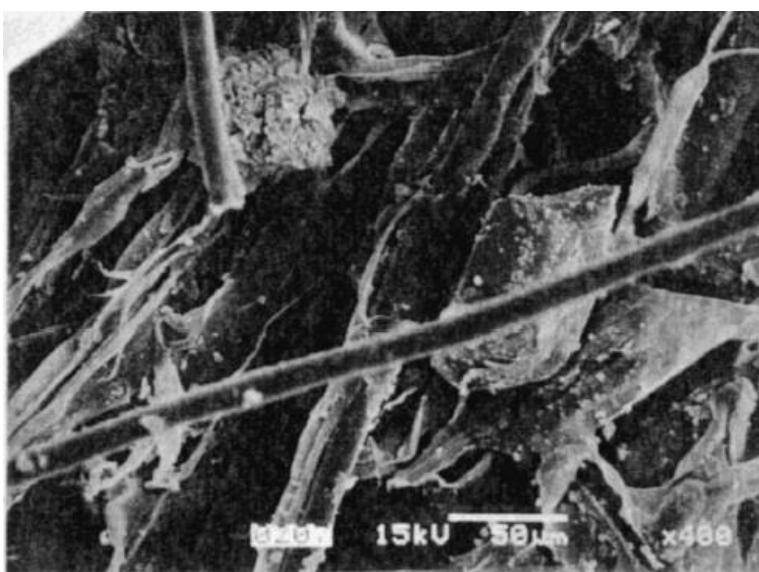


Figura 2.19 Obstrucción y sedimentación de partículas en los canales de flujo de un dren vertical prefabricado sintético (Chai y Miura, 1999).

2.6.4 Degradación de drenes naturales

La deformación de los NPVDs no es el aspecto que más influye en la reducción de su capacidad de descarga, sino la degradación de las fibras que lo componen. El objetivo de los NPVDs es que se degraden, pero no tan rápido como para impedir que se alcance el mejoramiento objetivo en el suelo. Algunas investigaciones en el laboratorio han tratado por separado los factores que inducen la degradación en los NPVDs, los cuales son: físicos (ej. humedad y temperatura), químicos (ej. acidez) y biológicos (ej. bacterias) (Som et al., 2009 y Saha et al., 2012). No obstante, los factores mencionados no se encuentran de manera separada en la naturaleza, generalmente se presentan de forma combinada (Nguyen et al., 2018).

Los suelos aluviales normalmente contienen un alto contenido orgánico y un amplio perfil bacteriológico. La degradación biológica afecta directamente el desempeño de los NPVDs

debido a que reduce su capacidad de descarga ya que desgasta las fibras (Figura 2.20). Algunos estudios microbiológicos han puesto en evidencia un decaimiento exponencial de materiales naturales atribuidos a ataques biológicos (Indraratna et al., 2016).

El yute está compuesto por más de un 80% de celulosa y sólo aproximadamente un 12 % de lignina (Som et al., 2009). Las fibras de coco tienen un 43 y 40 % de lignina y celulosa respectivamente haciéndolas más resistentes que el yute (Gupta, 2011). De acuerdo con los porcentajes mencionados, la biodegradación del yute depende de la descomposición de la celulosa mientras que, para las fibras de coco, la lignina tiene un papel clave en su resistencia (Nguyen et al., 2018). La lignina es un polímero fenólico no reticulado orgánico que le brinda a las plantas rigidez y resistencia a sus paredes celulares.

Estudios de laboratorio realizados en fibras de coco dentro de un suelo en condiciones neutras (sin presencia de bacterias degradadoras o un medio con acidez importante) muestra una disminución en su resistencia a la tensión del 20% en 600 días, mientras que el yute en 300 días presenta una disminución del 15% es decir, el yute es menos resistente (Nguyen et al., 2018).

La biodegradación del yute depende de la acidez del suelo ya que en suelos con una acidez menor a 4.5 se observó un efecto menos severo por las bacterias degradantes de la celulosa; las bacterias son sensibles a medios ácidos. Por tanto, cuando se desean emplear NPVDs se recomienda realizar una investigación biológica del suelo para determinar si existen bacterias degradantes de la celulosa que pueden acelerar la degradación de las fibras de coco o yute (Nguyen et al., 2018).

No obstante, se han propuesto algunas medidas para aumentar la resistencia de los NPVDs, desde bitumen (sustancia orgánica altamente viscosa compuesta por hidrocarburos) hasta tratamientos químicos en las fibras o en el tejido. El bitumen puede endurecer el NPVD impidiendo que éste siga la deformación del suelo al consolidarse. El tratamiento químico ofrece aumentar la vida media de los materiales hasta 5 veces, pero aumentando el costo del proyecto (Saha et al., 2012).

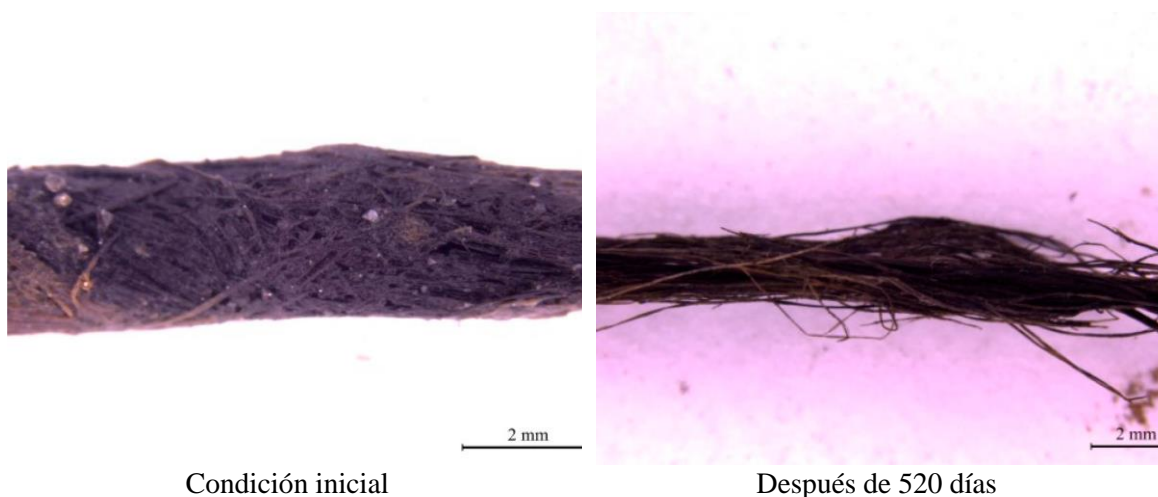


Figura 2.20 Degradación de fibras de yute (Nguyen et al., 2018).

2.7 Precarga con aplicación de vacío

La consolidación con vacío es una técnica de precarga del suelo, donde la máxima presión que puede aplicarse corresponde a la presión atmosférica del lugar. La presión de vacío aplicado se genera por medio de un sistema de bombas de vacío con el cual se descarga el aire y el agua a través del sistema de tuberías y drenajes. Se le denomina también precarga de vacío (*vacuum preloading*). La consolidación mediante presión de vacío se ha considerado muy útil para disminuir los espesores de precarga, y en algunos casos incluso como un sustituto de la precarga (cuando existe escasez de material). Algunas estimaciones señalan que la presión de vacío generada puede ser equivalente a 3 o 4 m de precarga (Qian et al., 1992), dependiendo del material de la precarga (peso volumétrico, grado de compactación, etc.) y también de las características del suelo donde se aplica el vacío.

Las bombas que generan el vacío están conectadas a motores que definen la capacidad del sistema. Existen capacidades desde 7.5 kW hasta 15 MW. La relación área a mejorar entre bomba define la eficiencia de cuántos metros cuadrados es capaz de tratar una bomba. Generalmente, una capacidad de 7.5 kW por bomba puede tratar entre 2000 a 3000 m². Existen otras opciones como los “separadores de humedad” que permiten tratar áreas de entre 10,000 a 15,000m² (Zheng et al., 2017); éstos se conectan a un sistema central de vacío el cual controla toda la carga por vacío.

La efectividad de la precarga con vacío depende en gran medida del sellamiento o aislamiento de vacío dentro de la zona tratada y de la distribución del vacío en los drenes. Por tanto, los drenes deben diseñarse para resistir la presión de vacío o succión; cualquier colapso del canal de flujo dentro de los drenes podría resultar en consecuencias serias, si no se disipa la presión de poro y se genera una condición de falla no drenada, o bien alcanzar un grado de consolidación inaceptable (Seah, 2006).

La consolidación mediante vacío consiste en la reducción de presión de agua del subsuelo, vía el bombeo y aplicación de vacío parcial en sus estratos más cercanos a la superficie del terreno; conlleva así, a cierta remoción de agua de la masa de suelo. Se crea así una condición en que se abate la presión de poro, y por el Principio de los Esfuerzos Efectivos, se aumenta en la misma magnitud, los esfuerzos efectivos sobre la masa de suelo, como se muestra en la Figura 2.21.

Chai *et al.* (2005b) encontró que cuando la presión de vacío es mayor que el esfuerzo que mantiene un estado en reposo, se generan deformaciones laterales hacia la zona tratada. Por el contrario, la precarga simple induce un cambio de un estado en reposo a uno activo asociado a la ocurrencia de deformaciones laterales hacia el exterior de la zona tratada (López-Acosta-et al., 2016). En la Figura 2.22 se muestran los desplazamientos laterales del suelo hacia el exterior e interior.

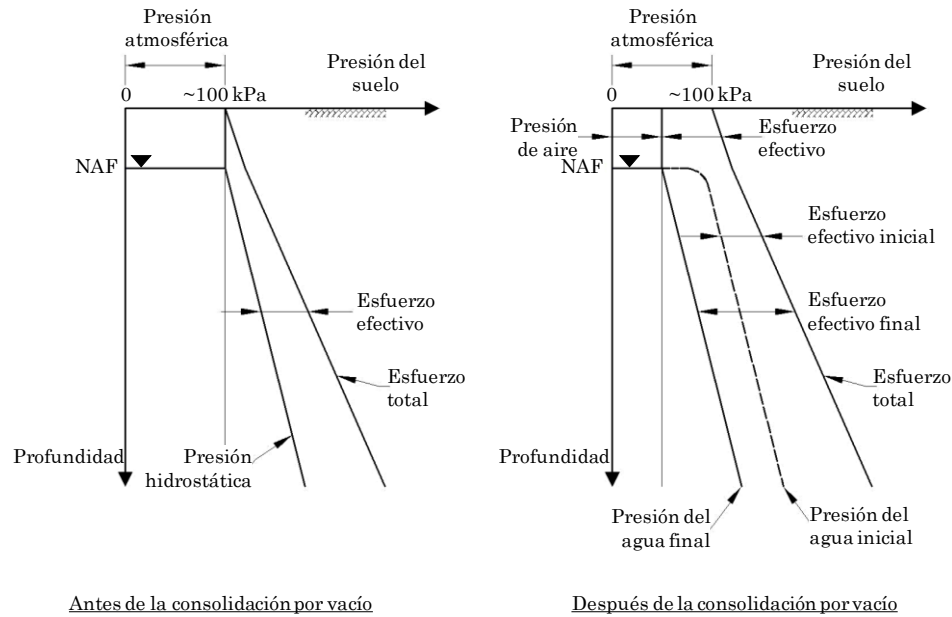


Figura 2.21 Presiones de poro y efectivas, ante y después de la consolidación por vacío (CUR Report 162, 1996).

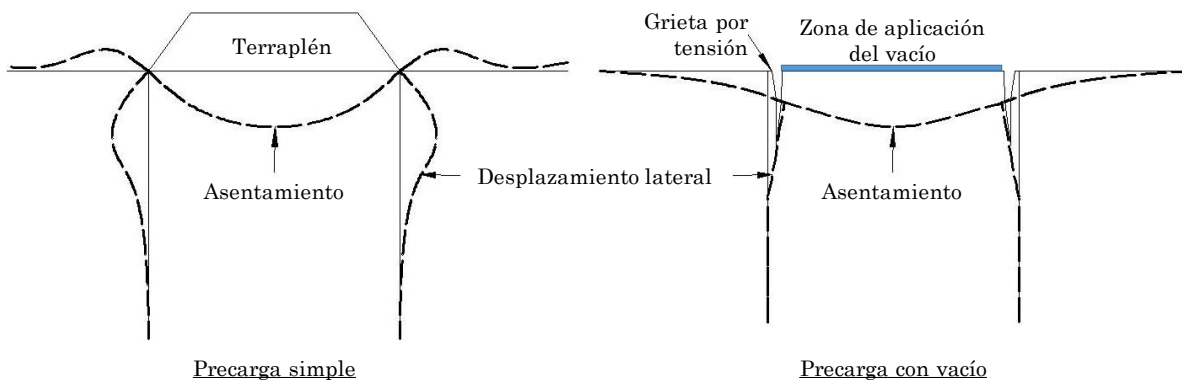


Figura 2.22 Desplazamientos laterales para el caso de precarga simple y precarga con vacío (Chai et al., 2005b).

2.7.1 Vacío dren a dren

En este sistema los PVDs se conectan directamente a las bombas de vacío a través de colectores de drenaje y tuberías horizontales (Figura 2.23). Puesto que, en este sistema no hay preocupación de fugas de aire (presión de vacío) cerca de la superficie del terreno, en la evaluación de su eficiencia solamente se debe tener en cuenta la eventual pérdida de vacío a través de las tuberías horizontales que conducen a las bombas de vacío. Así, un gran número de PVDs puede aumentar el tiempo y el costo de la instalación de tubería (Seah, 2006; Indraratna et al., 2010a).

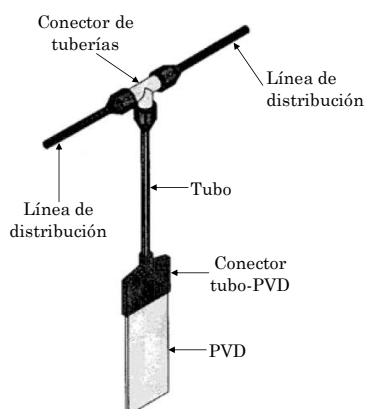


Figura 2.23 Esquema de la conexión línea de distribución-PVD (Seah, 2006).

2.7.2 Vacío con membrana hermética

En el sistema con membrana, después de la instalación de los PVDs, la superficie del suelo se cubre con una capa de arena que contiene una red de drenaje horizontal cuya finalidad es distribuir el vacío uniformemente en toda el área, incluyendo los drenes verticales. Los drenes horizontales se conectan a bombas de vacío en el borde de una trinchera perimetral. Para evitar la fuga de la presión de vacío, se utiliza una membrana impermeable para cubrir la cama de arena, y ésta se sella usualmente en la trinchera perimetral con un relleno de lodo bentonítico.

El vacío se crea aspirando el aire debajo de la membrana impermeable al aire, extendida sobre el terreno, generando una región hermética. El sistema con membrana no funciona bien en áreas extensas, por lo que se tiene que subdividir para hacer más eficiente la técnica. Un inconveniente es que la eficiencia de todo el sistema depende de la capacidad de la membrana para evitar cualquier fuga de aire (presión de vacío) en un periodo prolongado (Indraratna et al., 2004 y 2010b). Además, el uso de la membrana restringe el empleo de algunos instrumentos como el inclinómetro horizontal, ya que, al asentarse el suelo, el sello de la perforación de la membrana puede dañarse vulnerando la hermeticidad (López-Acosta et al., 2019b). Lo anterior se puede resolver colocando una serie de placas de asentamiento sobre el nivel de la membrana alineadas en una dirección específica.

A continuación, se mencionan algunos tipos de técnicas de vacío con membrana (Figura 2.24):

- a) En China, se emplea un sistema doble con una bomba tipo *jet* y una centrífuga convencional que pueden generar una presión de vacío mayor que 90 kPa. El área a mejorar se cubre con una membrana impermeable y ancla con un revestimiento de arcilla en el perímetro para garantizar la hermeticidad. El agua extraída puede depositarse sobre la membrana como medida para protegerla de fauna nociva cuando no se aplica una sobrecarga o incluso puede fungir como carga adicional.
- b) En Francia, desarrollaron un sistema de vacío especializado de alta eficiencia diseñado específicamente para actuar en la fase gaseosa junto con una bomba de vacío

convencional que permite la aspiración de líquidos y gases. La membrana impermeable se ancla dentro de una trinchera perimetral. Debajo de la membrana se colocan los drenes horizontales que distribuyen el vacío en toda la capa. Sobre la membrana se colocan las capas restantes de precarga.

- c) En Japón, desarrollaron un sistema de bomba de vacío que puede separar el agua y el aire recolectados en los tanques principales y en sub-separadores por medio de bombas de agua. Los drenes horizontales se encuentran conectados por medio de una tubería perforadora colectora la cual está conectada a los tanques. La membrana cubre tanto los drenes horizontales como los tanques principal y sub-separadores.

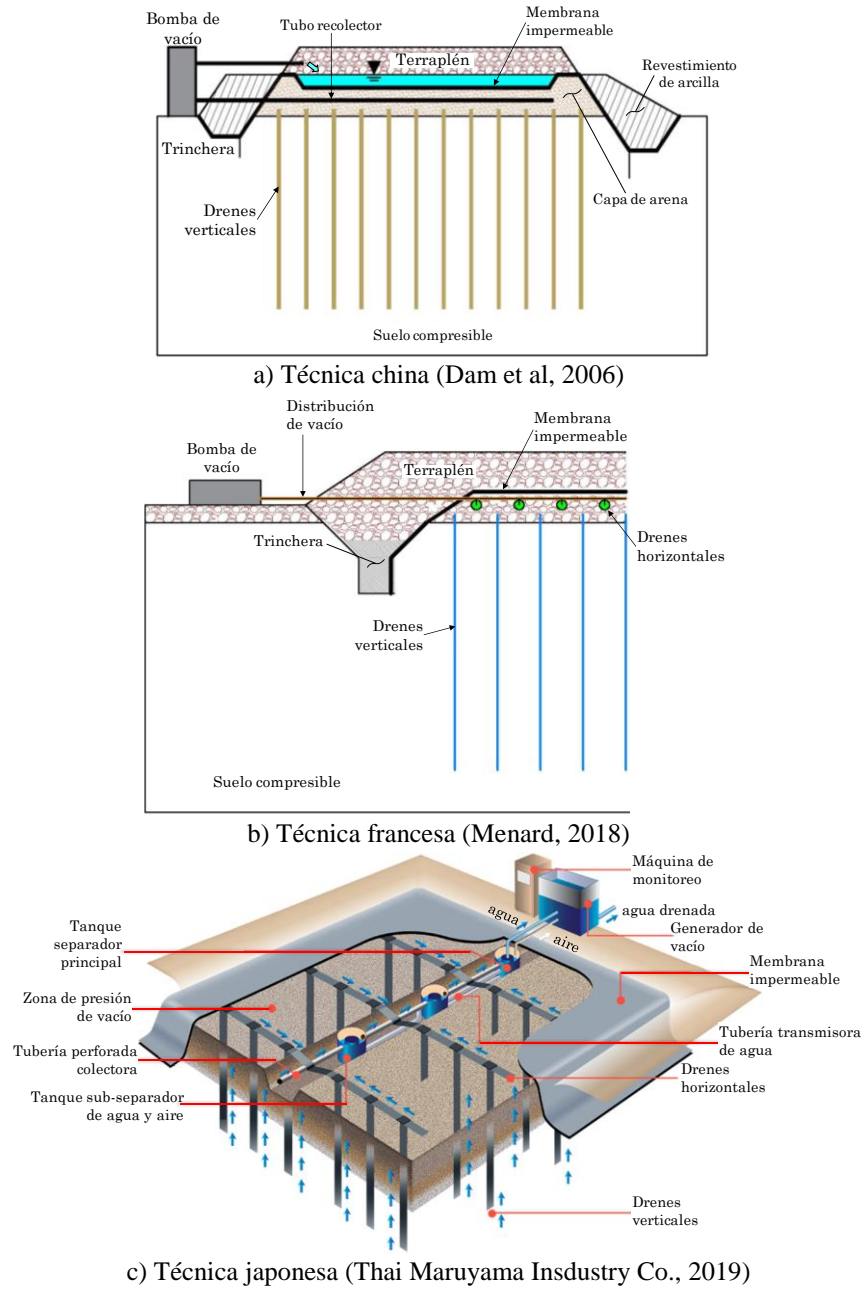


Figura 2.24 Esquemas de sistemas de vacío con membrana.

3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE SISTEMAS DE PRECARGA

3.1 Consolidación de suelos blandos

3.1.1 Teoría de la consolidación vertical de Terzaghi

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.

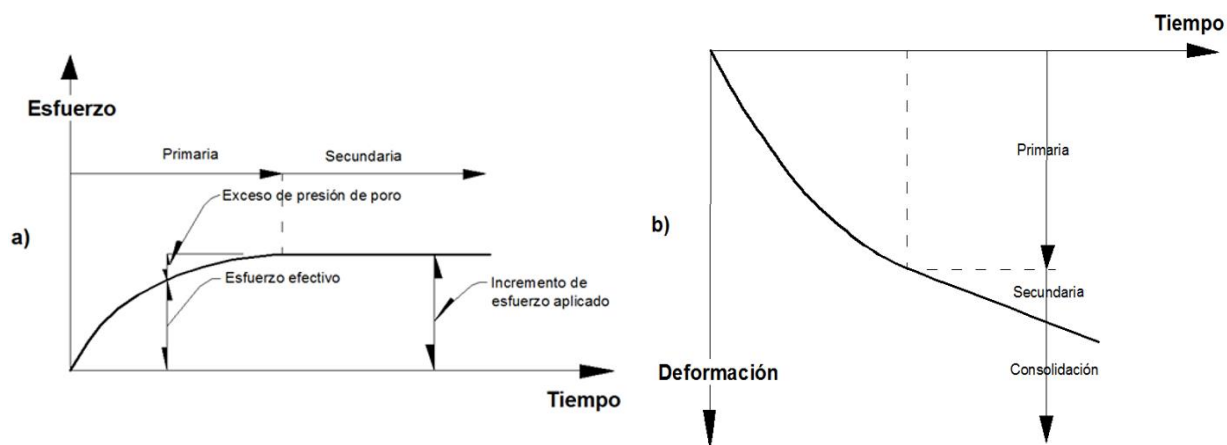


Figura 3.1 Etapas del fenómeno de consolidación (PEMEX, 1974).

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 incremento de esfuerzos se aplica instantáneamente.
- Un cambio en el esfuerzo efectivo provoca un cambio en la oquedad. El cambio en la relación de vacíos (o deformación volumétrica) se aproxima a un valor finito, al final del proceso de consolidación.
- El agua expulsada solo corresponde al agua libre o gravitacional que sale de los poros de la estructura del suelo.
- El flujo del agua es vertical.
- Los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad del suelo permanecen constantes para un incremento de presión determinado
- El peso del suelo no se toma en cuenta.

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

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

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

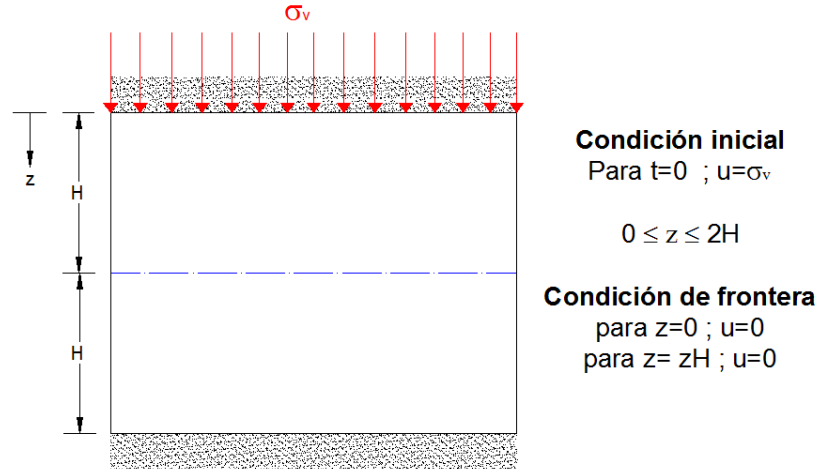


Figura 3.2 Fenómeno de consolidación.

La solución de la ecuación diferencial (2.1) es:

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

donde:

U_v promedio de consolidación vertical.

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

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

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 compresibilidad volumétrica del suelo.

γ_w peso volumétrico del agua.

t tiempo

3.1.2 Evaluación del coeficiente de consolidación vertical (C_v) y permeabilidad (k_v)

El coeficiente de consolidación vertical, C_v , y la permeabilidad vertical, k_v , son los factores que influyen en el fenómeno de consolidación unidimensional. Estos parámetros son generalmente obtenidos de pruebas de laboratorio en odómetros. De acuerdo a la teoría de consolidación de Terzaghi, C_v , es estimado como:

$$C_v = H_{dr}^2 \left(\frac{T_v}{t} \right) \quad (\text{ec. 3.4})$$

donde, t es el tiempo correspondiente a T_v . Casagrande y Fadum (1940) propusieron un método $\log t$ para calcular t equivalente a un grado de consolidación del 50% ($T_v = 0.197$). Taylor (1942) desarrollo un método \sqrt{t} basado en un 90% del grado de consolidación ($T_v = 0.848$). Sridharan y Prakash (1985) propusieron un método parabólico para estimar t .

La permeabilidad vertical puede ser calculada mediante la siguiente expresión:

$$k_v = \frac{C_v a_v}{1 + e_0} \gamma_w \quad (\text{ec. 3.5})$$

La variación de la permeabilidad del suelo respecto a la relación de vacíos durante el proceso de consolidación ha sido estudiada por numerosos investigadores (ejemplo: Taylor, 1948). Basados en resultados de laboratorio, Taylor (1948) propuso:

$$\log k = \log k_0 + \frac{e - e_0}{C_k} \quad (\text{ec. 3.6})$$

Donde, k_0 es la permeabilidad asociada con e_0 . De acuerdo con Tavenas et al. (1983), el índice de cambio de permeabilidad (C_k) puede ser estimado como:

$$C_k = \frac{e_0}{2} \quad (\text{ec. 3.7})$$

Babu et al. (1993) propuso la siguiente relación entre C_k y la relación de vacíos en el límite líquido (e_L):

$$C_k = 0.24e_L \quad (\text{ec. 3.8})$$

3.1.3 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.* (1983) 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.

3.2 Teorías sobre deformaciones por fluencia plástica

El suelo es un medio complejo caracterizado principalmente por un esqueleto sólido y presencia de agua cuyo comportamiento está definido por la naturaleza de su formación. Los suelos blandos al experimentar un incremento en su estado de esfuerzos iniciales efectivos presentan deformaciones volumétricas debido al fenómeno de consolidación. Las deformaciones volumétricas pueden clasificarse en tres tipos: *a)* elásticas, *b)* por consolidación primaria y *c)* por consolidación secundaria. Las deformaciones elásticas son las que se presentan por compresión inmediata en el suelo. Las deformaciones por consolidación primaria se desarrollan durante la transferencia de carga entre el agua y el suelo mientras que las deformaciones por consolidación secundaria se presentan por el comportamiento viscoso del suelo. Es importante destacar que el tipo de deformaciones que puede desarrollar el suelo depende de su estado de esfuerzos, un suelo preconsolidado cuando disipa exceso de presión de poro (consolidación primaria) sufre deformaciones elásticas mientras que un suelo normalmente consolidado, sufre deformaciones elásticas y plásticas. Existen dos principales hipótesis sobre el inicio de la consolidación secundaria: *a)* la consolidación secundaria inicia cuando se ha completado la consolidación primaria (Ladd *et al.*, 1977; Mesri, 1985) y *b)* la consolidación secundaria se desarrolla simultáneamente a la consolidación primaria (Perzyna 1963, 1966; Bjerrum, 1967 Zeevaert 1951, 1985; Juárez Badillo 1975, 1981; Vermeer y Neher, 1999; Yin y Graham, 1989,1990, 1994, 1999, 2002; Yin *et al.*, 2009; Sivasithamparam *et al.*, 2015).

3.2.1 Perzyna (1963, 1966)

A nivel internacional, una de las teorías Elasto Visco-Plásticas (EVP) que ha sido base para el desarrollo de nuevas hipótesis es la teoría de sobrepresiones (Perzyna, 1963, 1966) donde el incremento en las deformaciones viscoplásticas puede ser evaluada como:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \gamma \cdot \langle \Phi(F) \rangle \cdot \frac{\partial f_{cd}}{\partial \sigma'_{ij}} \quad (\text{ec. 3.9})$$

donde:

$$\langle \Phi(F) \rangle = \Phi(F) \quad \text{si } F > 0$$

$$\langle \Phi(F) \rangle = 0 \quad \text{si } F \leq 0$$

$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp}$ es el tensor de velocidad de deformaciones viscoplásticas; γ es un parámetro de fluidez y Φ es función de los sobreesfuerzos, F , es determinado por la siguiente ecuación:

$$F = \frac{f_{cd}}{f_s} - 1 \quad (\text{ec. 3.10})$$

Donde f_{cd} es la superficie de fluencia dinámica (es decir, la superficie de fluencia que pasa a través del estado de esfuerzo actual) y f_s es la superficie de fluencia estática que define la región del tiempo independiente y el comportamiento elástico puro (es decir, una superficie de rendimiento), como se muestra esquemáticamente en la Figura 3.3. De acuerdo con la ecuación 3.9 y 3.10 la velocidad de deformación es una función de la distancia entre la superficie de fluencia dinámica y estática, y el valor de $\Phi(F)$ es implícitamente constante para todos los estados de esfuerzo sobre la superficie de fluencia determinada. Los componentes de deformación individual se obtienen de un potencial que coincide con la superficie de fluencia dinámica. El tamaño de la superficie de fluencia estática es el parámetro de endurecimiento que varía con la cantidad de deformación viscoplástica.

La teoría de sobreesfuerzos difiere de la teoría de la plasticidad, ya que la primera no recurre a la regla de consistencia para derivar las ecuaciones que rigen el comportamiento de deformación de un elemento de suelo. Por lo tanto, el estado de esfuerzo actual puede estar sobre, arriba o debajo de la superficie de fluencia estática. Cuando se carga un elemento de suelo a una velocidad de deformación muy alta, los modelos basados en la teoría de sobreesfuerzo predecirán que la respuesta del material es idéntica o muy cercana al comportamiento elástico puro, ya que no hay tiempo para que se demore el comportamiento viscoplástico.

La teoría del sobreesfuerzo es capaz de imitar los efectos de la velocidad de deformación en la respuesta esfuerzo- deformación del material y predice los fenómenos de relajación y fluencia plástica (*creep*) siempre que los procesos comiencen desde un estado de esfuerzos fuera de la superficie de fluencia estática. La principal dificultad para aplicar la teoría de

sobreesfuerzo, es identificar la función de fluencia estática, ya que, por definición, corresponde a la carga a una velocidad de deformación igual a cero.

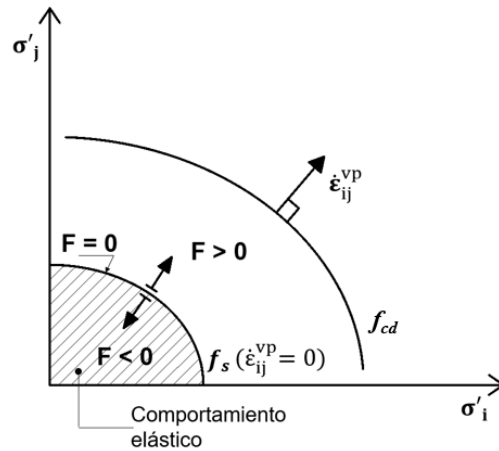


Figura 3.3 Marco esquemático del modelo de Perzyna (1963, 1966).

3.2.2 Bjerrum (1967)

Bjerrum (1967) observó los efectos de la sedimentación de un suelo a largo plazo como son: el incremento en el esfuerzo de preconsolidación, un decremento en la relación de vacíos entre una arcilla “joven” y una arcilla “envejecida”, así como una marcada concavidad en las curvas e - $\log p$ de estas últimas. A partir del comportamiento observado en laboratorio propuso un modelo conceptual para el comportamiento de las arcillas dependiente del tiempo en las pruebas del odómetro bajo esfuerzo 1D. (Figura 3.4). Para los mismos tiempos de fluencia plástica (*creep*), se pueden dibujar “líneas de tiempo” de la misma duración de carga.

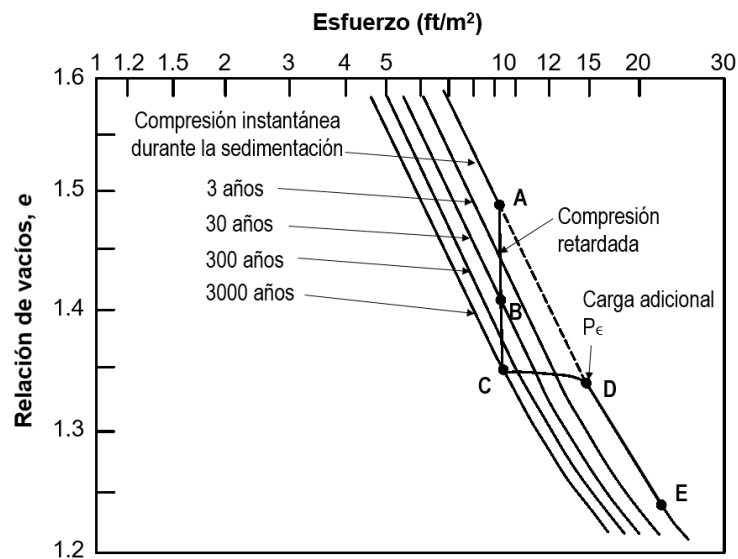


Figura 3.4 Relación esquemática e - $\log p$.

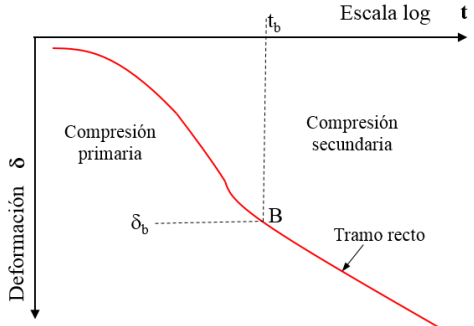
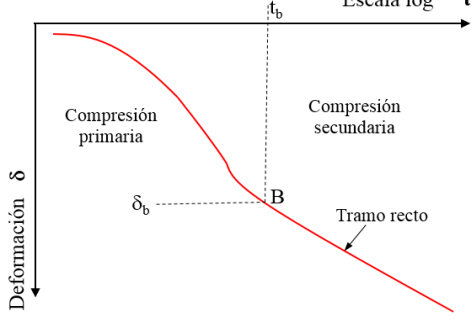
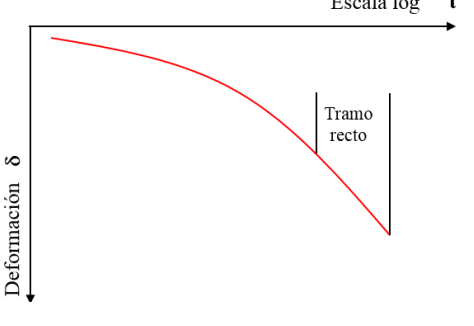
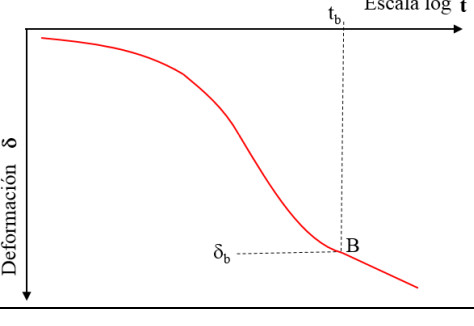
3.2.3 Zeevaert (1951,1985)

En México, Zeevaert (1951, 1985) y Juárez-Badillo (1975,1981) establecieron teorías para describir el comportamiento de las curvas de consolidación debido al fenómeno viscoso del suelo observadas en laboratorio. Zeevaert (1951,1985) definió los diferentes tipos de comportamiento del fenómeno de viscosidad intergranular además estableció un modelo reológico de comportamiento. La teoría está basada en dos modelos reológicos: el modelo de Terzaghi y el modelo desarrollado por Zeevaert (1951, 1985) llamado unidad (Z) formada por un elemento de fluidez no lineal y un amortiguador de fluidez lineal colocados en paralelo, ambos tratan de representar el comportamiento del suelo bajo condiciones de confinamiento, las hipótesis en que se basan son:

- a) El suelo está formado de dos estructuras con diferentes propiedades reológicas, una representa la estructura primaria y la otra representa la estructura secundaria.
- b) La estructura primaria está constituida de granos finos que forman una estructura esquelética continua capaz de tomar esfuerzos efectivos: La deformación volumétrica de la estructura concebida, tiene la tendencia de disipar la presión de poro, de acuerdo con el modelo de Terzaghi, los grandes espacios de la estructura primaria están saturados con agua libre de aire, y la deformación volumétrica para un incremento de esfuerzos aplicado es solamente de naturaleza elastoplástica.
- c) La estructura secundaria está constituida por suelo muy fino y ultrafino, formando capas entre los granos más grandes y moviéndose continuamente a través de ellos en su estructura primaria, la estructura secundaria, como ha sido visualizada, tiene poros que están llenos de agua de diferentes viscosidades, como aquellos que se suponen para la estructura primaria. Esta agua no ha sido drenada por los poros debido a la presión aplicada durante el proceso de consolidación; ya que la estructura secundaria está constituida principalmente de granos minerales, los desplazamientos relativos entre ellos están considerados que son un fenómeno de características altamente viscosas (*creep*) debido al agua adsorbida alrededor de los granos minerales.

Zeevaert (1951, 1985) definió cuatro tipos de curvas de consolidación típicas que representan el comportamiento de un suelo blando de acuerdo al nivel de esfuerzo en el que son sometidos (Tabla 3.1):

Tabla 3.1 Características y configuración de las curvas de consolidación.

Curva	Características	
Tipo I	<ul style="list-style-type: none"> • Se encuentran sometidas a niveles de esfuerzo pequeños en el tramo de recompresión. 	
Tipo II	<ul style="list-style-type: none"> • Se encuentran sometidas a niveles de esfuerzo grandes en el tramo de recompresión. • Tiene una forma convexa después que la compresión primaria se ha desarrollado totalmente 	
Tipo III	<ul style="list-style-type: none"> • Se encuentra sometida a niveles de esfuerzo cercanos al esfuerzo crítico. • No se muestra un cambio entre el desarrollo de la compresibilidad por consolidación primaria y secundaria. 	
Tipo IV	<ul style="list-style-type: none"> • El comportamiento se encuentra después del esfuerzo crítico 	

La deformación volumétrica, $\Delta\varepsilon_v$ para un incremento de esfuerzo vertical constante, se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta\varepsilon_v = m_v \Delta\sigma_v [F(T_v) + \beta_z \log(1 + \xi' T_v)] \quad (\text{ec. 3.11})$$

donde:

m_v = Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la consolidación primaria.

$\Delta\sigma_v$ = Incremento de esfuerzo vertical.

$F(T_v)$ = Función de retardo del tiempo de la deformación para el proceso hidrodinámico de consolidación que propuso Terzaghi.

β_z = Factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular.

ξ' = Factor adimensional que modifica el valor de $T_v = C_v t / H^2$ en el fenómeno viscoso intergranular.

Para el ajuste de las curvas de consolidación es necesario definir las componentes primaria y secundaria. El método de ajuste consiste en determinar los parámetros siguientes:

$\delta_{0\%}$ = Ordenada en el origen de la curva de consolidación.

t_B y δ_B = Punto donde termina la consolidación primaria y continua la secundaria

t_F y δ_F = Punto más alejado de la zona donde termina la consolidación primaria, sobre el tramo recto (en escala semilogarítmica) de la consolidación secundaria

t_{50} y δ_{50} = Punto para el 50% de consolidación primaria.

C_t =Pendiente del tramo recto (en escala semilogarítmica) de la consolidación secundaria.

3.2.4 Juárez Badillo (1975, 1981)

La principal hipótesis en la cual se basa la teoría es la siguiente: la ecuación que relaciona los cambios de volumen en el tiempo depende de un parámetro adimensional, independientemente de puntos críticos, que satisface las condiciones de frontera; es decir, para un tiempo inicial, el suelo tiene un volumen inicial conocido y para un tiempo infinito, el suelo llega a un volumen final.

Juárez Badillo plantea que, debido a la idea generalizada de dividir a la consolidación en primaria y secundaria se parte de un error; por ello propone, para el estudio de la consolidación unidimensional de los suelos finos saturados, una ecuación general que unifica la división que se hace entre deformaciones instantáneas y el “retraso” o “compresión secundaria”.

La ecuación de la consolidación (3.12), es una ecuación que describe el cambio de volumen de un suelo con el tiempo cuando éste está sujeto a una cierta presión. La ecuación involucra a dos parámetros, el coeficiente de viscosidad volumétrica δ que relaciona con la forma de la curva de tiempo, y el tiempo característico t^* que se relaciona con la rapidez del fenómeno.

$$\frac{1}{U} = 1 + \left(\frac{t^*}{t} \right) \quad (\text{ec. 3.12})$$

3.2.5 Yin y Graham (1989, 1990, 1994, 1999 y 2002)

Yin y Graham (1989, 1994) retomaron el concepto de “líneas de tiempo” de Bjerrum (1967) y señalaron que estas líneas representan el comportamiento de suelos normalmente consolidados y pueden ser determinadas a través de pruebas de consolidación en muestras de suelo normalmente consolidadas. Establecieron que a partir del concepto de líneas de tiempo se puede obtener la velocidad de fluencia plástica (*creep*).

Yin y Graham (1989, 1994) encontraron que la velocidad de fluencia plástica (*creep*) en un estado dado de esfuerzo-deformación (o relación de vacíos) debe ser la velocidad de deformación visco-plástica en el mismo estado, que se alcanza desde otro historial de carga. De esta manera, las “líneas de tiempo” pueden interpretarse como “líneas de tiempo equivalente”. En otras palabras, la velocidad de deformación visco-plástica de las “líneas de tiempo equivalente” de pruebas de consolidación son iguales (o equivalentes) a las velocidades de deformación visco-plástica en cualquier otro historial de carga. Además, considera que todas las deformaciones tienen un componente viscoso y pueden llegar a ser más grandes que las deformaciones plásticas.

En la Figura 3.5 se muestra las líneas de tiempo equivalente, así como la línea de tiempo instantánea (línea κ) que representa la compresión elástica y la línea de referencia (línea λ) correspondiente a un tiempo cero y proporciona una referencia para contar el tiempo equivalente, generalmente la línea λ corresponde a la línea elasto-plástica para suelo normalmente consolidados.

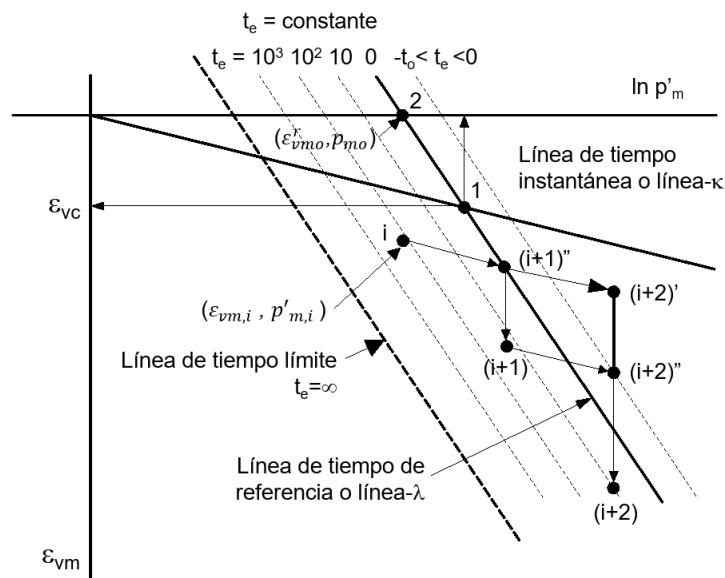


Figura 3.5 Relación deformación vertical- log (esfuerzo).

Basados en los conceptos mencionados con anterioridad, Yin y Graham (1989, 1994) derivaron rigurosamente la ecuación constitutiva de un modelo 1D elasto visco-plástico (1D EVP):

$$\dot{\varepsilon}_z = \frac{\kappa \dot{\sigma}'_z}{V \sigma'_z} + \frac{\Psi}{V t_0} \exp\left(-\varepsilon_z \frac{V}{\Psi}\right) \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_0}\right)^{\lambda/\Psi} \quad (\text{ec. 3.13})$$

Donde $\dot{\varepsilon}_z$ y ε_z son la deformación vertical y la velocidad de deformación vertical; $\dot{\sigma}'_z$ y σ'_z son la velocidad del esfuerzo efectivo y el esfuerzo efectivo; κ/V es una constante relacionada con la compresión elástica; λ/V es una constante relacionada a una línea de referencia de tiempo; σ'_0 es una constante en ε_0 , ubicando la posición de la línea de tiempo de referencia; Ψ/V y t_0 (en unidades de tiempo) son dos constantes relacionados con la fluencia plástica (*creep*) del suelo.

En la ecuación (3.14), la velocidad de deformación visco-plástica es:

$$\dot{\varepsilon}_z^{vp} = \frac{\Psi}{V t_0} \exp\left(-\varepsilon_z \frac{V}{\Psi}\right) \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_0}\right)^{\lambda/\Psi} \quad (\text{ec. 3.14})$$

donde la velocidad de deformación visco-plástica es una función del estado de esfuerzo-deformación (σ'_z, ε_0).

El modelo 1D EVP puede predecir el comportamiento del suelo bajo cualquier condición de carga, incluida descarga-recarga, velocidades variables de deformación, consolidación, fluencia y relajación. Una limitación es que las deformaciones por fluencia plástica (*creep*) pueden teóricamente convertirse en infinitas porque el modelo usa funciones logarítmicas para la fluencia plástica (*creep*).

Posteriormente, Yin y Graham (1994) retoman su teoría 1D EVP e incorporan una función no lineal con un límite para las deformaciones volumétricas por fluencia plástica (*creep*):

$$\Delta\varepsilon = \Psi'_0 \ln \frac{t + t_0}{t_0} / \left(1 + \frac{\Psi'_0}{\Delta\varepsilon_l} \ln \frac{t + t_0}{t_0}\right) \quad (\text{ec. 3.15})$$

Donde $\Delta\varepsilon$ es la deformación por fluencia plástica (*creep*) y t es la duración de la carga que produce $\Delta\varepsilon$. En la ecuación (3.15) Ψ'_0 , t_0 y $\Delta\varepsilon_l$ son tres parámetros constantes. En la ecuación (3.15) es definido un tiempo $t=0$. El subíndice “0” designan parámetros que tienen un significado específico en el tiempo $t = 0$. Si $\ln[(t+t_0)/t_0]$ se toma como una variable la ecuación (3.15) tiene la forma de una función hiperbólica.

En 1999, Yin y Graham utilizaron la separación de deformaciones elásticas y de fluencia plástica (*creep*), el concepto de “tiempo equivalente” y el modelo Cam-Clay para establecer un modelo tridimensional Elasto Visco-Plástico (3D EVP). Yin y Graham (2002) agregaron el concepto de “línea de tiempo límite” y extendieron el modelo 3D EVP para describir el

comportamiento dependiente del tiempo para arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas.

3.2.6 Vermeer y Neher (1999)

Uno de los modelos constitutivos que ha sido incluido para representar el fenómeno de consolidación secundaria es el *Soft soil Creep* (Figura 3.6) desarrollado por Vermeer y Neher (1999). Este modelo permite estudiar la consolidación secundaria analizando la plástica (*creep*), mediante el parámetro de consolidación secundaria C_α . El parámetro C_α ha sido transformado primero a su forma diferencial y posteriormente extendido a una forma más general incorporando conceptos del modelo *Cam Clay* y de la teoría de la viscoplasticidad. En este sentido las elipses del modelo *Cam Clay* son usadas como contornos de velocidades constantes de deformación volumétrica, de forma que, a medida que nos alejamos de la condición normalmente consolidada, la velocidad de deformación por fluencia plástica (*creep*) es cada vez más pequeña. Asimismo, siguiendo las ideas propuestas por Bjerrum (1967), la formulación del modelo (ec. 3.16) permite alcanzar estados de preconsolidación tanto por fluencia plástica como por descargas.

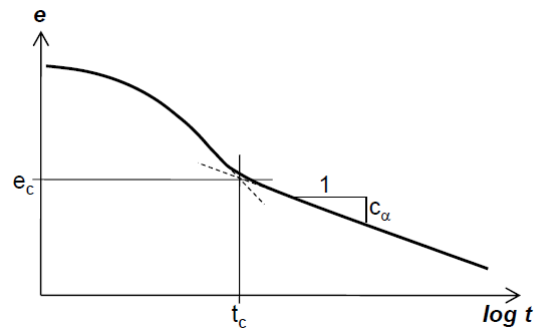


Figura 3.6 Determinación del índice C_α (Veermer y Neher, 1999).

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^c = \frac{C_r}{1 + e_0} \left(\frac{\sigma'}{\sigma'_i} \right) + \left[\frac{C_c - C_r}{1 + e_0} \left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{p0}} \right) \right] + \left[\frac{C_\alpha}{1 + e_0} \left(\frac{t_c + t'}{t_c} \right) \right] \quad (\text{ec. 3.16})$$

donde:

ε = deformación volumétrica,

ε^e =deformación volumétrica correspondiente a la parte elástica,

ε^c = deformación volumétrica correspondiente a la fluencia o *creep*,

C_r = índice de recompresión,

C_c = índice de compresibilidad,

C_α = índice de compresión secundaria,

e_0 = relación de vacío inicial,

t_c = tiempo correspondiente al 100% de la consolidación primaria,

t' = lapso en que se desarrolla el *creep*,

σ_{p0} = esfuerzo de preconsolidación inicial del suelo,
 σ_{pc} = esfuerzo de preconsolidación al final de la consolidación,
 σ'_i = esfuerzo efectivo inicial, σ' = esfuerzo efectivo final.

El modelo *Soft Soil Creep* permite la simulación del comportamiento del suelo compresible, como suelos muy blandos a blandos (suelos arcillosos y turbas) o suelos normalmente consolidados (OCR=1). Este modelo es relativamente reciente y fue desarrollado especialmente para analizar la base de suelos muy compresibles, terraplenes y otros.

Las características del modelo son las mismas que las del modelo SS:

- a) modelo elastoplástico, con ley de flujo no asociado
- b) Rigidez depende del nivel de esfuerzos al que se somete el somete el suelo
- c) Toma en cuenta si el suelo está en descarga-recarga o si se supera el esfuerzo de preconsolidación.
- d) Memoria del esfuerzo de preconsolidación.
- e) Comportamiento de falla según el criterio de Mohr-Coulomb.

3.2.7 Koskinen et al. (2002)

El modelo elastoplástico S-CLAY1S fue desarrollado por Koskinen et al. (2002) usando los planteamientos de Gens and Nova (1993). Este modelo es una extensión del modelo S-CLAY1 y tiene en cuenta la anisotropía, así como la unión y deestructuración de suelo. Este modelo puede considerarse una extensión del modelo Cam Clay modificado (Roscoe and Burland 1968) y el modelo S-CLAY1 propuesto inicialmente por Näätänen et al. (1999) y posteriormente por Wheeler et al. (1999, 2003). La anisotropía inicial se modela definiendo superficies anisotrópicas, atribuidas a la historia pasada del depósito de suelo, que definen el límite entre grandes deformaciones irreversibles y deformaciones relativamente pequeñas. Estas superficies en el espacio de esfuerzo son análogas a la superficie de fluencia anisotrópica en el modelo S-CLAY1 independiente de la velocidad (Wheeler et al. 2003). De manera similar al modelo S-CLAY1, se supone que debido a cargas posteriores que produce deformaciones irreversibles, hay una evolución en las orientaciones de estas superficies en función de incrementos irreversibles de deformación volumétrica y de corte. Como lo demuestran Karstunen y Koskinen (2008), esto ofrece una manera simple de representar extremadamente bien la evolución de la anisotropía para las arcillas reconstituidas. Cuando se combina con una ley de desestructuración, puede extenderse para tener en cuenta el comportamiento de grandes deformaciones en las arcillas naturales (Karstunen y Koskinen 2004; Karstunen et al. 2005). En el modelo EVP-SCLAY1 (Karstunen y Yin 2010), esta superficie límite se denomina superficie de fluencia estática, y se supone que no se produce un comportamiento dependiente de la velocidad cuando los esfuerzos son dentro de la superficie. Básicamente, esto significa que hay un valor umbral de esfuerzos efectivos que debe superarse antes de que comience el comportamiento dependiente de la velocidad, como lo comentan Qu et al. (2010). Las deformaciones viscoplásticas incrementales en el modelo EVP-SCLAY1 (Karstunen y Yin 2010) se pueden calcular como:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \mu_1 \langle \exp \left[N \cdot \left(\frac{p'_m{}^d}{p'_m{}^s} - 1 \right) \right] - 1 \rangle \frac{\partial f_d}{\partial f \sigma'_{ij}} \quad (\text{ec. 3.17})$$

Donde μ_1 es el referido como el parámetro de fluidez, $\langle \rangle$ son cochetes McCauley, N es el coeficiente de velocidad de deformación relacionado con el efecto de velocidad deformación sobre la resistencia al corte y es esfuerzo de preconsolidación. N y μ son, por lo tanto, los parámetros clave que controlan la velocidad de deformación viscoplástica. Los símbolos $p'_m{}^d$ y $p'_m{}^s$ representan el tamaño de la superficie de fluencia dinámica y la superficie de fluencia estática, respectivamente y f_d es la función potencial viscoplástico, representada por la superficie de fluencia dinámica.

3.2.8 Sivasithamparam et al. (2015)

El modelo Creep-SCLAY1 de Sivasithamparam et al., (2015) es una extensión del SCLAY1 (Wheeler et al., 2003) para incorporar la respuesta dependiente de la velocidad en las arcillas. En este modelo, la superficie elíptica del modelo S-CLAY1 se adopta como la superficie de fluencia en suelos normalmente consolidados, es decir, el límite entre pequeñas y grandes deformaciones (fluencia lenta); además, la deformación por fluencia lenta se formula utilizando el concepto de multiplicador visco-plástico (Grimstad et al., 2010). Por lo tanto, la deformación por fluencia lenta se calcula como:

$$\dot{\epsilon}_v = \dot{\Lambda} \frac{\partial p'_{eq}}{\partial p'} \quad \text{y} \quad \dot{\epsilon}_v = \dot{\Lambda} \frac{\partial p'_{eq}}{\partial q} \quad (\text{ec. 3.18})$$

p'_{eq} es el esfuerzo principal efectivo equivalente, p' es el esfuerzo principal efectivo, q es el esfuerzo desviador y $\dot{\Lambda}$ es el multiplicador visco-plástico definido como:

$$\dot{\Lambda} = \frac{\mu^*}{\tau} \left(\frac{p'_{eq}}{p'_p} \right)^\beta \left(\frac{(M^2(\theta) - \alpha_{K_0}^{2nc})}{(M^2(\theta) - \eta_{K_0}^{2nc})} \right) \quad (\text{ec. 3.19})$$

donde $\eta_{K_0}^{2nc} = 3(1 - K_0^{nc})/(1 + 2K_0^{nc})$ y el termino adicional $(M^2(\theta) - \alpha_{K_0}^{2nc}) / (M^2(\theta) - \eta_{K_0}^{2nc})$ es agregado para asegurar que bajo condiciones oedométricas, las deformaciones por fluencia corresponden a medir la velocidad de deformación volumétrica por fluencia lenta. $\alpha_{K_0}^{nc}$ define la inclinación de las elipses en el estado normalmente consolidado (asumiendo una historia de K_0) y μ^* es el índice de fluencia lenta modificado. Para tomar en cuenta la tasa (velocidad) de dependencia del esfuerzo de preconsolidación que es usado para definir el tamaño de la superficie normal de consolidación (SNC), τ es el tiempo de referencia se establece en 1 día, si la NCS se deriva a partir de una prueba oedométrica estándar de 24 h y β se define como

$$\beta = \frac{\lambda^* - \kappa^*}{\mu^*} \quad (\text{ec. 3.20})$$

donde λ^* es el índice de compresión modificado, κ^* es el índice de recompresión modificado y μ^* se relaciona con el índice de compresión secundaria y se calcula como:

$$\mu^* = \frac{C_\alpha}{Ln 10(1 + e_0)} \quad (\text{ec. 3.21})$$

Este modelo incorpora la misma ley de endurecimiento rotacional que la de los modelos S-CLAY1 y S-CLAY1S. Además, el modelo Creep-SCLAY1 se amplía incorporando la ley de endurecimiento por desestructuración del modelo S-CLAY1S para tener en cuenta el efecto de la unión inicial entre partículas en la respuesta del suelo. A pesar de asumir la anisotropía del comportamiento plástico, la clase de modelos S-CLAY1 asume la isotropía del comportamiento elástico, lo cual es una suposición razonable para modelar el comportamiento de las arcillas suaves y sensibles (Rezania et al., 2016).

3.2.9 González-Rodríguez et al. (2021)

El modelo constitutivo propuesto MODIIGM desarrollado por González-Rodríguez et al. (2021) propone extender el modelo de Yin y Graham (2002) con el modelo SCLAY1 (Wheeler et al., 2003) con la finalidad de tomar en cuenta el desarrollo de las deformaciones viscosas y la anisotropía presente en los suelos a consecuencia de su proceso de formación.

El modelo constitutivo MODIIGM está diseñado para ejecutarlo como “modelo definido por el usuario” dentro del programa de elemento finito PLAXIS y consta de 20 parámetros donde 5 parámetros son de control de error y 15 parámetros que describen el estado inicial de esfuerzos, las propiedades de elasticidad, estado crítico, anisotropía, viscosidad y permeabilidad de dichos estratos.

Dentro de los parámetros que describen la anisotropía se encuentran:

$$\alpha_0 = \frac{\eta_{K0}^2 + 3\eta_{K0} - M^2}{3} \quad (\text{ec. 3.22})$$

Donde α_0 es el valor inicial de anisotropía, M es la relación de esfuerzos para el estado crítico y η_{K0} se define como:

$$\eta_{K0} = \frac{3(1 - K_0^{NC})}{1 + 2K_0^{NC}} \quad (\text{ec. 3.23})$$

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

De acuerdo con Leoni et al. (2008), la velocidad de rotación, μ' , se determina con la siguiente ecuación:

$$\mu' = \frac{1}{\lambda^*} \ln \frac{10MM^2 - 2\alpha_0\beta^*}{M^2 - 2\alpha_0\beta^*} \quad (\text{ec. 3.24})$$

donde λ^* es el índice de compresión modificado.

La constante de proporción β^* , se estima con la siguiente expresión:

$$\beta^* = \frac{3}{8} \frac{4M^2 - 4\eta_{K0}^2 - 3\eta_{K0}}{\eta_{K0}^2 - M^2 + 2\eta_{K0}} \quad (\text{ec. 3.25})$$

En este modelo, se adopta el enfoque de Sivasithamparam et al. (2015) para determinar las componentes del tensor de anisotropía a partir del valor escalar inicial α_0 .

3.3 Teorías de consolidación radial

3.3.1 Rendulic (1935) y Barron (1948)

La evaluación del grado de consolidación en un dren al interior de una masa de suelo debido al flujo horizontal es compleja, 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):

$$U_r = 1 - \exp\left(-\frac{8C_h t}{d_e^2 \alpha}\right) \quad (\text{ec. 3.26})$$

donde:

$$\alpha = \left[\frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) \right] \frac{-3n^2 - 1}{4n^2} \quad (\text{ec. 3.27})$$

$$n = d_e/d_w \quad (\text{ec. 3.28})$$

En el caso de drenes distribuidos en forma cuadrada (Figura 3.7), d_e se calcula igualando el área del cuadrado de lado (D) con la de una circunferencia equivalente de diámetro (d_e):

$$D^2 = \frac{\pi d_e^2}{4}; d_e = 1.13D \quad (\text{ec. 3.29})$$

Cuando los drenes están distribuidos en forma triangular o tresbolillo (Figura 3.7), 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 :

$$d_e^2 = \frac{2\sqrt{3}}{\pi} D^2; d_e = 1.05D \quad (\text{ec. 3.30})$$

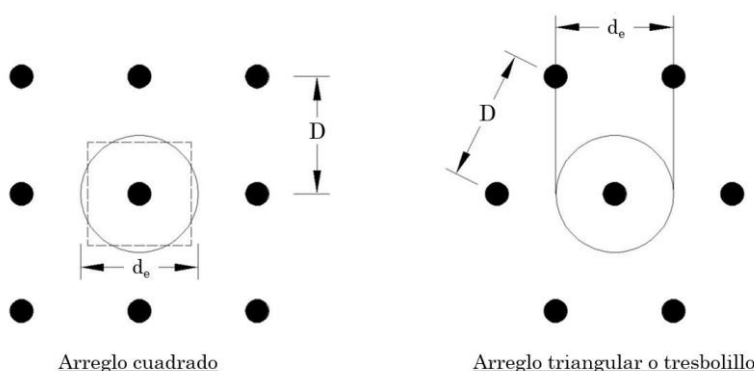


Figura 3.7 Arreglos para la distribución de drenes verticales (Han, 2015).

La solución completa al problema de consolidación de un medio con drenes verticales fue presentada por Barron (1948). 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:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (\text{ec. 3.31})$$

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

$$C_h = \frac{k_h(1+e)}{a_v \gamma_w} \quad (\text{ec. 3.32})$$

C_v coeficiente de consolidación debido al flujo vertical

- 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:

$$\bar{u}_{r,z} = \frac{\bar{u}_r \bar{u}_z}{u_0} \quad (\text{ec. 3.35})$$

donde:

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

u_0 presión de poro inicial.

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

$$U_{r,z} = 1 - (1 - U_r)(1 - U_r) \quad (\text{ec. 3.36})$$

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

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (\text{ec. 3.37})$$

$$U_{r,z} = 1 - e^{-\lambda_1} \quad (\text{ec. 3.38})$$

donde:

$$\lambda_1 = -\frac{8T_h}{F(n)} \quad (\text{ec. 3.39})$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \log_e n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (\text{ec. 3.40})$$

$$n = \frac{r_e}{r_w}, \text{ relación de diámetros} \quad (\text{ec. 3.41})$$

$$T_h = \frac{k_h(1-e_0)t}{a_v d_e^2 \gamma_w} = \frac{c_h t}{d_e^2}, \text{ factor tiempo de consolidación debido al flujo radial.} \quad (\text{ec. 3.42})$$

En la Figura 3.9 se presenta la solución gráfica para determinar el grado de consolidación $U(\%)$ para diferentes valores de la relación de diámetros n de la expresión (ec. 3.33) (Barron, 1948).

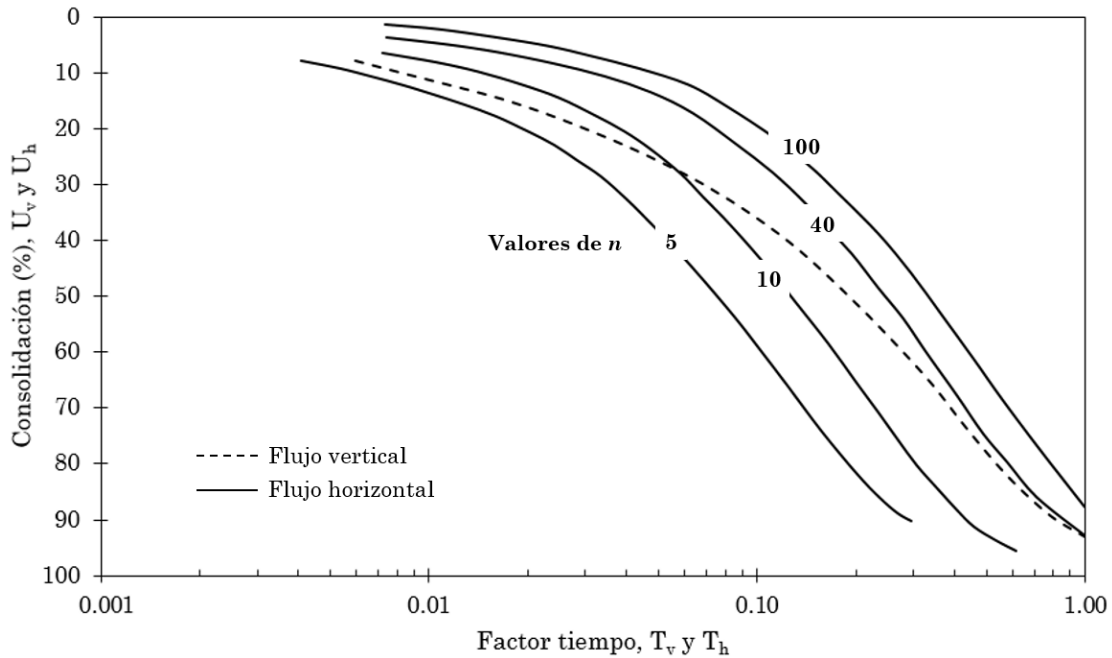


Figura 3.9 Grado de consolidación U (%) vs. Factor tiempo T_v y T_h (modificado de Barron, 1948).

3.3.2 Teoría de Hansbo (1981)

Hansbo (1981) propuso una solución aproximada para determinar el grado de consolidación debido al flujo radial en un medio con drenes verticales basada en la teoría de deformaciones uniformes y tomando en cuenta la resistencia al drenaje del dren y la zona de remoldeo. El promedio del grado de consolidación U_h , de un cilindro de suelo con un dren vertical es definido como:

$$U_h = 1 - \exp\left(-\frac{8T_h}{\mu}\right) \quad (\text{ec. 3.43})$$

$$T_h = \frac{C_h t}{4r_e^2} \quad (\text{ec. 3.44})$$

Donde U_h es el grado de consolidación debido al efecto de los drenes verticales, c_h es el coeficiente de consolidación en dirección horizontal, t es el tiempo y r_e es el radio de una “unidad celda” ($D_e/2$) como se observa en la Figura 3.10. El parámetro μ representa el efecto del espaciamiento entre drenes, remoldeo y resistencia al drenaje y se define como:

$$\mu = \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_h}{k_s}\right)\ln(s) - 0.75 + \pi z(2l - z)\frac{k_h}{q_w} \quad (\text{ec. 3.45})$$

Empleando una resistencia al drenaje promedio, μ se encuentra dado por:

$$\mu = \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_h}{k_s}\right)\ln(s) - \frac{3}{4} + \frac{2\pi \cdot l^2 \cdot k_h}{3q_w} \quad (\text{ec. 3.46})$$

Donde $n=r_e/r_w$ (r_w es el radio equivalente), $s=r_s/r_w$ (r_s es el radio de la zona de remoldeo), l es la longitud de drenaje, k_s es la conductividad hidráulica de la zona de remoldeo, respectivamente, q_w es la capacidad de descarga, z profundidad a partir de la superficie.

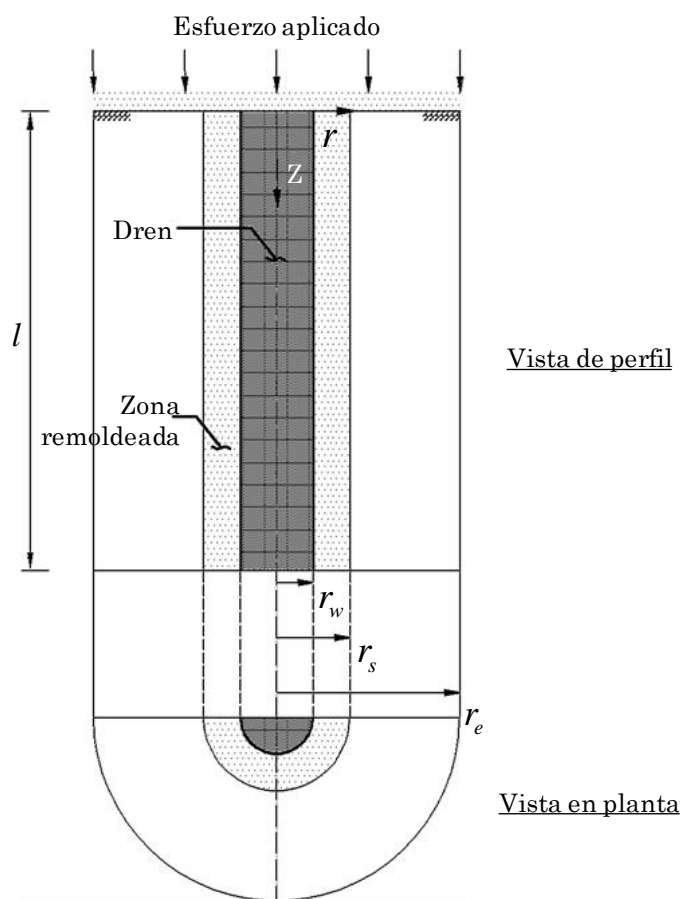


Figura 3.10 Modelo de unidad celda de un dren (estado plano de deformación) (Hansbo, 1981).

3.3.3 Cheung et al. (1991)

Cheung *et al.* (1991) presentaron una técnica de equivalencia de un análisis de drenes verticales 3D a un análisis 2D que permite considerar un dren vertical de arena como una

pared infinita (Figura 3.11). Este método considera la resistencia al drenaje por atasco de material fino dentro del dren.

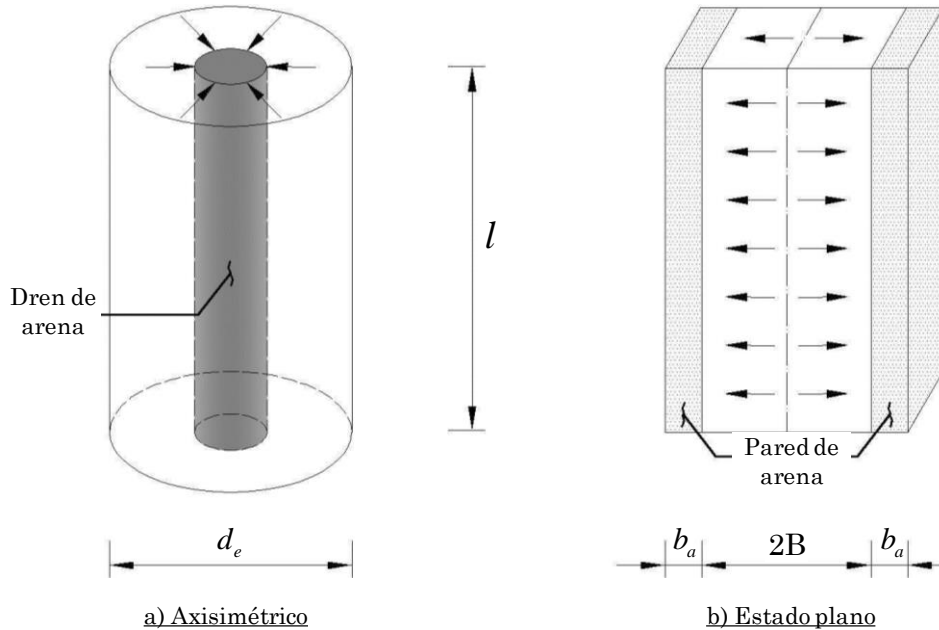


Figura 3.11 Esquema de conversión de un dren de arena axisimétrico al estado plano de deformación (modificado de Cheung *et al.*, 1991).

La teoría de Cheung *et al.* (1991) consiste en el cálculo de la permeabilidad horizontal equivalente del suelo k_{hp} que rodea a los drenes requerida para lograr el 50% del grado de consolidación del sistema. La relación entre los parámetros de los dos sistemas fue desarrollada por Shinsha *et al.* (1982) y se expresa como:

$$\frac{k_{hp}}{k_h} = \lambda_2 \left(\frac{B}{d_e} \right)^2 \quad (\text{ec. 3.47})$$

donde: d_e = diámetro de influencia del dren; B = mitad de la distancia entre de elemento dren-suelo en estado plano de deformación; k_{hp} = permeabilidad horizontal equivalente del suelo en estado plano de deformaciones; k_h = permeabilidad horizontal del suelo en estado axisimétrico; y λ_2 = coeficiente de conversión que se determina considerando el tiempo en que en ambos sistemas se alcanza el 50% del grado de consolidación.

El valor del coeficiente de conversión λ_2 se calcula con:

$$\lambda_2 = \frac{2.26}{F + \pi G} \quad (\text{ec. 3.48})$$

donde: $F = \ln(n) - 0.75$; $n = d_e/d_w$; y d_w = diámetro del dren en condición axisimétrica.

Adicionalmente, el factor de resistencia al drenaje vertical del dren G , está dado por:

$$G = \left(\frac{k_h}{k_w} \right) \left(\frac{l}{d_w} \right)^2 \quad (\text{ec. 3.49})$$

donde: k_h = permeabilidad horizontal del suelo; k_w = permeabilidad del dren; y l = longitud de drenaje.

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 garantizar una mejor precisión. Asumiendo que el volumen del dren en 3D y 2D es el mismo para un arreglo cuadrado, entonces el ancho equivalente de la pared del dren b_a se define como:

$$b_a = \frac{\pi d_w^2}{4D} \quad (\text{ec. 3.50})$$

donde: d_w = diámetro del dren en condición axisimétrica; y D = separación entre drenes de eje a eje.

Cualquiera que sea el tipo de análisis (2D o 3D), la predicción de asentamientos debe ser comparable con los datos de campo.

3.3.4 Hird et al. (1992)

Hird *et al.* (1992) se basaron en las metodologías planteadas por Zeng *et al.* (1987), Sánchez y Sagaseta (1990) y en la solución de Hansbo (1981) para desarrollar un procedimiento que permite modelar un medio con drenes verticales prefabricados sintéticos utilizando el método del elemento finito 2D mediante una permeabilidad horizontal equivalente del suelo. Este método se aplicó a proyectos de mejoramiento de suelos 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.

En la Figura 3.12 se presenta el modelo en estado plano propuesto por Hird *et al.* (1992), en donde el diámetro de influencia d_e en condición axisimétrica es igual al ancho total $2B$ en estado plano, y el radio del dren r_w en el modelo axisimétrico es equivalente al radio b_w en estado plano. La relación entre la axisimetría y estado plano de deformación queda definida mediante la siguiente expresión:

$$k_{pl} = \frac{2kB^2}{3d_e^2 \left[\ln \left(\frac{n}{s_d} \right) + \left(\frac{k}{k_s} \right) \ln(s) + \frac{3}{4} \right]} \quad (\text{ec. 3.51})$$

donde: k_{pl} = permeabilidad horizontal del suelo en estado de deformación plana; B = mitad de la distancia entre el elemento dren-suelo en estado plano de deformación; d_e = diámetro

de influencia del elemento dren-suelo en estado axisimétrico; k = permeabilidad horizontal del suelo; k_s = permeabilidad horizontal en la zona de remoldeo; $n= d_e/d_w$; y $s_d= d_s/d_w$.

La teoría de Hird *et al.* (1992) no permite modelar de forma explícita la zona de remoldeo, sin embargo, proporciona una estimación de asentamientos similar a los reales.

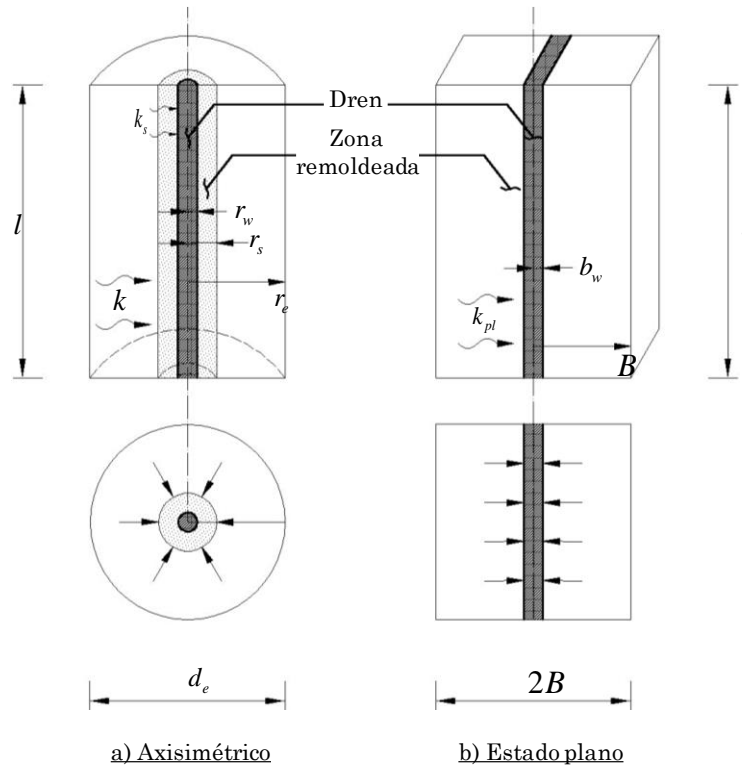


Figura 3.12 Esquema de conversión de un dren prefabricado axisimétrico al estado plano de deformación (modificado de Hird *et al.*, 1992).

3.3.5 Indraratna y Redana (1997)

Indraratna y Redana (1997) incorporaron de manera explícita la zona de remoldeo en su solución en estado plano de deformación, asignando unas permeabilidades horizontales equivalentes k_{hp} en la zona inalterada y k'_{hp} en la zona de remoldeo, respectivamente. La teoría de Indraratna y Redana (1997) permite convertir un sistema de drenaje vertical en un dren prefabricado paralelo equivalente representado por una pared, asumiendo el elemento en estado plano de deformaciones (Figura 3.13). Los autores se basan en la teoría de Hansbo (1981) para determinar el grado de consolidación en un plano horizontal (U_r), y mediante un análisis de flujo de agua en sentido vertical y horizontal determinan la permeabilidad equivalente en la zona inalterada y alterada del dren. Mediante esta teoría se pueden asignar propiedades equivalentes de la permeabilidad en la zona inalterada y remoldeada, además de representar esta última zona en el modelado.

En el modelo en estado plano, el diámetro de influencia d_e en condición axisimétrica es igual al ancho total $2B$, de igual manera, la mitad del ancho del dren b_w y la mitad del ancho de la zona remodelada b_s son equivalentes en el modelo axisimétrico a r_w y r_s , respectivamente.

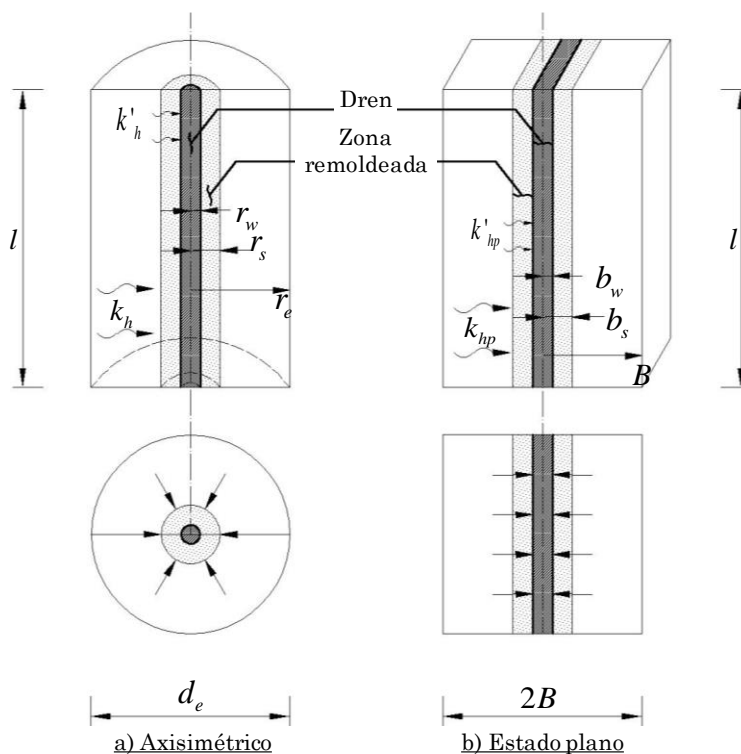


Figura 3.13 Esquema de conversión de un dren prefabricado axisimétrico al estado plano de deformación (Indraratna y Redana, 1997).

La relación de la permeabilidad entre la zona remodelada y la permeabilidad entre la zona no remodelada puede definirse como (Indraratna y Redana, 1997):

$$\frac{k'_{hp}}{k_{hp}} = \frac{\beta_I}{\frac{k_{hp}}{k_h} \left[\ln\left(\frac{n}{s_d}\right) + \left(\frac{k_h}{k'_h}\right) \ln(s) - 0.75 \right] - \alpha_I} \quad (\text{ec. 3.52})$$

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; k_h = permeabilidad horizontal del suelo en estado axisimétrico; k'_h = permeabilidad horizontal del suelo en estado axisimétrico; α_I y β_I = coeficientes de conversión de condición axisimétrica a estado plano de deformación; $n= d_e/d_w$; y $s_d= d_s/d_w$.

Los coeficientes de conversión de condición axisimétrica a estado plano de deformación, se definen como:

$$\alpha = \frac{2}{3} - \frac{2b_s}{B} \left(1 - \frac{b_s}{B} + \frac{b_s^2}{3B^2} \right) \quad (\text{ec. 3.53})$$

$$\beta = \frac{1}{B^2} (b_s - b_w)^2 + \frac{b_s}{3B^3} (3b_w^2 - b_s^2) \quad (\text{ec. 3.54})$$

La relación entre las permeabilidades horizontales k_{hp} en estado plano de deformaciones y k_h en condiciones axisimétricas, queda definida por la siguiente relación:

$$\frac{k_{hp}}{k_h} = \frac{0.67}{[\ln(n) - 0.75]} \quad (\text{ec. 3.55})$$

3.3.6 Chai et al. (2001)

Chai *et al.* (2001) se basaron en la solución de Hird *et al.* (1992) para modelar un sistema de drenes verticales prefabricados sintéticos como una zona de mejoramiento. Bajo el fundamento de que los drenes incrementan la permeabilidad del suelo y mediante una serie de ecuaciones establecieron una expresión para la permeabilidad vertical equivalente k_{ve} que representa el promedio de la permeabilidad del área con drenes, obtenida en función de las permeabilidades del suelo vertical k_v , horizontal k_h y horizontal del suelo remodelado k_s , además de tomar en cuenta las condiciones de drenaje del suelo (presencia de estratos permeables), la permeabilidad del dren, y la retención del material fino dentro del dren.

El valor de la permeabilidad vertical equivalente k_{ve} se deriva a partir de la solución teórica de Carrillo (1942) para combinar los efectos del drenaje vertical y radial, de la teoría de Hansbo (1981) para determinar el valor del grado de consolidación promedio debido al drenaje radial (U_r), y de la solución de Terzaghi (1943) para calcular el grado de consolidación promedio debido al drenaje vertical (U_v).

La permeabilidad vertical equivalente k_{ve} se expresa como:

$$k_{ve} = \left(1 + \frac{2.5l^2}{\mu_d d_e^2} \frac{k_h}{k_v} \right) k_v \quad (\text{ec. 3.56})$$

donde: l = longitud de drenaje; d_e = diámetro de influencia del dren; k_h = permeabilidad horizontal del suelo; k_v = permeabilidad vertical del suelo; y μ_d = parámetro de conversión al estado plano de deformación definido como:

$$\mu_d = \ln \frac{n}{s_d} + \frac{k_h}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} + \pi \frac{2l^2 k_h}{3q_w} \quad (\text{ec. 3.57})$$

donde: $n = d_e/d_w$; $s_d = d_s/d_w$; k_s = permeabilidad en la zona remodelada; y q_w = capacidad de descarga 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). Drenes verticales prefabricados sintéticos ensayados bajo diferentes presiones de confinamiento han dado como resultado valores de capacidad de descarga $q_w = 100$ 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) 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 $100 \text{ m}^3/\text{año}$.

Adicionalmente, en un suelo estratificado, para estimar el valor de k_{ve} , se asume que la longitud de drenaje l es igual al espesor total del estrato H , o bien, que $l = H/2$ cuando el dren presenta un drenaje en dos sentidos (Figura 3.14).

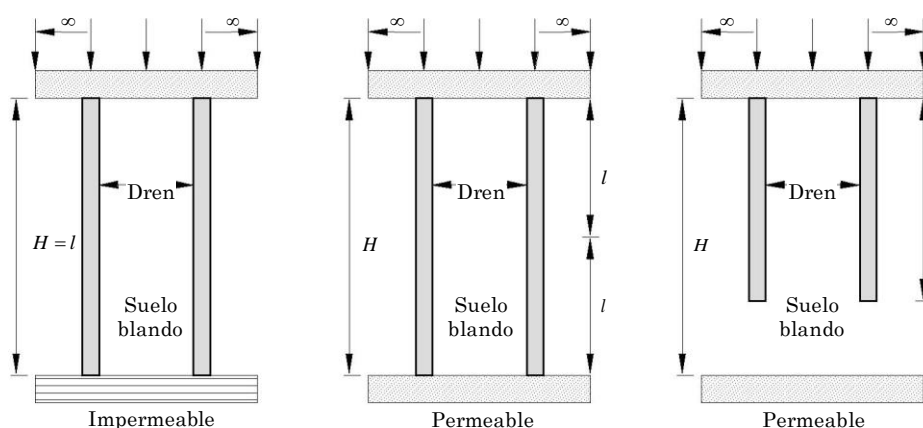


Figura 3.14 Longitud de drenaje l para diferentes condiciones (modificado de Chai *et al.*, 2001).

3.3.7 Mohamedelhassan y Shang (2002)

Mohamedelhassan y Shang (2002) propusieron una metodología para analizar el efecto de la aplicación del vacío adaptando la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi y la ley de superposición de efectos, concluyendo que el promedio del grado de consolidación (U_{vc}) combinando la precarga y el vacío puede expresarse mediante la siguiente ecuación:

$$U_{vc} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} e^{\left(\frac{(2m+1)^2}{4} \pi^2 T_{cv} \right)} \quad (\text{ec. 3.58})$$

$$T_{cv} = c_{vc} t / H^2 \quad (\text{ec. 3.59})$$

donde: T_{cv} = factor tiempo para un sistema combinado de precarga con vacío; c_{vc} = coeficiente de consolidación para un sistema de precarga con vacío; H = distancia efectiva que recorre una partícula de agua para alcanzar la frontera permeable; y m = número entero que toma en cuenta únicamente los valores impares de una serie senoidal infinita.

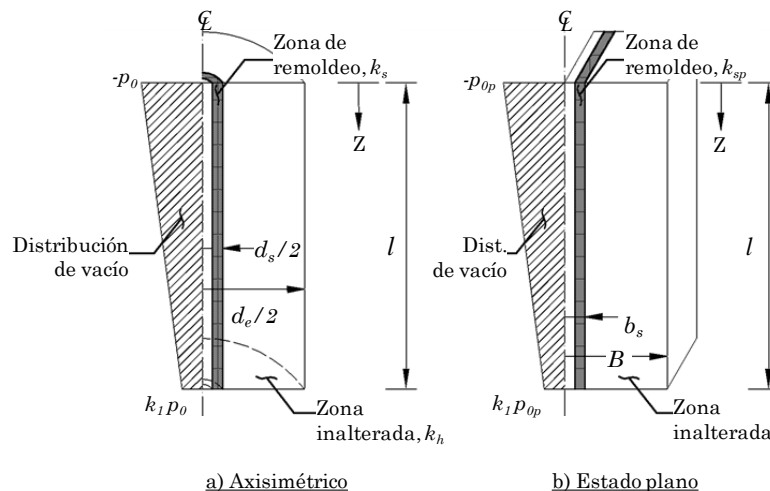
En este estudio, se modificó un consolidómetro para aplicar una precarga de vacío y se llevaron a cabo dos conjuntos de experimentos utilizando diferentes muestras de arcilla. Las mismas características de consolidación en las tres condiciones de carga (presión de vacío, presión de sobrecarga y una combinación de vacío y precarga). Los autores concluyeron que los parámetros de consolidación requeridos se pueden derivar a partir de pruebas de consolidómetro convencional siempre que las condiciones de carga sean unidimensionales.

3.3.8 Indraratna et al. (2005)

Indraratna *et al.* (2005) proponen una teoría de consolidación radial basada en transformar a partir de expresiones matemáticas el coeficiente de permeabilidad en estado axisimétrico a estado plano de deformaciones (Indraratna y Redana, 2000). Asumen que, en presencia de vacío, la succión máxima disminuye con la profundidad, reduciendo de este modo su eficiencia.

Lo anterior lo corroboraron mediante mediciones de laboratorio tomadas en ciertos puntos a lo largo de drenes verticales prefabricados sintéticos (PVD) instalados en un consolidómetro a gran escala en donde observaron una reducción gradual a lo largo de la longitud de drenaje. Del estudio se concluye que la velocidad a la que la succión se desarrolla dentro de un PVD depende principalmente de la longitud y tipo de PVD (propiedades del núcleo y filtro de geotextil).

Sin embargo, algunos estudios de campo sugieren que la succión se desarrolla rápidamente, incluso en PVDs con longitudes de hasta 30 m (Bo *et al.*, 2003; Indraratna *et al.*, 2005). Con la finalidad de cuantificar la pérdida de vacío, Indraratna *et al.* (2004, 2005) propusieron una distribución trapezoidal de la presión de vacío a lo largo de los PVDs cuando su longitud sea menor a 10 m (Figura 3.15) y una distribución triangular cuando la longitud de los PVDs sea mayor a 10 m.



donde: k_h = permeabilidad del suelo en sentido horizontal; k_s = permeabilidad del suelo remoldeado; k_f =factor de reducción del vacío; l =longitud del dren; p_0 y p_{0p} = magnitud del vacío aplicado; d_s y b_s = radio de remoldeo, d_e y B = radio de influencia del dren.

Figura 3.15 Distribución del vacío a lo largo del PVD: a) en estado axisimétrico y b) estado plano de deformación (modificado de Indraratna et al., 2005).

3.3.9 Chai et al. (2005a)

Chai et al. (2005a) propone un método aproximado para calcular el asentamiento del suelo y el desplazamiento lateral interno inducido por la consolidación al vacío suponiendo que la deformación volumétrica inducida por la presión de vacío es la misma que la consolidación unidimensional inducida por la aplicación de una sobrecarga equivalente. Este método se aplicó a dos casos reportados en la literatura y se muestra que los datos medidos en el campo se simulan razonablemente bien, lo que sugiere que el método puede ser útil para el diseño de proyectos de consolidación mediante vacío.

3.3.10 Mesri y Khan (2012)

Mesri y Khan (2012) por medio de instrumentaciones de campo y predicciones de asentamiento y presión de poro para un sistema de precarga y vacío observan que no hay disminución de la magnitud de vacío con la profundidad dentro de los drenes verticales, es decir, se distribuye uniformemente a lo largo de los drenes. Sin embargo, consideran que si el suelo esta estratificado suele disminuir con la profundidad.

3.4 Códigos para la evaluación de sistemas de precarga en suelos

3.4.1 ASENT

El programa ASENT fue desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Auvinet y Rodríguez, 2002) fundamentado en la teoría de Absi (1964) para la determinación de asentamientos en un medio estratificado y en la teoría de Barron (1948) para el cálculo de asentamientos en un medio con drenes verticales:

1. Permite el cálculo de asentamientos, desplazamientos verticales y por consolidación primaria de un terraplén con o sin drenes.
2. Se pueden analizar una o más áreas con diferente carga.
3. Permite establecer varios puntos de análisis.
4. Es necesario establecer las propiedades de compresibilidad y condiciones de frontera (impermeable, permeable o drenante) que definen la velocidad y la trayectoria del flujo durante la consolidación en cada estrato.
5. En el análisis de un medio con drenes verticales es necesario incluir el coeficiente de consolidación horizontal C_h .
6. El cálculo de distribución de esfuerzos puede realizarse con la teoría de Boussinesq (1885), Westergard (1938), Fröhlich (1934) o Steinbreiner (1934).

3.4.2 ILLICON

El programa ILLICON fue desarrollado por Mesri y Choi (1985) y permite la estimación de asentamientos y presión de poro a partir de un análisis unidimensional. En el caso de

aplicación de vacío, este se simula por medio de una sobrecarga adicional. De acuerdo con Lo (1991), la versión de ILLICON tiene en cuenta:

1. Cualquier variación con la profundidad en los valores de relación de preconsolidación, relación de vacíos, coeficiente de permeabilidad y esfuerzo efectivo vertical.
2. Para cada estrato, se debe ingresar la relación de vacíos, índice de compresión y recompresión además de la relación $e-\log \sigma'_v$ correspondiente al final de la consolidación primaria.
3. Para cada estrato, se establece cualquier relación entre la relación de vacíos y permeabilidad, por ejemplo. $C_k=0.5e_0$ (Mesri et al., 1994).
4. La relación de la permeabilidad horizontal y vertical (k_h/k_v).
5. Compresibilidad con el tiempo en cualquier esfuerzo efectivo durante la consolidación primaria y secundaria; una única relación $e-\log \sigma'_v$ correspondiente al final de la consolidación primaria independiente de su tiempo de duración, además de requerir la relación C_α/C_c .
6. Cualquier variación con la profundidad del incremento del esfuerzo efectivo, $\Delta\sigma_v$, se calcula utilizando la distribución elástica de esfuerzos; $\Delta\sigma_v$, se corrige por efectos tales como el asentamiento del terraplén debajo del nivel freático o el incremento del NAF en el suelo.
7. La respuesta del exceso de presión de poro para cada incremento de $\Delta\sigma_v$ se calcula como $\Delta u' = \Delta\sigma_v$; para cualquier geometría de carga para la que se justifique la compresión unidimensional, el esfuerzo efectivo final se determina como $\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$.
8. Carga o descarga dependiente del tiempo incluyendo la construcción por etapas.
9. Drenes verticales que pueden penetrar total o parcialmente al suelo compresible.
10. Los drenes verticales tienen una capacidad de descarga que puede ser menor que (resistencia al drenaje) o igual o mayor que (drenaje libre) la capacidad de drenaje mínima.
11. Los drenes verticales se pueden instalar en cualquier momento durante la carga.
12. Se puede utilizar una zona de remoldeo de cualquier tamaño, así como de compresibilidad y permeabilidad diferente a las propiedades del suelo inalterado.
13. El agua fluye dentro del suelo horizontalmente hacia los drenes verticales y verticalmente en los límites del drenaje superior e inferior.
14. Al final de la consolidación primaria, el vacío se desarrolla uniformemente en el perfil del suelo en toda la longitud del dren vertical, disminuyendo linealmente desde la punta hasta un valor de cero en el límite inferior del dren.

3.4.3 D-Settlement

El programa D-Settlement fue desarrollado por Deltares Systems, permite estimar los asentamientos, presiones de poro y desplazamientos horizontales a corto y largo plazo en terraplenes con drenes verticales con o sin aplicación de vacío. Las características de este programa son las siguientes:

1. Tiene disponible tres modelos constitutivos:
 - NEN-Bjerrum: permite estimar asentamiento del suelo a largo plazo por medio del parámetro C_α cuya base es la teoría de Bjerrum (1972) y la norma holandesa NEN 6744-1:1991 (NEN, 1991b).
 - NEN-Koppejan: permite estimar asentamientos a largo plazo mediante el empleo de los coeficientes de consolidación secundaria C_s y C_s' para deformaciones que se desarrollan antes y después del esfuerzo de preconsolidación, respectivamente. Este modelo no es capaz de describir el comportamiento de carga y descarga del suelo.
 - Isotache: emplea el concepto de deformaciones naturales (Den Haan, 1994) para obtener asentamientos más realistas en caso de grandes deformaciones y es capaz de describir el comportamiento de carga y descarga del suelo. El modelo Isotache utiliza la constante de compresión secundaria c para estimar las deformaciones por viscosidad del suelo.
2. Existen tres formas para representar los drenes verticales: a) tiras y columnas (en el caso de drenes tipo banda) y c) muros de arena (drenes de arena).
3. En el análisis con drenes verticales utiliza una extensión del método propuesto por Terzaghi et al. (1996), Barron (1948) y Carrillo (1942).

3.4.4 Plaxis, Midas, ABAQUS, FLAC (2D o 3D)

Los sistemas de precarga con drenes verticales con o sin aplicación de vacío han sido analizados con diversos programas computacionales que emplean el método de elemento finito (MEF) o diferencias finitas (MDF) de forma tridimensional (3D) o bidimensional (2D). En general este tipo de sistemas cuentan con las siguientes características:

1. Incluyen una gran variedad de modelos constitutivos que permiten evaluar el comportamiento del sistema (cálculo de asentamientos, desplazamientos verticales, horizontales, presiones de poro, análisis de estabilidad en los bordos del terraplén y estado de esfuerzos en distintas etapas de análisis) y cuya elección depende de la información disponible que se tenga de las propiedades del subsuelo.
2. El análisis de un modelo 2D requiere ingresar parámetros hidráulicos del suelo equivalentes (Cheung et al., 1991; Hird et al., 1992; Indraratna y Redana, 1997; Chai et al., 2001) que representen el fenómeno de consolidación radial en estado plano de deformación.
3. El análisis de un modelo 3D no requiere de ingresar propiedades hidráulicas equivalentes, sin embargo, puede resultar impráctico y complicado, debido a los requerimientos computacionales que envuelve (equipo y tiempos de cálculo) (Karstunen, 2010; Indraratna et al., 2018).

4. EVALUACIÓN DE LA EFECTIVIDAD DE SISTEMAS DE PRECARGA

4.1 Estudio de las propiedades del suelo antes y después del mejoramiento

Para conocer la efectividad del sistema de precarga es necesario realizar una evaluación de las propiedades del suelo del sitio antes y después para conocer el estado inicial de los estratos a mejorar y el nuevo estado alcanzado, respectivamente. Las propiedades más comunes por comparar son (sin orden de importancia): esfuerzo de preconsolidación (σ_p), la permeabilidad horizontal y vertical (k_v y k_h), el peso volumétrico (γ), resistencia al corte no-drenada (s_u), la resistencia por punta (q_c), la relación de vacíos (e), el contenido de agua ($w\%$), y la velocidad de onda cortante (v_s).

La cantidad de puntos por área para realizar sondeos exploratorios antes y después del sistema de precarga depende de la extensión del área a mejorar, de la importancia del proyecto y de los recursos económicos disponibles. De acuerdo con la experiencia basada en observaciones en campo, el efecto del sistema de precarga se concentra en el centro del área tratada y es menor en la zona lateral y aún menor en las esquinas (López-Acosta et al., 2019b).

Se sugiere que se conozca el perfil estratigráfico de los estratos a partir de la Prueba de Penetración con Cono y con el Sondeo de Penetración Estándar. Definidos los estratos compresibles y resistentes, los lentes o alguna otra peculiaridad del subsuelo se procede a realizar los sondeos para determinar las propiedades mencionadas (Figura 4.1).

- La Prueba de Penetración con Cono con disipación de presión de poro (CPTu) permite conocer la resistencia por punta (q_c) y la presión de poro (u). Esta prueba permite realizar ensayos de disipación de presión de poro en estratos de interés para posteriormente interpretar los resultados por medio de métodos indirectos y conocer la permeabilidad en sentido horizontal (k_h) antes y después del mejoramiento. En el caso de la aplicación de precarga con vacío resulta una herramienta de importancia

para conocer el valor de la permeabilidad en lentes de arena y así evaluar posibles fugas del vacío a través de los mismos.

- Con el Sondeo de Penetración Estándar (SPT) se puede conocer el perfil de contenido de agua ($w\%$) del suelo sometido a mejoramiento y en caso de emplearse muestras reconstituidas se puede determinar el peso volumétrico (γ) y la relación de vacíos (e). Estas propiedades permiten observar el mejoramiento del suelo a través del aumento del peso volumétrico debido a la reducción de la relación de vacíos y a la correspondiente disminución de su contenido de agua.
- El Sondeo Selectivo (SS) permite extraer muestras inalteradas de las cuales se puede conocer el esfuerzo de preconsolidación (σ_p) del estado inicial y posterior de la precarga a través de la curva de compresibilidad obtenida a partir de la prueba de consolidación. También es posible conocer la resistencia al corte no-drenada (s_u) de los estratos mediante pruebas de compresión simple.
- La prueba de veleta (VT) permite conocer la resistencia al corte no-drenada (s_u) de manera directa a distintas profundidades. Es importante mencionar que la resistencia s_u obtenida de esta prueba debe ser interpretada de acuerdo a la norma ASTM D2573.
- El Ensayo de Sonda Suspendida (ESS) permite determinar las velocidades de onda de cortante y compresión (v_s y v_p , respectivamente). Para la ejecución del ensayo se requiere la perforación, la sonda (con la instrumentación), el cable, el *winch* o malacate y el sistema de control y adquisición de datos. La prueba consiste en un sistema que provoca un golpe (transmisor) y dos geófonos biaxiales (superior e inferior) separados por unos filtros físicos (elemento flexible), que registran el tiempo que toma el arribo del tren de ondas que provoca ese impacto a los dos geófonos (II-UNAM, 2018).

Es recomendable que se ejecuten sondeos directos para obtener las propiedades mencionadas anteriormente. Las profundidades de la campaña posterior a la aplicación del sistema de precarga deben ser lo más similares a las de la primera campaña, para esto, se pueden conocer las profundidades de la campaña posterior empleando los desplazamientos verticales del suelo registrados por la instrumentación como los extensómetros magnéticos.



Sondeo de Penetración Estándar (SPT)*

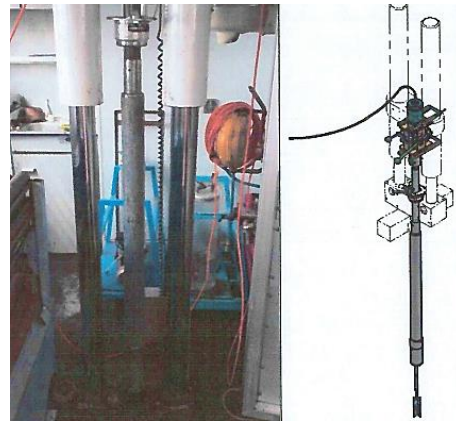


Sondeo Selectivo (SS)*

Figura 4.1 Ejecución de sondeos exploratorios (*Cortesía de InGEUM, 2018).



Sondeo de Penetración de Cono con pruebas de disipación de poro (CPTu)*



Prueba de Veleta (VT)*



Ensayo de Sonda Suspendida (ESS) (II-UNAM, 2018)

Continuación Figura 4.1. Ejecución de sondeos exploratorios (*Cortesía de InGEUM, 2018).

4.2 Instrumentación para observar la evolución de la precarga

De igual forma a la exploración geotécnica, la campaña de instrumentación dependerá de la extensión del área a tratar, de la importancia del proyecto y de la disponibilidad de recursos económicos disponibles. La instrumentación es útil tanto para observar el progreso del mejoramiento del sistema de precarga o para detectar un comportamiento inadecuado; además, permite realizar estimaciones analíticas o numéricas a mediano o largo plazo. La duración de la observación de la instrumentación depende de los objetivos del proyecto, sin embargo, se sugieren tres etapas importantes en las cuales es deseable mantener la instrumentación activa:

- a) Antes: El objetivo de conocer el comportamiento de la instrumentación antes de aplicar el sistema de precarga tiene como objetivo referenciar un estado inicial con otro a corto y largo plazo. Lo anterior permitirá tener un marco de referencia confiable e ir evaluando la evolución del mejoramiento en cada uno de los estratos del suelo.
- b) Durante: Los registros de la instrumentación en esta etapa permiten evaluar el desempeño y compararlos con los estimados del proyecto. Permite hacer ajustes, o evitar alguna eventualidad que ponga en peligro las obras vecinas.
- c) Después: Los registros de la instrumentación son útiles para asegurar la estabilidad del suelo en el sitio tras el periodo de mejoramiento.

Algunas consideraciones extras:

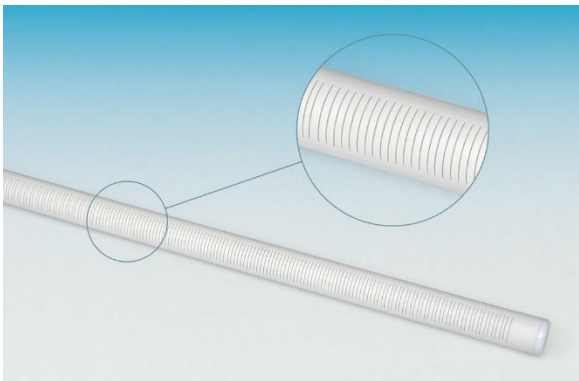
- Se recomienda que se registren (Figura 4.2): asentamientos superficiales (placas de asentamientos), presión de poro (piezómetros eléctricos o abiertos tipo Casagrande), perfil del hundimiento en la superficie (perfilómetro horizontal), desplazamiento vertical de los estratos del suelo (extensómetros), carga aplicada (celdas de carga), variación del NAF (pozos de observación), desplazamientos laterales (inclinómetros verticales) y presión de vacío (vacuómetros).
- La ubicación de la instrumentación debe estar en zonas representativas del área a tratar, una campaña de exploración adecuada permitirá localizar los estratos más representativos. De ser posible, se pueden agrupar en “islas” de instrumentos distribuidas en el centro y parte interior cercanas a los bordes.
- Es necesario una frecuencia de medición específica para cada una de las etapas antes, durante, y después al mejoramiento. La frecuencia del registro de la medición dependerá de la técnica empleada; por ejemplo, las técnicas con vacío actúan más rápido que la precarga simple, por tanto, existe una mayor frecuencia de medición para la técnica de vacío. Por tanto, la frecuencia de medición está determinada principalmente por la velocidad de asentamiento esperada.
- Es necesario realizar mediciones en la instrumentación antes y después de realizar cambios importantes como: inicio de la construcción del terraplén, colocación o retiro de capas en el terraplén, instalación de drenes, inicio o fin de vacío o ante alguna excavación o construcción aledaña al sitio.
- En el caso de PVDs con vacío, la profundidad de instalación de la instrumentación debe estar distribuida al menos hasta la profundidad de desplante de los PVDs. Se ha observado que el efecto del vacío no alcanza profundidades mayores a la longitud de los drenes.



Placa de asentamientos*



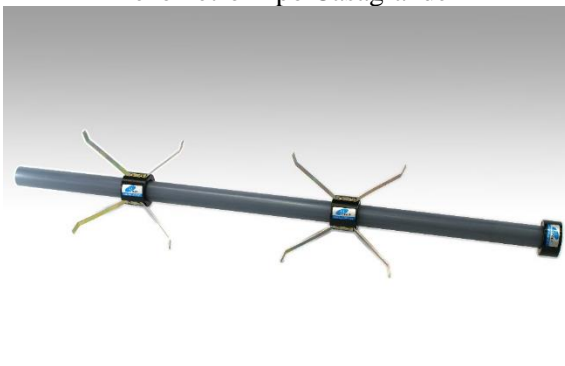
Inclinómetro*



Piezómetro Tipo Casagrande*



Piezómetro eléctrico*



Extensómetro magnético⁺



Vacuómetro

Figura 4.2 Instrumentación en un terraplén con precarga y vacío dren a dren (Geokon* y Soil Instruments⁺)

4.3 Estimación del grado de consolidación con mediciones de campo

El grado de consolidación es un parámetro para conocer la efectividad del método de mejoramiento de suelo y se estima con la siguiente ecuación (Terzaghi et al., 1996):

$$U = \frac{s}{s_{ult}} \quad (\text{ec. 4.1})$$

donde s_{ult} es el asentamiento final por consolidación primaria y s es el asentamiento medido al final del mejoramiento.

Actualmente, hay diversos métodos observacionales que emplean datos de monitoreo de instrumentación para estimar el asentamiento último por consolidación primaria s_{ult} , tales como el método de Asaoka (Asaoka, 1978), una modificación del método de Asaoka (Guo et al., 2018b), el método hiperbólico (Tan et al., 1991), métodos hiperbólicos modificados (Tan, 1994 and 1995; Guo et al., 2018a) y métodos exponenciales. Los métodos anteriores son aplicables para suelos que registran en sus resultados de monitoreo grados de consolidación mayores al 60% en el caso de los métodos de Asaoka (1978) y Guo et al. (2018a and b), y mayores del 40% para el método de Tan et al., (1991). Las principales características de estos métodos se describen a continuación. Una manera muy útil y bastante sencilla de conocer el grado de consolidación es a través de las mediciones de placa de asentamientos ubicada al centro del área tratada, algunos métodos se describen:

El método gráfico de Asaoka (1978) consiste en graficar el asentamiento s_{n-1} al tiempo t_{n-1} contra el asentamiento s_n en el tiempo t_n (Figura 4.3) con un intervalo de muestreo constante $\Delta t = t_n - t_{n-1}$. La línea de tendencia de los datos graficados tiene la siguiente ecuación:

$$s_n = \beta_0 + \beta_1 s_{(n-1)} \quad (\text{ec. 4.2})$$

donde β_0 es la intersección con el eje s_n (eje Y) y β_1 es la pendiente de la línea de tendencia. Por tanto, s_{ult} se puede determinar como:

$$s_{ult} = \frac{\beta_0}{(1 - \beta_1)} \quad (\text{ec. 4.3})$$

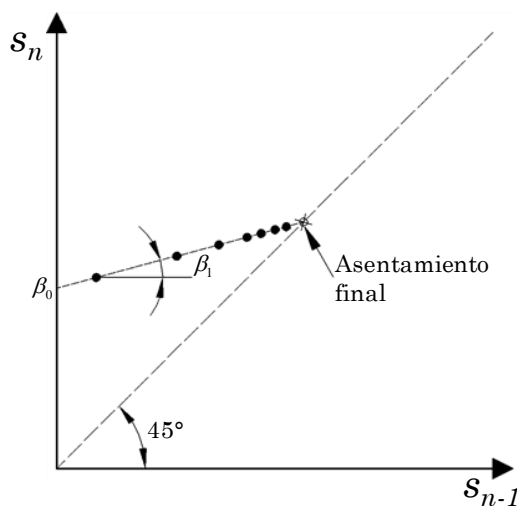


Figura 4.3 Método de Asaoka.

El método hiperbólico de Tan et al. (1991) considera la pendiente de la parte lineal de la gráfica $(t_n-t_i)/(s_n-s_i)$ contra (t_n-t_i) (Figura 4.4), donde s_i es el asentamiento después de un tiempo t_i cuando se presenta una desviación de la parte lineal debido a cambios en la secuencia de carga (por ejemplo, cuando la carga es constante). El valor de s_{ult} se determina como:

$$s_{ult} = \frac{1}{(\beta_2 + s_i)} \quad (\text{ec. 4.4})$$

donde β_2 es la pendiente de la parte lineal de la gráfica teórica hiperbólica (T_v/U contra T_v).

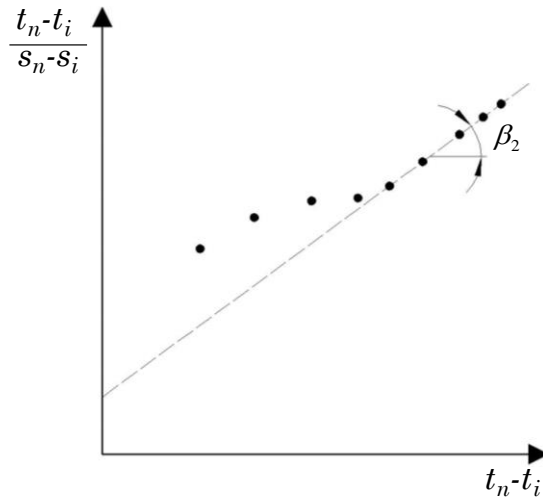


Figura 4.4 Método hiperbólico de Tan et al. (1991).

El método hiperbólico modificado de Guo et al. (2018a) permite estimar el s_{ult} considerando la parte lineal entre U_{60} (en vez de U_{50} como lo propuso originalmente Tan, 1994) y U_{90} en la gráfica t/s contra t (Figura 4.5). De esta manera, el asentamiento último por consolidación primaria se obtiene como:

$$s_{ult} = \frac{\lambda}{\alpha_1} \quad (\text{ec. 4.5})$$

donde λ es la pendiente del segmento lineal entre U_{60} y U_{90} en la gráfica teórica hiperbólica (T_v/U_{vh} contra T_v , Figura 4.6) y α_1 es la pendiente del segmento lineal entre U_{60} y U_{90} en la gráfica t/s contra t . Este método introduce un nuevo parámetro, v_{hv} , definido como la relación del factor tiempo en las direcciones horizontal y vertical y simplificar el proceso para obtener el parámetro λ usando la gráfica propuesta por Guo et al. (2018a). El parámetro v_{hv} depende de la separación de los drenes verticales, el diámetro de influencia debido a los drenes y las propiedades hidráulicas del suelo.

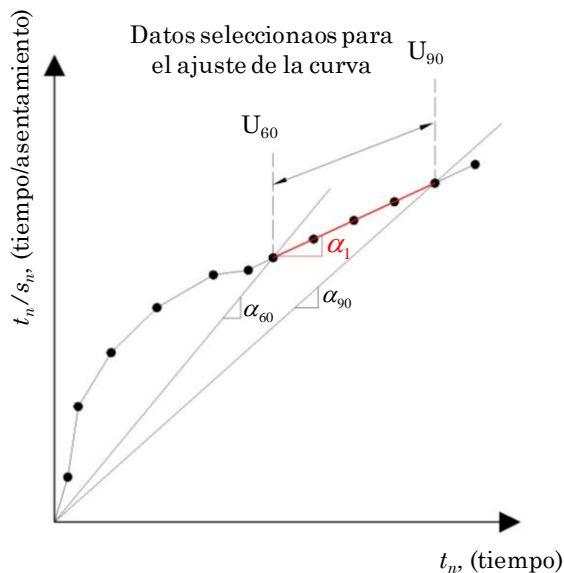


Figura 4.5 Método hiperbólico de Guo et al. (2018a).

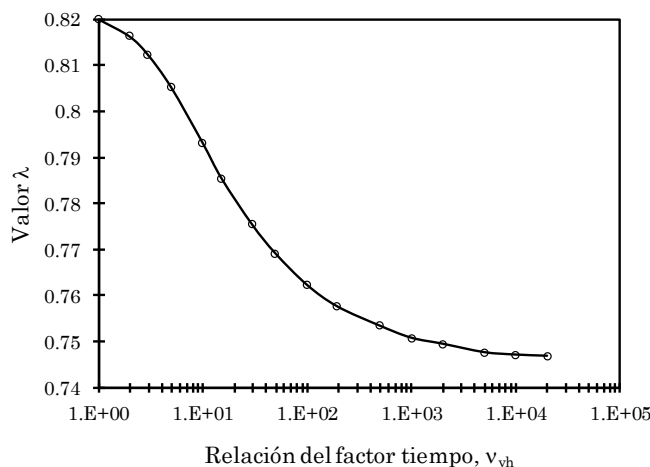


Figura 4.6 Determinación del parámetro λ .

El método observacional propuesto por Guo et al. (2018b) es una modificación del método de Asaoka (1978) que plantea una fórmula de ajuste para simular el grado de consolidación contra un factor no-dimensional. La ecuación de los datos graficados por este método es:

$$s_n^{1/\xi} = \beta + \alpha s_{n-1}^{1/\xi} \quad (\text{ec. 4.6})$$

donde α y β son la intercepción y la pendiente de la línea recta respectivamente en la gráfica $s_n^{1/\xi}$ versus $s_{n-1}^{1/\xi}$ (Figura 4.7) y ξ es una constante obtenida de una curva de ajuste (Figura 4.8). El parámetro ξ involucra algunas propiedades como la permeabilidad horizontal, los coeficientes de consolidación en las direcciones radial y vertical y las condiciones de drenaje dadas por los drenes. El valor de s_{ult} se obtiene como:

$$s_{ult} = \left(\frac{\alpha}{1 - \beta} \right)^\xi \tag{ec. 4.7}$$

$$\xi = -0.0247[\log(v_{hv})]^2 + 0.1834\log(v_{hv}) + 0.6572 \tag{ec. 4.8}$$

$$v_{hv} = \frac{4 C_h H^2}{\mu C_v D_e^2} \tag{ec. 4.9}$$

$$\mu = \ln\left(\frac{n}{s_d}\right) + \left(\frac{k_h}{k_s}\right)\ln(s) - \frac{3}{4} + \pi \frac{2l^2 k_h}{3q_w} \tag{ec. 4.10}$$

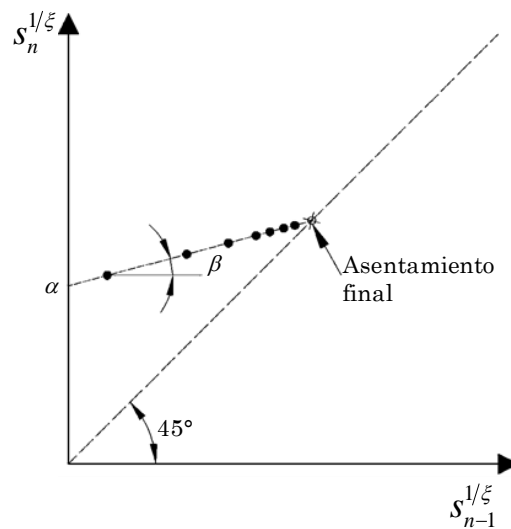


Figura 4.7 Método hiperbólico de Guo et al. (2018b).

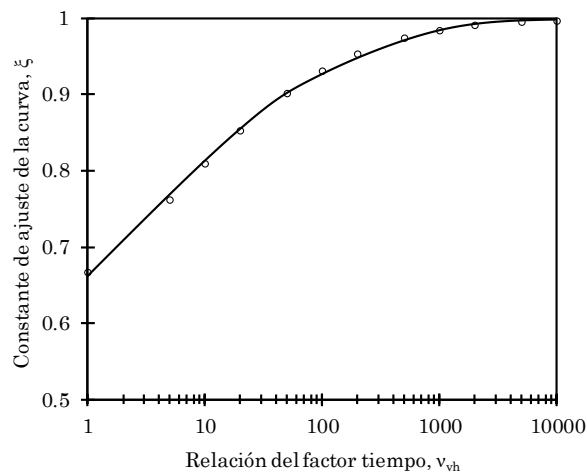


Figura 4.8 Efecto de sobre la constante de ajuste de la curva (Guo et al., 2018b)

Por otra parte, se puede obtener el grado de consolidación promedio U_{avg} a lo largo de la longitud de los drenes considerando los datos de los piezómetros con el método de Chu y Yan (2005).

$$U_{avg} = 1 - \frac{\int [u_t(z) - u_v(z)] dz}{\int [u_0(z) - u_v(z)] dz} \quad (\text{ec. 4.11})$$

$$u_s(z) = \gamma_w z - s_v \quad (\text{ec. 4.12})$$

donde, $u_t(z)$ es la presión de poro en la profundidad z al tiempo t , $u_v(z)$ es la línea de succión, $u_0(z)$ es la presión de poro inicial a la profundidad z , s_v es la presión de vacío considerada a la profundidad z y γ_w es el peso volumétrico del agua (Figura 4.9).

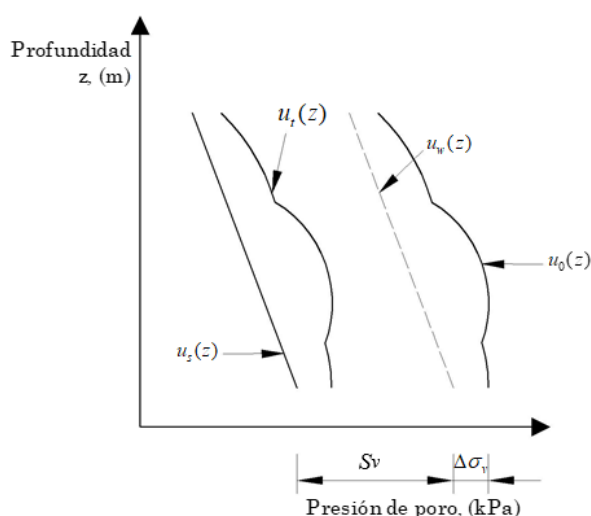


Figura 4.9 Ilustración esquemática de las distribuciones de la presión de poro contra la profundidad para la precarga y presión de vacío combinadas (Chu y Yan, 2005).

Es importante mencionar que los valores de la piezometría registrada en el sitio deben corregirse debido a la deformación del suelo que rodea al piezómetro. Los valores de la piezometría pueden verse alterados por la cercanía de los drenes observándose alteraciones de la presión de poro. La presión de vacío considerada no debe ser la registrada en la superficie sino la observada en el suelo.

5. CASOS DE APLICACIÓN DE MEJORAMIENTO DE SUELOS CON SISTEMAS DE PRECARGA Y DRENES VERTICALES (CON Y SIN APLICACIÓN DE VACÍO)

5.1 Terraplén de precarga convencional con drenes de arena y prefabricados

5.1.1 Introducción

El Valle de México es una altiplanicie rodeada de montañas, se localiza en la parte centro-oriental del Eje Neovolcánico Transversal. La intensa actividad volcánica y constantes cambios climáticos a través de miles de años provocaron la descomposición química de los minerales de ceniza, dando origen a suelos con estructura sumamente porosa, con propiedades muy singulares respecto a los suelos de otros países. Gran parte del Valle de México se encuentra ubicado sobre importantes espesores de arcilla blanda de origen lacustre, caracterizada por su alta compresibilidad y baja capacidad de carga. Aunado a lo anterior, la extracción intensiva de agua subterránea del acuífero que subyace a los estratos arcillosos ha ocasionado su consolidación con el consiguiente hundimiento regional en la superficie del terreno. La construcción de edificios e infraestructura de transporte y drenaje en estos 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 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. Una opción para inducir asentamientos previos a la construcción de una estructura es mediante el sistema de precarga con drenes verticales, que 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. Las experiencias en distintas obras y países, entre ellas las ampliaciones de los aeropuertos internacionales de Kansai y Haneda en Japón, han permitido considerar el sistema de precarga con drenes verticales (PSVD) de arena (SD) y prefabricados (PVD) como una opción adecuada para el mejoramiento de suelos blandos.

En la actualidad, para satisfacer el incremento en la demanda de transporte de pasajeros y mercancías, se planeó la construcción de un nuevo aeropuerto en la zona del ex Lago de Texcoco en el Valle de México. En esta área el suelo posee características muy peculiares: a) grandes espesores de suelos blandos de baja resistencia y alta compresibilidad, b) contenidos de agua hasta de 300 %, c) velocidades de hundimientos importantes y variables en el predio de 12 a 25 cm/año, d) altos contenidos de sales y e) alta sismicidad. Se prevé que la construcción de aeropistas en esta zona originaría asentamientos verticales de aproximadamente 2.5 m en 50 años. El sistema a base de precarga complementado con drenes verticales para acelerar el proceso de consolidación del suelo, y con ello minimizar los grandes y diferenciales hundimientos que se prevén durante la construcción y la vida útil de las estructuras, se ha considerado como una de las soluciones convenientes para el proyecto, adquiriendo relevancia para el mejoramiento del suelo del sitio (Espinosa-Santiago y López-Acosta, 2020).

5.1.2 Características y estado de esfuerzos en el sitio

Debido a las peculiaridades del sitio, las propiedades del suelo en el terraplén de prueba se estudiaron con una minuciosa campaña de exploración geotécnica (Figura 5.1), que consistió en la ejecución de tres sondeos de penetración estándar (SPT) a 60 m de profundidad, un sondeo selectivo (SS), tres sondeos de cono eléctrico (CPTu) a 63, 64 y 65 m de profundidad, catorce sondeos con penetrómetro dinámico (PND) a 6 m de profundidad, seis pozos a cielo abierto (PCA), seis pruebas de permeabilidad: tres Lefranc y tres USBR. Con los resultados de la exploración anterior se determinó que el sitio de estudio presenta una estratigrafía típica de la Zona Lacustre, de acuerdo con la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, compuesta principalmente por los siguientes estratos (Figura 5.2):

- *Costra Superficial (CS)*. Con un espesor de aproximadamente 0.8 m de arcilla café claro con poca arena y una resistencia media a la penetración (Figura 5.2). Su contenido de agua medio es $w = 80\%$ y su peso volumétrico $\gamma = 14.5 \text{ kN/m}^3$. El nivel de aguas freáticas (NAF) se localiza a 0.8 m.
- *Formación Arcillosa Superior (FAS)*. Constituida por arcilla gris verdoso de alta plasticidad (CH) y consistencia muy blanda, con presencia de horizontes de ceniza volcánica y limos arenosos. Tiene un contenido de agua medio $w = 250\%$ y un peso volumétrico $\gamma = 12 \text{ kN/m}^3$. Este estrato se localiza de 0.8 m a 30.5 m de profundidad.
- *Capa Dura (CD)*. Está formada por material limo arenoso gris verdoso (ML) de consistencia dura. Su peso volumétrico es $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$. Este estrato se encuentra entre 30.5 a 32.0 m de profundidad.
- *Formación Arcillosa Inferior (FAI)*. Está compuesta por arcilla café verdoso con intercalaciones de arcilla gris de alta plasticidad (CH) y alto contenido de carbonatos. Su contenido de agua medio es $w = 52\%$ y peso volumétrico $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$. Su espesor abarca de 32.0 a 44.4 m.
- *Depósitos Profundos (DP)*. Se localizan de 44.4 a 50.0 m de profundidad y están formados por una serie heterogénea de suelos arcillosos, limosos y arenosos. Su peso volumétrico es $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$.

- *Formación Arcillosa Profunda (FAP)*. Está formada por arcilla gris verdoso (CH) de consistencia blanda a muy firme. Se localiza de 44.7 m a 60.0 m de profundidad. Su peso volumétrico es $\gamma = 15\text{kN/m}^3$.

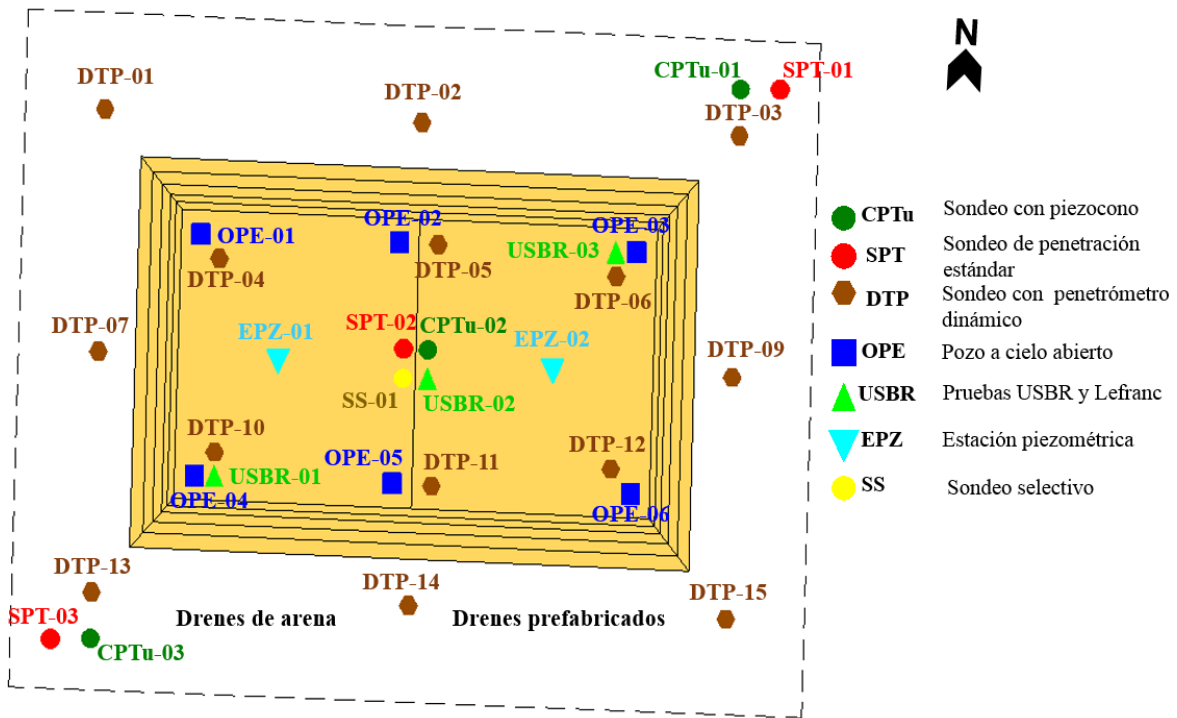


Figura 5.1 Campaña de exploración en el terraplén de prueba.

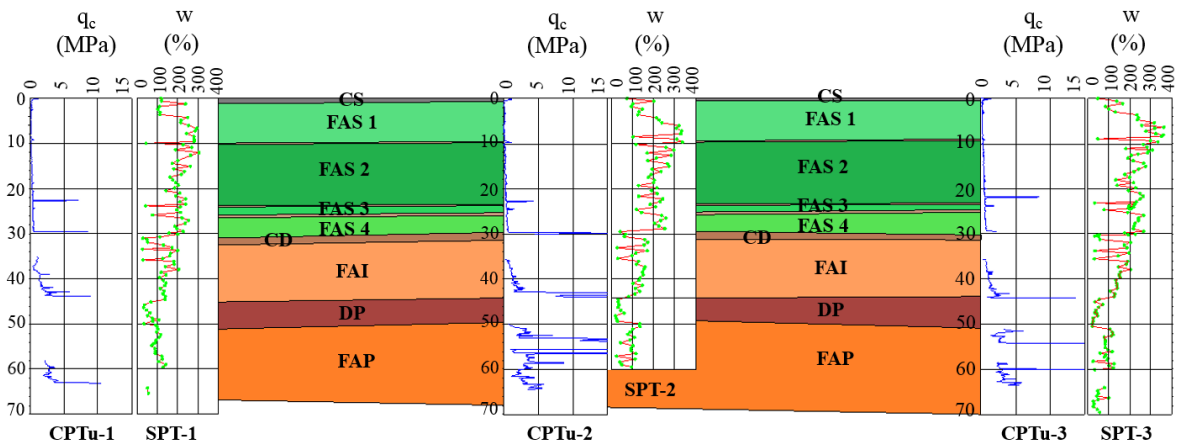


Figura 5.2 Perfil del suelo en el terraplén de prueba.

En la Tabla 5.1 se presenta el modelo geotécnico (propiedades mecánicas e hidráulicas de cada estrato) definido en el sitio de estudio. En la Figura 5.3 se muestra su estado de esfuerzos, en el que se observa un abatimiento de la presión de poro a partir de 19 m de

profundidad (FAS 2b). 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 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, y el coeficiente K_0 (coeficiente lateral de presión de tierras en reposo) se determinó mediante la ecuación propuesta por Mayne. Las permeabilidades se asignaron de la siguiente manera: para la Costra Superficial a partir de resultados de pruebas USBR, para los lentes de arena, Capa dura y Depósitos Profundos a partir de las pruebas Lefranc efectuadas en el sitio, y para las Series Arcillosas Superior e Inferior de forma indirecta a partir de las pruebas de disipación de presión de poro tipo CPTu realizadas e interpretadas mediante la teoría de Robertson. La consideración de la anisotropía en la permeabilidad es un factor importante del suelo de la zona Lacustre del Valle de México debido a la intercalación de lentes permeables y a las condiciones geológicas de formación de dichos suelos. En consecuencia, se consideró que en los estratos arcillosos la anisotropía en la conductividad hidráulica es $k_h/k_v=3$ basado en los estudios realizados por Baligh y Levadoux (1986), Onoue (1988), Alanís-González (2003), López-Acosta et al. (2018), López-Acosta et al. (2019a) y López-Acosta et al. (2019b).

Tabla 5.1 Modelo geotécnico con las propiedades del suelo en el terraplén de prueba.

Estrato	Profundidad,		e_0	C_r	C_c	C_α	OCR	c_u	c	ϕ'	K_0	k_h
	de	a										
CS	0.0	0.8	-----	-----	-----	-----	-----	-----	100	10	0.83	8.6×10^{-01}
FAS 1	0.8	9.3	6.87	0.46	2.80	0.23	1.3	15	0	40	0.42	5.6×10^{-04}
Lente 1	9.3	9.8	-----	-----	-----	-----	-----	-----	40	20	0.66	1.0×10^{-03}
FAS 2a	9.8	19.0	7.41	0.43	4.92	0.23	1.4	14	0	40	0.44	3.5×10^{-04}
FAS 2b	19.0	23.2	7.91	0.16	5.3	0.25	1.4	29	0	40	0.44	3.5×10^{-04}
Lente 2	23.2	23.7	-----	-----	-----	-----	-----	-----	40	20	0.66	1.0×10^{-03}
FAS 3	23.7	25.2	6.9	0.15	3.4	0.25	1.0	18	0	40	0.36	2.0×10^{-04}
Lente 3	25.2	25.7	-----	-----	-----	-----	-----	-----	40	20	0.66	1.0×10^{-03}
FAS 4	25.7	30.5	8.43	0.16	8.29	0.25	1.0	42	0	40	0.36	2.0×10^{-04}
CD	30.5	32.0	-----	-----	-----	-----	-----	-----	50	35	0.43	1.1×10^{-03}
FAI	32.0	44.4	6.69	0.13	4.89	-----	1.0	49	0	40	0.36	1.5×10^{-04}
DP	44.4	50.0	-----	-----	-----	-----	-----	-----	50	35	0.43	1.4×10^{-03}
FAP	50.0	70.0	6.69	0.13	4.89	-----	1.0	49	0	40	0.36	1.5×10^{-04}

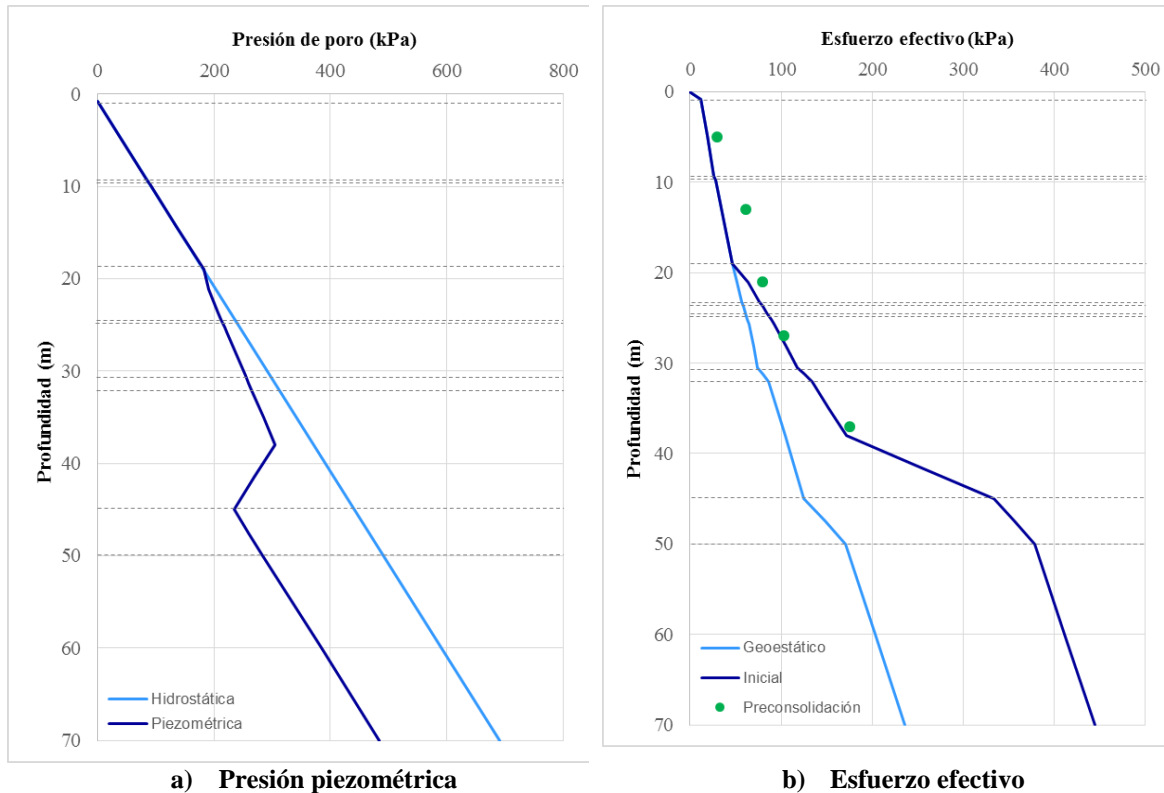


Figura 5.3 Condiciones piezométricas y estado inicial de esfuerzos.

5.1.3 Geometría y características del terraplén de prueba

La plataforma de prueba tiene un área de 3 024 m² (Figura 5.4a). Está constituida por un terraplén de precarga con un espesor de 2.8 m, compuesto por dos materiales: a) sobre el terreno natural una capa de arena volcánica de color rojizo (Material 1, M-1) con un peso volumétrico $\gamma_1 = 10 \text{ kN/m}^3$ y 1.0 m de espesor, b) encima de la capa anterior, una arena limosa color café (Material 2, M-2) de 1.8 m de espesor y peso volumétrico $\gamma_2 = 18 \text{ kN/m}^3$ (Figura 3.4b). El terraplén se divide en dos partes: la mitad derecha tiene drenes de arena (SD) y la mitad izquierda drenes verticales prefabricados sintéticos (PVD) tipo banda (Figura 5.4b). Además de la evaluación del comportamiento del terraplén de prueba con PVD's y SD's, otro objetivo de la prueba fue conocer el máximo grado de consolidación que se puede inducir en un periodo de 38 meses (1204 días) de reposo de la precarga.

Los trabajos de construcción iniciaron con la colocación del Material 1 en toda la plataforma de prueba dispuesto en tres capas separadas por un geotextil no tejido, constituyendo un espesor total de 1 m. Posteriormente, se instalaron un total de 391 PVD's a una profundidad de 30 m a partir del Nivel de Terreno Natural (NTN) en arreglo triangular y con una separación de 2.0 m. El hincado de los PVD's se realizó mediante un mandril para proteger a los drenes de abrasión durante la instalación. Al finalizar la instalación de cada dren se dejó una extensión del mismo en la parte superior de la plataforma de trabajo (Figura 5.4b). Terminada la colocación de todos los PVD's se colocó una primera capa del Material 2 de

Los drenes de arena se construyeron con material bien graduado con 6% de contenido de finos, debido a que cerca del sitio no había disponibles bancos de material que proporcionaran arena con un contenido de finos menor que 5% (Espinosa et al., 2016). En algunas ocasiones, por razones ambientales y por reglamentación no es posible lavar los materiales granulares que se usan para los drenes. Por lo anterior, en laboratorio se realizaron pruebas de permeabilidad al material seleccionado, mediante permeámetros de carga constante con membrana flexible y rígida, con la finalidad de conocer la influencia del confinamiento y del contenido de finos en la permeabilidad de dicho material. Los resultados de estas pruebas se utilizaron para los cálculos numéricos de los drenes de arena y se incluyen en Espinosa (2016).

5.1.4 Instrumentación

Se instalaron cuatro tipos de instrumentos de monitoreo (Figura 5.5) con la finalidad de evaluar el comportamiento del terraplén durante su construcción (64 días) y un periodo de observación de 38 meses (1204 días):

- *Celdas de presión.* El objetivo de estos instrumentos fue verificar la magnitud y distribución de la presión transmitida al suelo, particularmente para conocer los esfuerzos en el contacto NTN-terraplén.
- *Manguera horizontal.* Permitió determinar el perfil de asentamientos al nivel del terreno natural. Ésta se instaló en la base del terraplén, pasando por la sección central transversal al eje del trazo. La elevación de la manguera se determinó midiendo la presión del fluido que contiene. Las lecturas de los asentamientos registrados se tomaron al centro de cada zona (drenes de arena y prefabricados).
- *Estación piezométrica.* Con este dispositivo se pudo definir el perfil piezométrico inicial y los excesos de presión de poro inducidos en las diferentes etapas de la construcción. Se colocaron dos estaciones piezométricas, una al centro del terraplén con drenes de arena y otra al centro del terraplén con drenes verticales prefabricados sintéticos. Los piezómetros de cada estación se instalaron a 4 m, 9 m y 18 m de profundidad en un arreglo en planta que forma un triángulo equilátero con separación de 2 m uno del otro.
- *Inclinómetros.* El objetivo fue medir la distribución de desplazamientos horizontales en el suelo con la profundidad, principalmente debajo de los hombros del terraplén. Se instalaron seis tubos para inclinómetro a 30 m de profundidad, tres para el terraplén con PVD's y tres para el terraplén con SD's. La distribución en cada zona es la siguiente: en la línea transversal central se instaló un inclinómetro en el hombro del terraplén, uno al pie del talud del terraplén y uno más a 5 m de distancia del pie del talud (fuera del terraplén).

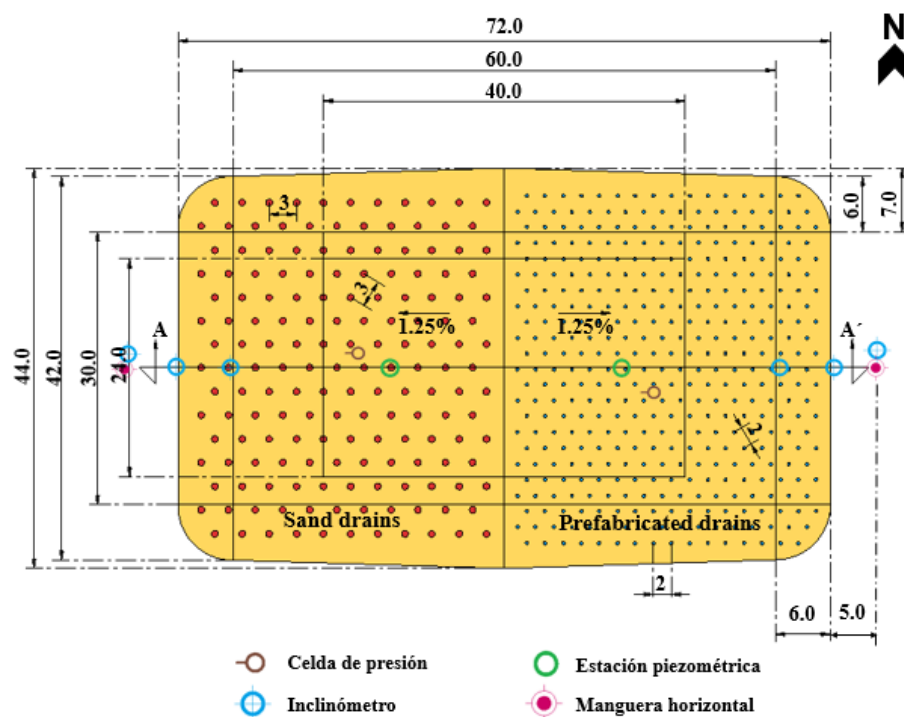
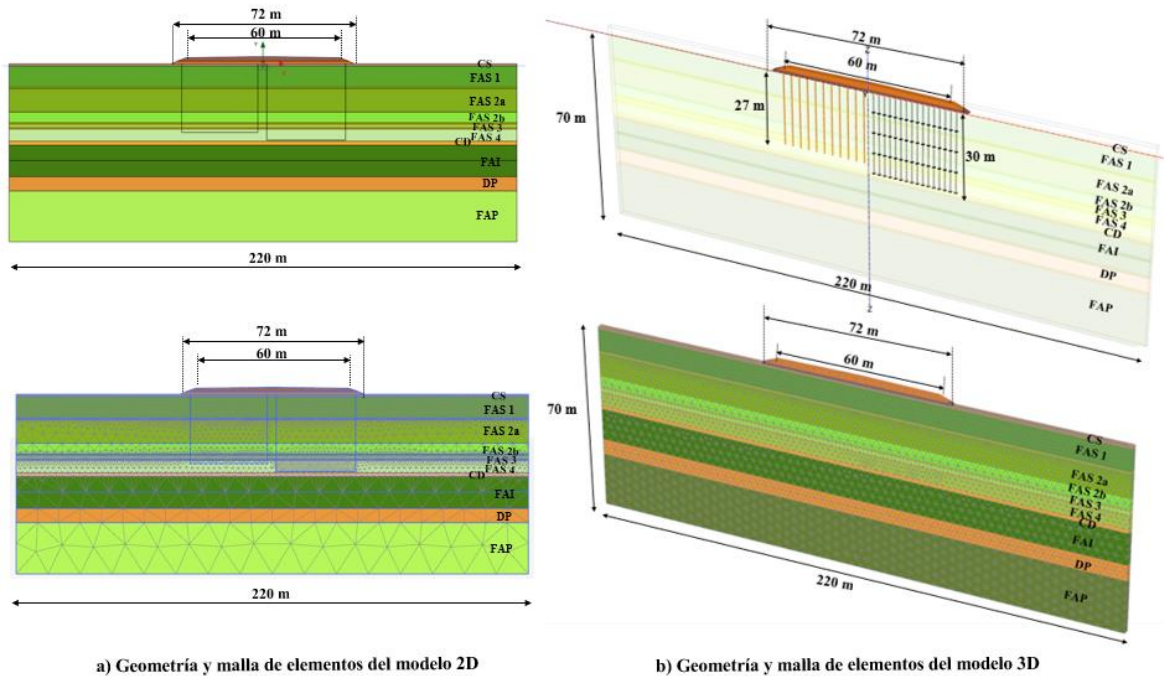


Figura 5.5 Plan de instrumentación en el terraplén de prueba.

5.1.5 Modelación por medio de elementos finitos

5.1.5.1 Aplicación del modelo *Soft Soil Creep*

Para representar el comportamiento de estos estratos se adoptaron los modelos *Soft Soil Creep* (Vermeer y Neher, 1999) para la FAS y *Soft Soil* (Brinkgreve, 1994) para FAI y FAP. En contraste, la CS, CD y DP son materiales limosos y arenosos con una mayor resistencia al esfuerzo cortante, lo que indica que el modelo de Mohr Coulomb (Brinkgreve, 1994) es aplicable. Para modelar el comportamiento del terraplén se utilizaron los programas PLAXIS 3D y 2D. El código de elemento finito PLAXIS 2D se utilizó considerando un análisis en estado plano de deformaciones. El terraplén con drenes verticales fue modelado en estado plano de deformaciones empleando la teoría de Chai et al. (2001) que permite analizar un área de mejoramiento con drenes verticales estableciendo una conductividad hidráulica equivalente k_{ve} . La Figura 5.6 muestra la geometría y la malla de elementos finitos (10,410 elementos y 83,717 nodos) en donde la región con SD (mitad izquierda) y la región PVD (mitad derecha) fueron modelados usando la teoría de Chai et al. (2001). Además, se modeló una franja de drenes con (1 m de espesor) usando el código PLAXIS 3D (Plaxis 3D B.V., 2018) y considerando las propiedades naturales del suelo. La geometría del modelo y malla de elementos finitos (80,127 elementos y 120,838 nodos) se muestran en la Figura 5.6b.



CS= Costra Superficial; FAS= Formación Arcillosa Super; CD=Costra Superficial; FAI= Formación Arcillosa Inferior; DP= Depósitos Profundos; FAP= Formación Arcillosa Profunda.

Figura 5.6 a) Geometría y malla de elementos en 2D y 3D.

Para realizar la conversión de drenaje axisimétrico a estado plano se empleó la teoría de Chai et al. (2001) y mediante la ecuación 4.56 se estimaron valores de k_{ve} para cada estrato. En el cálculo de la ecuación 4.57 el parámetro μ (que representa los efectos del espaciamiento del sistema de drenes, efecto de remoldeo y resistencia a la descarga de los drenes) se consideraron las ecuaciones propuestas por Rixner et al. (1986).

Rixner et al. (1986) propone dos ecuaciones para tomar en cuenta el efecto de forma de los drenes verticales prefabricados sintéticos (ec. 5.1) y del mandril de instalación (ec. 5.2) utilizando diámetros equivalentes:

$$d_w = \frac{a + b}{2} \quad (\text{ec. 5.1})$$

donde a es el ancho del dren vertical prefabricado y b su espesor. El diámetro y el espesor del PVD empleado en este estudio fue 95 mm y 5 mm, respectivamente. Además, el d_w calculado fue de 50 mm (0.05 m).

$$d_m = \sqrt{\frac{4}{\pi} w l_m} \quad (\text{ec. 5.2})$$

donde w es el ancho y l_m el espesor del mandril. El ancho y espesor del mandril utilizado en este estudio fue 120 mm y 60 mm, respectivamente. Por lo tanto, el d_m estimado fue 95.74 mm (0.096 m).

Basado en estudios de campo, pruebas de laboratorio a gran escala y análisis numéricos, el diámetro de la zona de remoldeo d_s es considerado de dos a cuatro veces el diámetro del mandril d_m (Hansbo, 1981; Jamiolkowski and Lancellotta, 1981; Bergado et al., 1991; Indraratna and Redana, 1998; Chai and Miura, 1999; Sharma and Xiao, 2000; Sathananthan and Indraratna, 2006; Abuel-Naga and Bouazza, 2009; Ghandeharion et al., 2011; Abuel-Naga et al., 2012). En este caso, el d_s considerado para los drenes verticales prefabricados sintéticos fue 239.34 mm (0.239 m). En el caso de la zona con drenes de arena no se tomó en cuenta el d_s debido a que se realizó una perforación previa antes de la colocación de la arena dentro del barreno, por lo anterior, este método constructivo se puede considerar sin desplazamiento (Bergado et al., 1993).

La capacidad de descarga considerada para los PVDs fue $q_w = 100 \text{ m}^3/\text{año}$ como un valor conservador observado en estudios a largo plazo (Rixner et al., 1986, Bergado et al., 1993). Los análisis en estado plano consideraron una variación en la capacidad de descarga de 30, 50 y $75 \text{ m}^3/\text{año}$ en la zona con SDs y una variación $k_h/k_s = 10, 5$ and 3.5 para la zona con PVDs. La Tabla 5.2 muestra los valores de los parámetros que se utilizaron en el modelo numérico.

Tabla 5.2 Valores de los parámetros asumidos en los análisis en las zonas con drenes tipo SD y PVD.

Parámetro	Unidad	Valor
<i>SD</i>		
Diámetro del dren, d_w	m	0.40
Diámetro de la zona efectiva de drenaje, D_e	m	3.15
Diámetro de la zona de remoldeo, d_s	m	---
Capacidad de descarga, q_w	$\text{m}^3/\text{año}$	30 a 75
<i>PVD</i>		
Diámetro equivalente del dren, d_w	m	0.096
Diámetro de la zona efectiva de drenaje, D_e	m	2.10
Diámetro de la zona de remoldeo, d_s	m	0.239
Capacidad de descarga, q_w	$\text{m}^3/\text{año}$	100

El análisis del PLVDS con modelado numérico se realizó en condiciones de estado plano de deformación (2D) y tridimensional (3D). Las Figuras 5.6 y 5.7 presentan los resultados obtenidos de asentamientos y exceso de presión de poro en las áreas con PVDs y SDs. En la zona de PVDs, se consideró una variación en la relación $k_h/k_s = 10, 5$ y 3.5 , mientras en el área con SDs una variación de $q_w = 30, 50$ y $75 \text{ m}^3/\text{año}$ (Figuras 5.7a y 5.7b, respectivamente). En la zona con SDs, la capacidad de descarga que describe un comportamiento similar a las mediciones de campo ($s = 2.62 \text{ m}$) al final del periodo de observación (1525 días) es $q_w = 75 \text{ m}^3/\text{año}$ con un asentamiento $s = 2.53 \text{ m}$ para el modelo 2D y $s = 2.56 \text{ m}$ para el modelo 3D. En la zona de PVDs, con la relación $k_h/k_s = 3.5$ se obtuvo un asentamiento $s = 2.65 \text{ m}$ (2D) y $s = 2.67 \text{ m}$ (3D) similar a los asentamientos medidos en campo $s = 2.71 \text{ m}$ (1525 días). La relación

$k_h/k_s = 3.5$ puede estar relacionada a la baja conductividad hidráulica de los lentes que son cercanos en magnitud a la conductividad de los estratos de arcilla, un comportamiento similar fue observado por Bergado et al. (1993) donde los valores de k_h/k_s son relacionados con la baja conductividad de los lentes de arena del sitio de estudio. Los modelos de los terraplenes realizados en 2D y 3D bajo condiciones de $q_w = 75 \text{ m}^3/\text{año}$ (zona con SDs) and $k_h/k_s = 3.5$ (zona con PVDs) obtuvieron resultados similares a las mediciones en campo, sin embargo, la ventaja cuando se empleó la teoría de Chai et al. (2001) fue la generación de un menor número de elementos en la generación de la malla y en consecuencia un menor tiempo de cálculo en comparación con el modelo 3D. Además, tanto los resultados numéricos como los datos de campo muestran mayores asentamientos durante el primer mes después de la etapa de construcción (64 días) que en el periodo de observación (1461 días). La disminución en la velocidad de asentamiento es principalmente atribuida al cambio en la conductividad hidráulica causado por la reducción en la relación de vacíos. En el PLVDS, el fenómeno de consolidación secundaria se distingue a partir de los 2.0 m de asentamiento y es evidente a los 2.5 m.

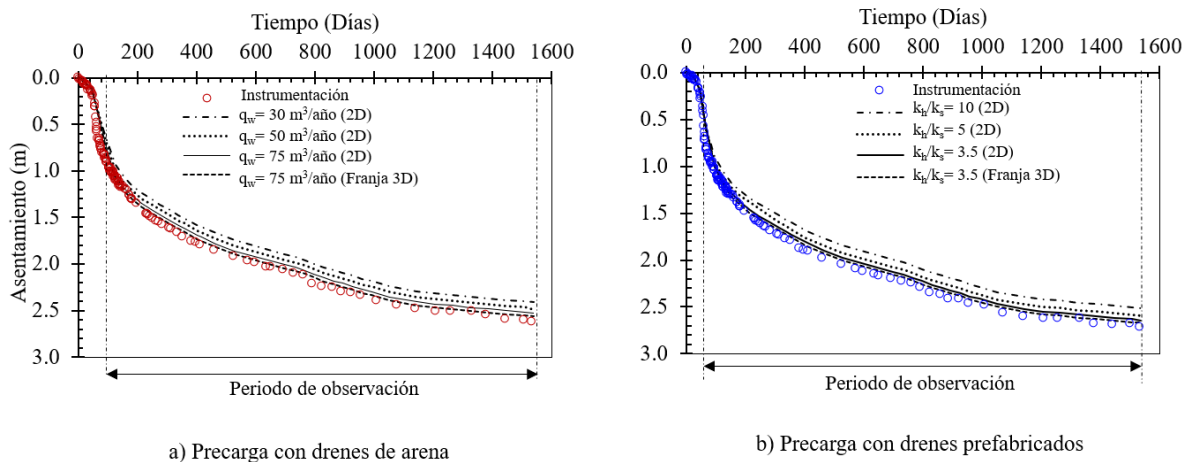


Figura 5.7 Resultados de asentamientos del modelado numérico.

Por otra parte, en las Figuras 5.8a y 5.8b se presenta una comparación de la estimación numérica (en 2D y 3D) y mediciones de campo del exceso de presión de poro en las zonas con SDs y PVDs. En general, se observa que la disipación del exceso de presión de poro es generalmente menor en el modelo durante el periodo de observación (1461 días) en comparación con las mediciones de campo; en esencia, los análisis numéricos predicen mayores excesos de presión de poro que los medidos. La complejidad de la estimación del exceso de presión de poro en modelos numéricos fue observada por Redana (1999). Adicionalmente, Hird et al. (1992) observó que el empleo de técnicas que utilizan conductividades hidráulicas equivalentes da como resultado que la presión de poro máxima en un radio a partir del dren vertical difiere de la presión de poro que se esperaría en esa ubicación.

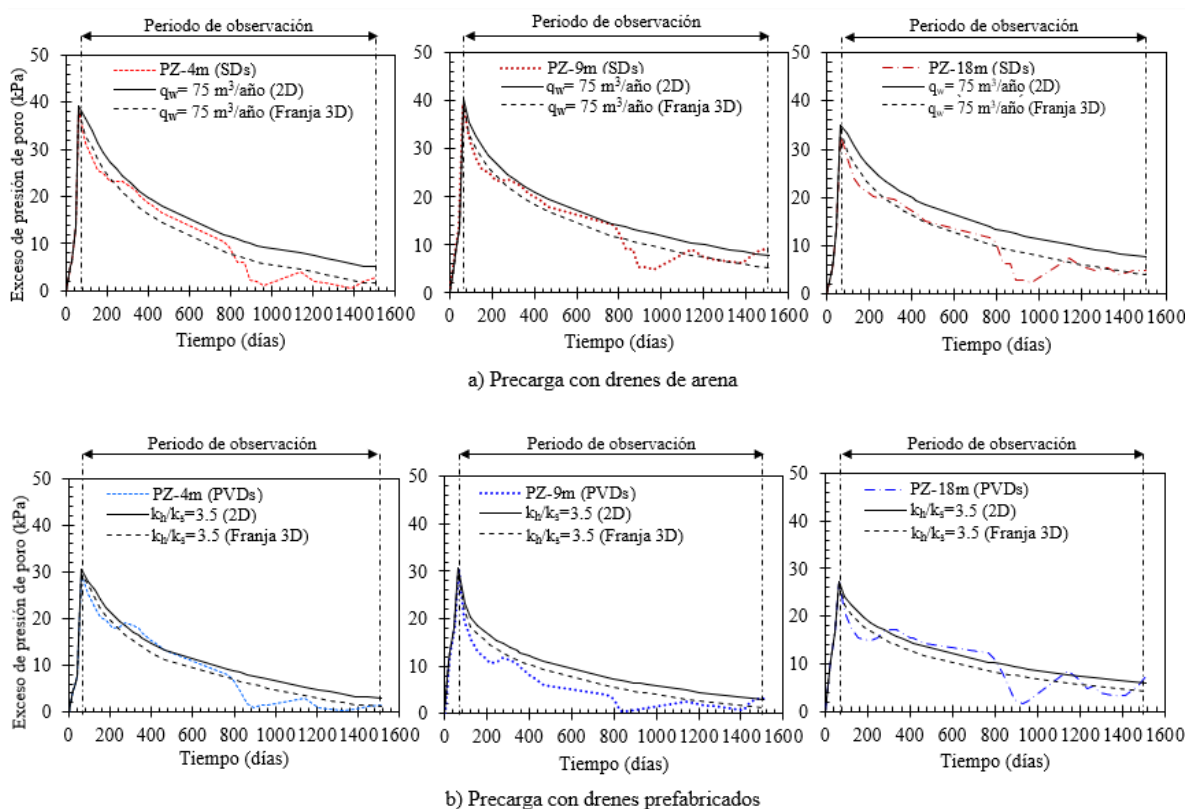


Figura 5.8 Resultados del exceso de presión de poro en el modelado numérico.

5.1.5.2 Aplicación del modelo MODIIGM

En una segunda etapa de análisis, el comportamiento del sistema de precarga convencional se evaluó utilizando el modelo constitutivo MODIIGM desarrollado por González-Rodríguez (2021) para representar los estratos de la FAS. Este modelo se utilizó dentro del programa de elemento finito PLAXIS 2D (Plaxis 2D B.V., 2019). El terraplén con drenes verticales fue modelado en estado plano de deformaciones empleando la teoría de Chai et al. (2001) que permite analizar un área de mejoramiento con drenes verticales estableciendo una conductividad hidráulica equivalente k_{ve} . La Figura 5.9 muestra la geometría y la malla de elementos finitos (11,619 elementos y 93,523 nodos) en donde la región con SD (mitad izquierda) y la región PVD (mitad derecha) fueron modelados usando la teoría de Chai et al. (2001). Es importante mencionar que los elementos de la malla sean de un tamaño uniforme debido a que, si hay elementos de gran dimensión en comparación con otros, pueden generar errores numéricos en las etapas de cálculo.

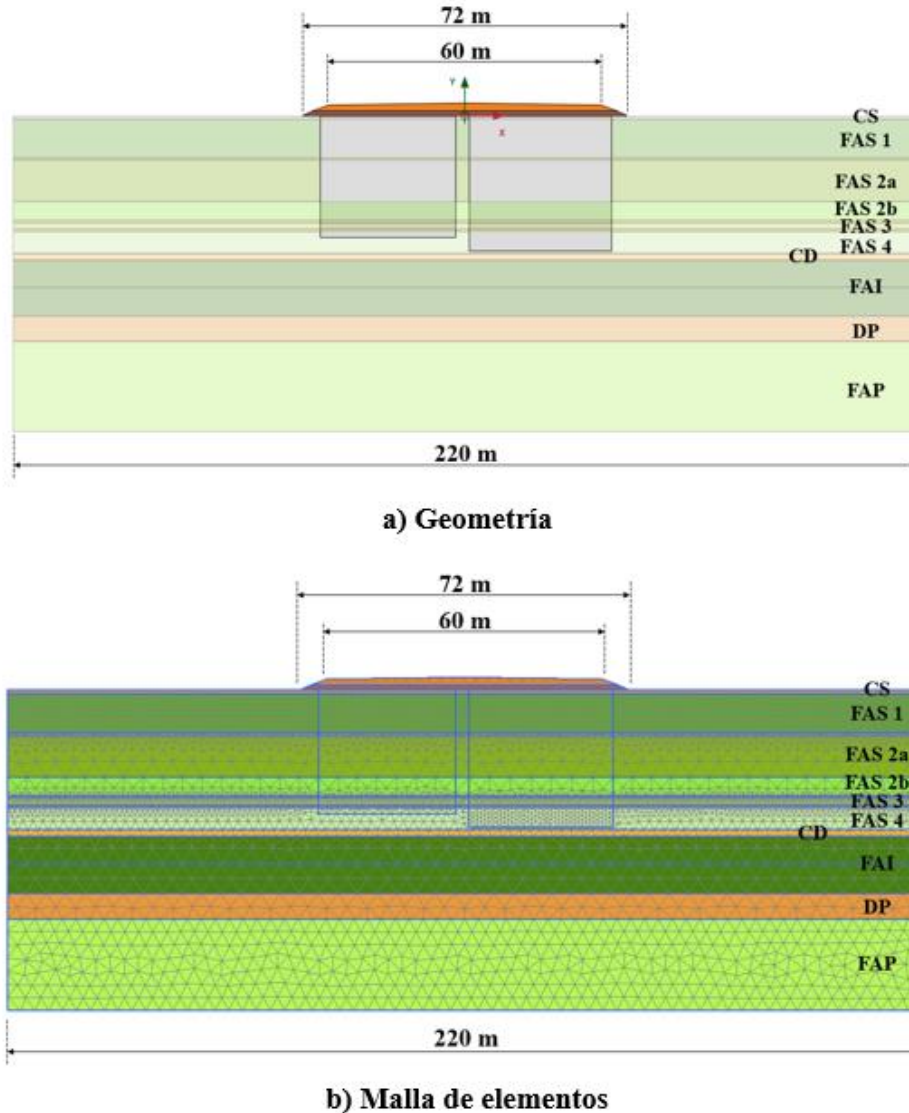


Figura 5.9 Geometría y malla de elementos en 2D utilizando el modelo MODIIGM.

De igual forma que el modelo numérico que se presenta en la sección 5.1.5.1 de este trabajo, los estratos de la FAI y FAP se representaron con el modelo Soft Soil (Brinkgreve, 1994) mientras que la CS, CD y DP caracterizados por ser materiales limosos y arenosos con una mayor resistencia al esfuerzo cortante, se representaron con el modelo de Mohr Coulomb (Brinkgreve, 1994).

En la Tabla 5.3 se presentan los parámetros de la FAS utilizando el modelo constitutivo MODIIGM (González-Rodríguez, 2021), en este modelo son necesarios aproximadamente 20 parámetros, donde 5 parámetros son de control de error y 15 parámetros que describen el estado inicial de esfuerzos, las propiedades de elasticidad, estado crítico, anisotropía, viscosidad y permeabilidad de dichos estratos. La anisotropía en la conductividad hidráulica es $k_h/k_v = 3$.

Tabla 5.3 Propiedades para el empleo del modelo MODIIGM.

Tipo	Parámetro	FAS 1 (0.8-9.3m)	FAS 2a (9.8-19m)	FAS 2b (19-23.2m)	FAS 3 (23.7- 25.2m)	FAS 4 (25.7- 30.5m)	
Estado inicial de esfuerzos	γ (kN/m ³)	11.7	12.0	12.4	12.5	12.0	
	e_0	6.87	7.41	7.91	6.9	8.43	
	OCR	1.3	1.4	1.4	1.0	1.0	
Elasticidad	ν	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	
Estado crítico	κ	0.40	0.37	0.14	0.13	0.14	
	M	1.64	1.64	1.64	1.64	1.64	
	λ	1.22	2.14	2.30	1.48	3.60	
Anisotropía	α_0	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	
	μ^*	Leoni*	22.3	14.6	14.3	18.4	9.0
		$2/\lambda^*$	12.93	7.86	7.73	10.69	5.23
		$3/\lambda^*$	19.39	11.79	11.60	16.03	7.85
		$5/\lambda^*$	32.32	19.65	19.33	26.72	13.08
	β^*	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
Viscosidad	ψ	0.040	0.040	0.052	0.052	0.052	
Permeabilidad	k_h (m/día)	5.6×10^{-04}	3.5×10^{-04}	3.5×10^{-04}	2.0×10^{-04}	2.0×10^{-04}	
	k_v (m/día)	1.86×10^{-04}	1.17×10^{-04}	1.17×10^{-04}	6.6×10^{-05}	6.6×10^{-05}	

γ = Peso volumétrico del suelo; e_0 = Relación de vacíos inicial; OCR= Relación de preconsolidación; ν = Relación de Poisson; κ = Pendiente de la línea de recompresión en el plano $\ln p'$ - e ; M= Relación de esfuerzos para el estado crítico; λ = Pendiente de la línea de compresión en el plano $\ln p'$ - e ; α_0 =Valor inicial de anisotropía; μ^* = Velocidad de rotación μ^* = Parámetro estimado con la fórmula de Leoni et al., 2008; β^* = Constante de proporción; ψ = pendiente de la línea de compresión diferida; k_h = Conductividad hidráulica horizontal; k_v = Conductividad hidráulica vertical.

Wheeler et al. (2003) propone verificar que la relación β^*/M (exponente viscoplastico/ relación de esfuerzos para el estado crítico) y α_0/ M (valor inicial de anisotropía/ relación de esfuerzos para el estado crítico) se encuentren entre las líneas $\beta^*/M=0$ y $\beta^*/M=\infty$ mostradas en la Figura 5.10 para garantizar el buen funcionamiento de la parte que analiza la componente de anisotropía del suelo (SCLAY1). En este caso los valores de las relaciones de anisotropía para la FAS fueron $\beta^*/M= 0.62$ y $\alpha_0/ M=0.40$, con una relación $\eta/ M=0.69$ que satisfacen las condiciones planteadas por Wheeler et al. (2003).

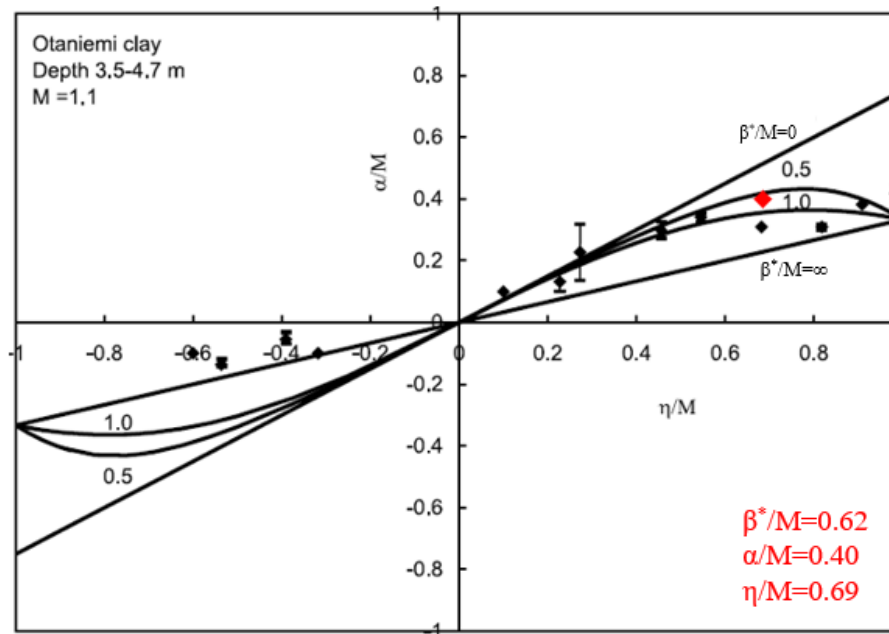
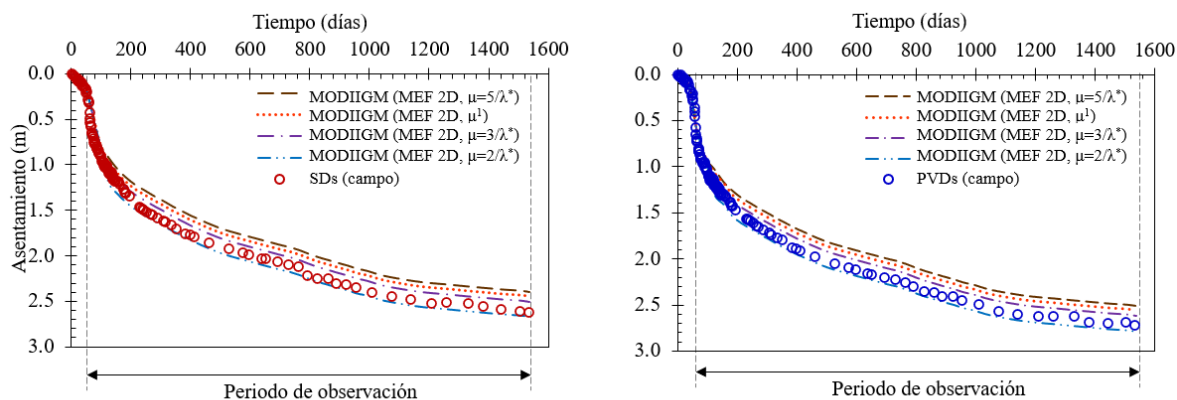


Figura 5.10 Verificación de parámetros (Wheeler et al., 2003).

Dentro de los parámetros que definen la anisotropía propia del proceso de formación del suelo se encuentra la velocidad de rotación (μ') con la cual varía el parámetro α_0 . Leoni et al. (2008) propone evaluar μ' con la ecuación 4.24 mientras que Zentar et al. (2002) estima que este valor puede variar de la siguiente manera (ec 5.3):

$$\frac{10}{\lambda^*} \leq \mu' \leq \frac{20}{\lambda^*} \quad (\text{ec. 5.3})$$

Por lo anterior, se realizó un análisis paramétrico (Figura 5.11) con un valor de μ' considerando: a) la fórmula propuesta por Leoni et al. (2008) y b) valores de $\mu' = 5/\lambda^*$, $3/\lambda^*$ y $2/\lambda^*$. Se estimaron el desarrollo de los asentamientos y el comportamiento de la presión de poro durante el primer mes después de la etapa de construcción (64 días) que en el periodo de observación (1461 días). El gasto q_w en el análisis de la sección con drenes de arena (SDs) fue de $75 \text{ m}^3/\text{año}$, mientras que en el tramo con drenes verticales prefabricados sintéticos (PVDs) se consideró una relación $k_h/k_s = 3.5$, estas condiciones fueron las mismas que en los análisis utilizando el modelo Soft Soil Creep (Vermeer y Neher, 1999).



¹ Parámetro estimado con la ecuación propuesta por Leoni et al. (2008)

Figura 5.11 Desarrollo de asentamientos estimados con el modelo MODIIGM.

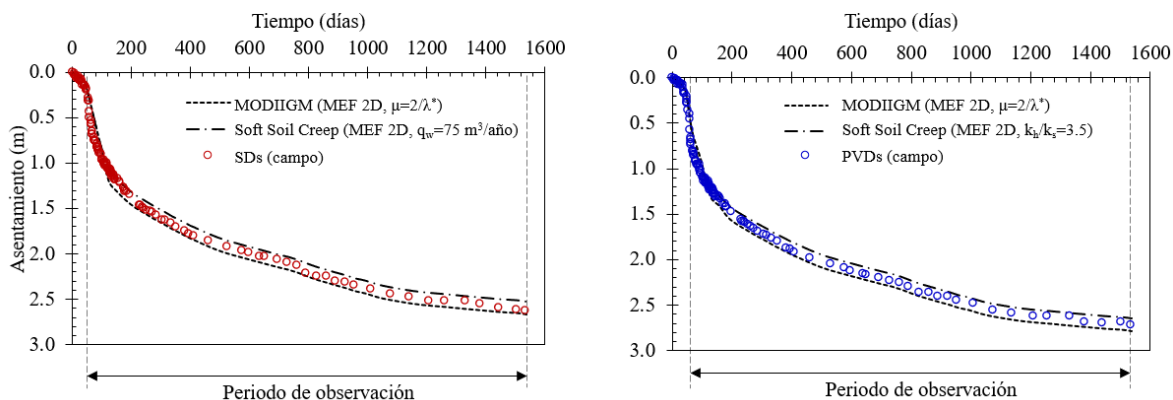


Figura 5.12 Comparación de asentamientos estimados con los modelos MODIIGM y Soft Soil Creep.

En la Figura 5.12 se presenta el desarrollo de los asentamientos que se obtuvieron con el modelo MODIIGM considerando diferentes valores de μ . Se observa que empleando valores estimados de $\mu = 2/\lambda^*$ se desarrollaron asentamientos similares a los medidos en campo a diferencia de los valores obtenidos con la ecuación de Leoni et al. (2008) y $\mu = 5/\lambda^*$ y $3/\lambda^*$. Lo anterior se debe a que la constante μ depende de λ . Para valores grandes de λ , o suelos muy compresibles los valores de μ suelen ser “pequeños” mientras que para valores pequeños de λ , los valores de μ suelen ser “grandes”.

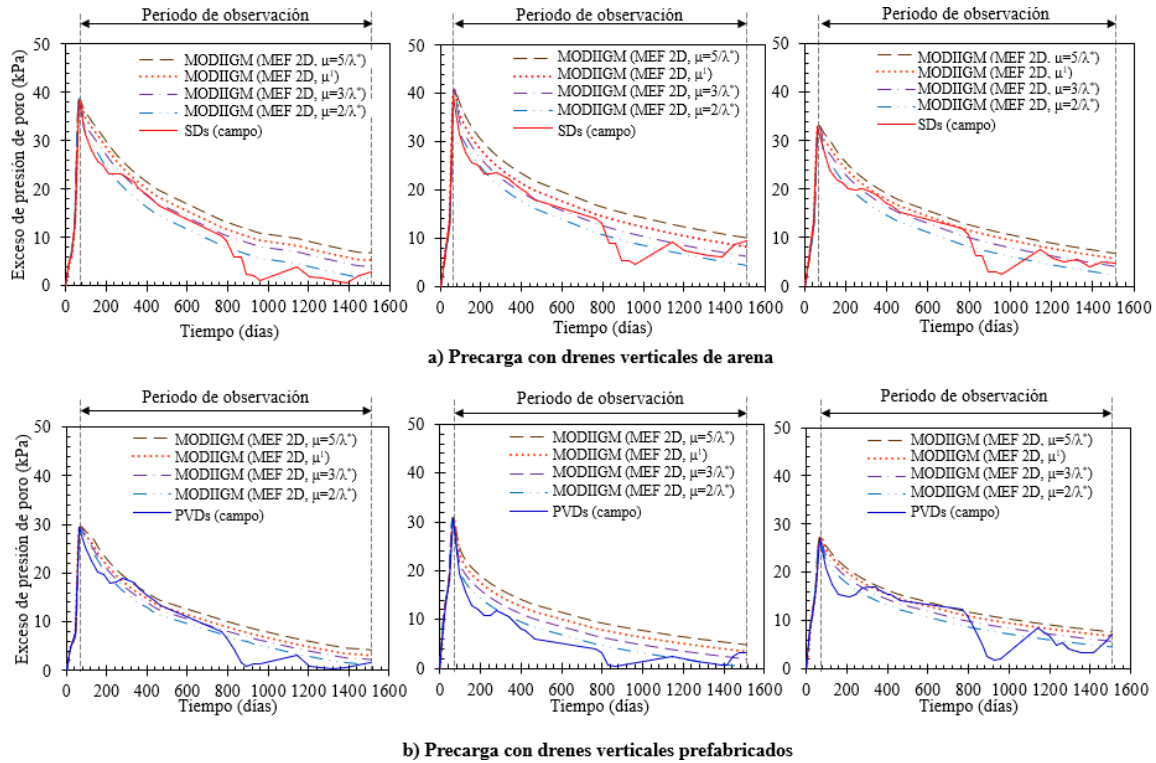
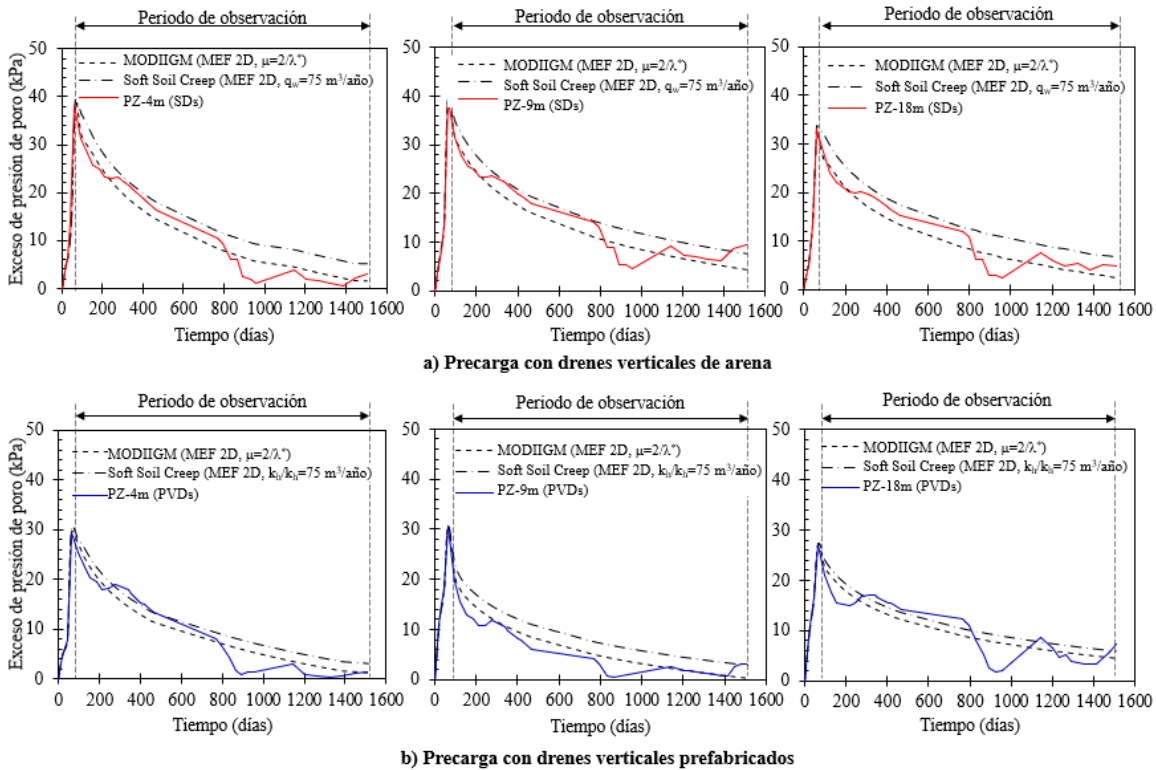


Figura 5.13 Exceso de presión de poro estimados con el modelo MODIIGM.



¹ Parámetro estimado con la ecuación propuesta por Leoni et al. (2008)

Figura 5.14 Comparación del exceso de presión de poro estimado con los modelos MODIIGM y Soft Soil Creep.

En las Figuras 5.13 y 5.14 se presentan los excesos de la presión de poro a diferentes profundidades generados en la etapa constructiva y su disipación a través del tiempo, se observa que al igual que los asentamientos el comportamiento de la presión poro se simula mejor empleando el modelo 2D MODIIGM utilizando μ determinada con la fórmula de Leoni et al. (2008) en comparación con el 2D Soft Soil Creep.

5.2 Terraplén de precarga con aplicación de vacío y drenes verticales (técnica dren a dren)

5.2.1 Estratigrafía y estado de esfuerzos en el sitio

Las propiedades del suelo en el terraplén de prueba con precarga y aplicación de vacío dren a dren se estudiaron con una campaña de exploración geotécnica particular que consistió en la ejecución de tres sondeos de penetración estándar (SPT), dos a 50 m y uno a 80 m de profundidad, además de tres sondeos selectivos (SS), seis sondeos de cono eléctrico con medición de presión de poro (CPTu) y tres pruebas con veleta a una profundidad máxima de 28 m (Figura 5.15). Con los resultados de la exploración anterior se determinó que el sitio de estudio presenta una estratigrafía típica de la Zona Lacustre, de acuerdo con la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, compuesta principalmente por los siguientes estratos (Figura 5.16):

- *Costra Superficial (CS)*. Con un espesor de aproximadamente 1.0 m de arcilla café claro con poca arena y una resistencia media a la penetración. Su contenido de agua medio es $w = 86\%$ y su peso volumétrico $\gamma = 14.5 \text{ kN/m}^3$. El nivel de agua freática (NAF) se localiza a 1.0 m.
- *Formación Arcillosa Superior (FAS)*. Constituida por arcilla gris verdoso de alta plasticidad (CH) y consistencia muy blanda, con presencia de horizontes de ceniza volcánica y limos arenosos. Tiene un contenido de agua medio $w = 217\%$ y un peso volumétrico $\gamma = 12 \text{ kN/m}^3$. Este estrato se localiza de 1.0 m a 30.6 m de profundidad.
- *Capa Dura (CD)*. Está formada por material limo arenoso gris verdoso (ML) de consistencia dura. Su peso volumétrico es $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ y su contenido de agua medio es $w = 48\%$. Este estrato se encuentra entre 30.6 a 32.6 m de profundidad.
- *Formación Arcillosa Inferior (FAI)*. Está compuesta por arcilla café verdoso con intercalaciones de arcilla gris de alta plasticidad (CH) y alto contenido de carbonatos. Su contenido de agua medio es $w = 140\%$ y peso volumétrico $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$. Su espesor abarca de 32.0 a 44.4 m.
- *Depósitos Profundos (DP)*. Se localizan de 32.6 a 43.8 m de profundidad y están formados por una serie heterogénea de suelos arcillosos, limosos y arenosos. Su peso volumétrico es $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$.

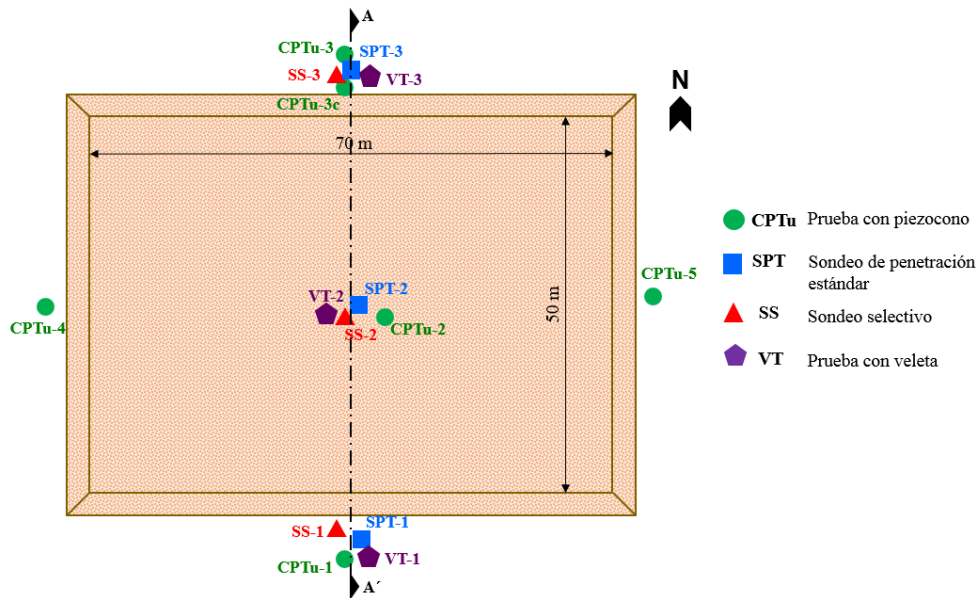
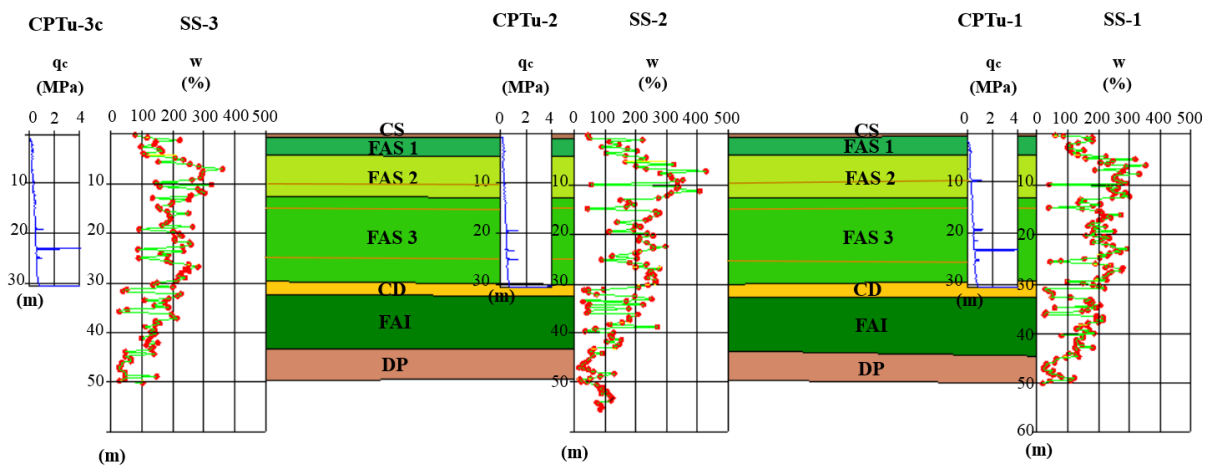


Figura 5.15 Campaña de exploración geotécnica en el terraplén con vacío dren a dren.



CS= Costra superficial, FAS=Formación arcillosa superior, CD= Capa dura, FAI= Formación arcillosa inferior, DP= Depósitos profundos.

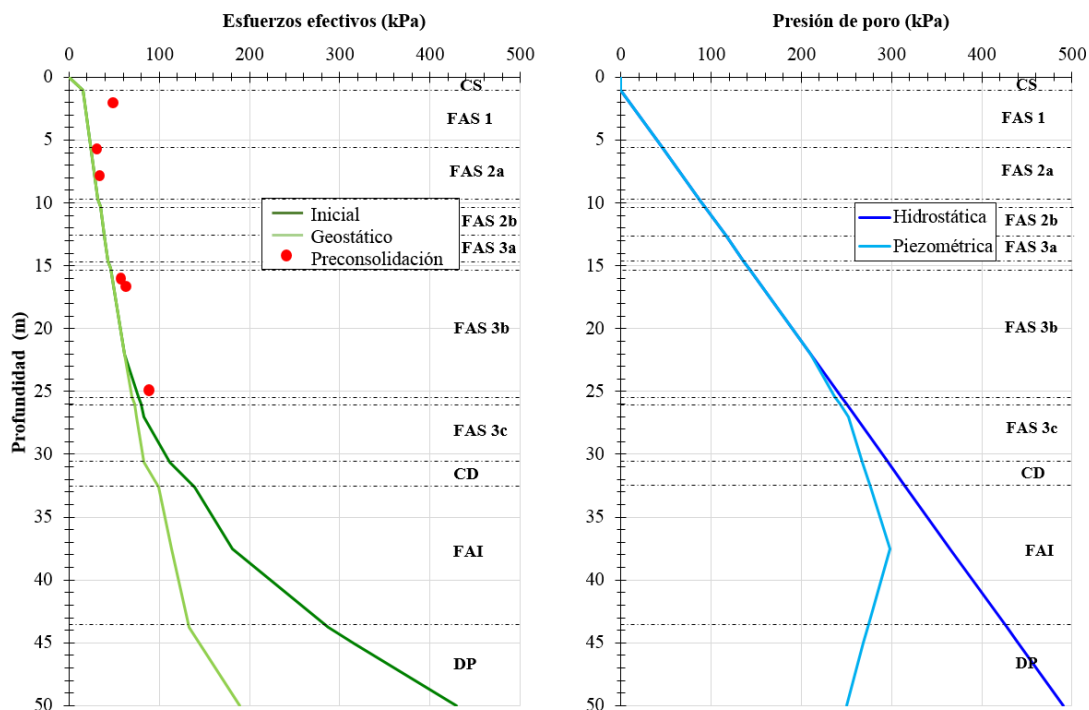
Figura 5.16 Perfil del suelo en el terraplén con vacío dren a dren.

En la Tabla 5.4 se presenta el modelo geotécnico (propiedades mecánicas e hidráulicas) definido en el sitio de estudio. 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 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 K_0 se determinaron mediante la ecuación propuesta por Mayne y Kulhaway (1982). Las permeabilidades se asignaron de la siguiente manera: para la Costra Superficial a partir de pruebas USBR, para las Formaciones Arcillosas Superior e Inferior de forma indirecta a partir de las pruebas de disipación de presión de poro tipo CPTu realizadas e interpretadas mediante la teoría de Baligh y Levadoux (1986) y para los Depósitos Profundos a partir de las pruebas Lefranc efectuadas en el sitio.

Tabla 5.4 Modelo geotécnico con las propiedades del suelo en el terraplén con vacío dren a dren.

Estrato	Profundidad m de	a	γ kN/m ³	E' kPa	ν'	e_0	C_r	C_c	OCR	c_u kPa	c kPa	ϕ' °	K_0	k_h m/día
Costra	0.0	1.0	15.0	4500	0.33	----	----	----	----	----	100	40	0.36	4.3×10^{-01}
FAS 1	1.0	5.4	12.0	384	0.3	3.64	0.25	1.17	2.7	17	0	40	0.68	5.6×10^{-04}
FAS 2a	5.4	9.7	11.4	212	0.3	4.74	0.27	3.19	1.2	15	0	40	0.40	3.5×10^{-04}
Lente 1	9.7	10.3	15.0	15000	0.33	----	----	----	----	----	40	35	0.43	----
FAS 2b	10.3	12.6	11.4	212	0.3	4.74	0.27	3.19	1.2	15	0	40	0.40	3.5×10^{-04}
FAS 3a	12.6	14.6	11.0	290	0.3	3.73	0.21	4.59	1.3	27	0	40	0.42	2.0×10^{-04}
Lente 2	14.6	15.2	15.0	15000	0.33	----	----	----	----	----	40	35	0.43	----
FAS 3b	15.2	25.4	11.0	290	0.3	3.73	0.21	4.59	1.3	27	0	40	0.42	2.0×10^{-04}
Lente 3	25.4	26.0	15.0	15000	0.33	----	----	----	----	----	40	35	0.43	----
FAS 3c	26.0	30.6	11.5	290	0.3	3.73	0.21	4.59	1.3	27	0	40	0.42	2.0×10^{-04}
CD	30.6	32.6	18.0	10000	0.33	----	----	----	----	----	50	45	0.29	1.1×10^{-03}
FAI	32.6	43.8	13.0	415	0.3	4.28	0.29	2.65	1.0	49	0	40	0.36	1.5×10^{-04}
DP	43.8	50.0	19.0	30000	0.33	----	----	----	----	----	50	45	0.29	2.9×10^{-03}

El estado inicial de esfuerzos en el suelo del sitio se indica en la Figura 5.17, en la misma se observa un abatimiento de la presión de poro a partir de 23 m de profundidad (FAS 3b).

**Figura 5.17** Estado inicial de esfuerzos en el suelo (parte central del terraplén).

5.2.2 Geometría y características generales del terraplén de prueba

La plataforma de prueba tiene una forma rectangular en planta con dimensiones de 50×70 m en la corona (3500 m² de área) y 56×76 m en la base, y un talud 1.5H:1V (Figura 5.18). Está conformada por una precarga de roca ígnea de origen volcánico conocida como *tezontle* de

2 m de altura y colocada en cuatro capas. Tiene un total de 3045 drenes verticales prefabricados cilíndricos (de sección transversal tipo estrella, denominados *star drain*) de plástico PEAD (Polietileno de Alta Densidad) envueltos con un geotextil, su capacidad de descarga es de $0.4 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ ($1.261 \text{ m}^3/\text{año}$). Los PVDs están colocados en un arreglo triangular con separación de $1.2 \times 1.2 \text{ m}$ y hasta una profundidad de 28 m a partir del Nivel del Terreno Natural (NTN). Los drenes verticales se conectan a tuberías horizontales flexibles impermeables de plástico PEAD que a su vez están conectadas a un conjunto de seis bombas (Figura 5.19).

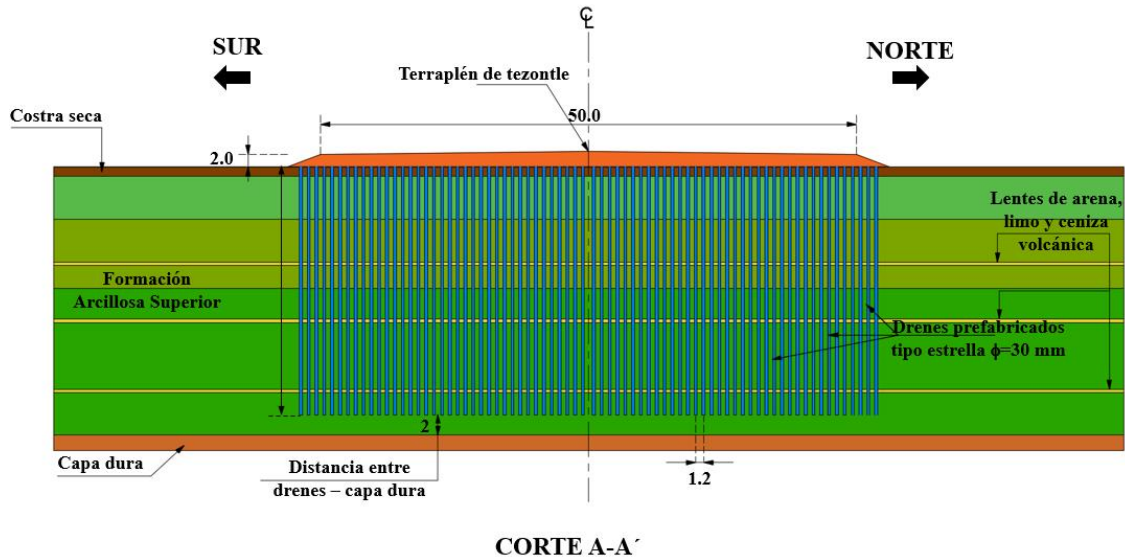


Figura 5.18 Terraplén de precarga y vacío dren a dren.

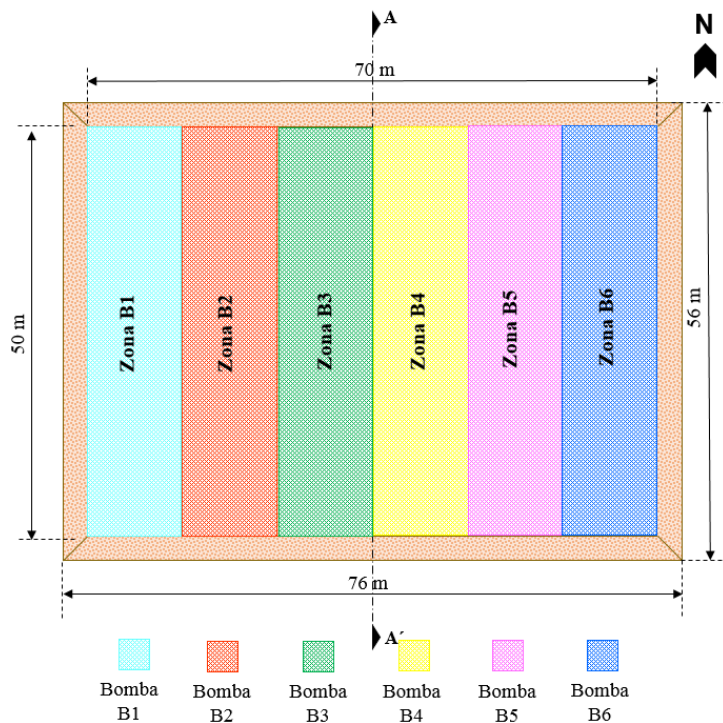


Figura 5.19 Conjunto de bombas y su respectiva área de trabajo.

5.2.3 Procedimiento constructivo

A finales de junio 2016 iniciaron los trabajos de construcción del tramo de prueba con el desmonte y limpieza del terreno natural. Posteriormente, durante julio de ese mismo año se colocó un geotextil no tejido para separar el terraplén del terreno natural y una geomalla como refuerzo; encima de éstos se dispuso una primera capa de tezontle de 0.5 m de altura, para funcionar como plataforma de trabajo. Durante el lapso de finales de julio a mediados de septiembre se realizó la exploración geotécnica y la instalación de instrumentos geotécnicos para medir deformaciones, hundimientos, presiones y desplazamientos laterales. Después se agregó una segunda capa de tezontle de 0.3 m para alcanzar una altura del terraplén de 0.8 m. De mediados de agosto a principios de octubre se instalaron los drenes verticales prefabricados sintéticos (PVDs) tipo estrella y las tuberías horizontales flexibles del sistema de vacío (Figuras 5.20a y 5.20b). Los drenes se colocaron dentro del suelo con un mandril cilíndrico de 6 cm de diámetro para reducir el remoldeo. A finales de octubre se colocó una tercera capa de material de 0.45 m (con características granulométricas finas) y una cuarta capa de 0.75 m, para alcanzar una altura total del terraplén de 1.25 m y 2.0 m, respectivamente, con las que quedó cubierto el sistema de tuberías horizontales para distribuir el vacío (Figura 5.20c).



(a) Dren cilíndrico *star drain*



(b) Tubería horizontal flexible conectada a PVDs



(c) Tramo de prueba terminado

Figura 5.20 Construcción del tramo de prueba.

5.2.4 Instrumentación

En la zona del terraplén de prueba se instalaron diferentes de instrumentos (Figura 5.21) con los que se monitorearon presiones, hundimientos, deformaciones y desplazamientos horizontales durante y después de la construcción (Figura 5.22):

- 15 Piezómetros eléctricos (de cuerda vibrante): EP, instalados en sentido Sur-Norte en tres islas que contienen cada una cinco piezómetros a 8, 15, 22, 27 y 37.5 m de profundidad.
- 11 Placas de asentamiento a nivel del terreno natural (NTN): SP-1 a SP-11 (nueve distribuidas dentro de la plataforma y dos fuera de la misma).
- 1 Inclinómetro horizontal (IH) que cruza el terraplén de prueba en dirección Sur-Norte a NTN.
- 84 referencias topográficas externas a NTN.
- 3 Extensómetros magnéticos: E-1, E-2 y E-3 en el eje central Este-Oeste del terraplén, con seis sensores cada uno a distintas profundidades.
- 7 Inclinómetros verticales: IV-1, IV-2, IV-3, IV-4, IV-5, IV-6, IV-7 en el eje central Sur-Norte del terraplén (cuatro de ellos a 47.5 m y los otros tres a 31 m de profundidad a partir del NTN), a diferentes distancias a partir del pie del talud del terraplén (los inclinómetros IV-3 y IV-4 se ubican a 1 y 10 m del pie del talud norte del terraplén respectivamente, los inclinómetros IV-2, IV-5, IV-1, IV-6 e IV-7 se ubican a 1, 5, 10, 15 y 20 m del pie del talud sur del terraplén respectivamente).

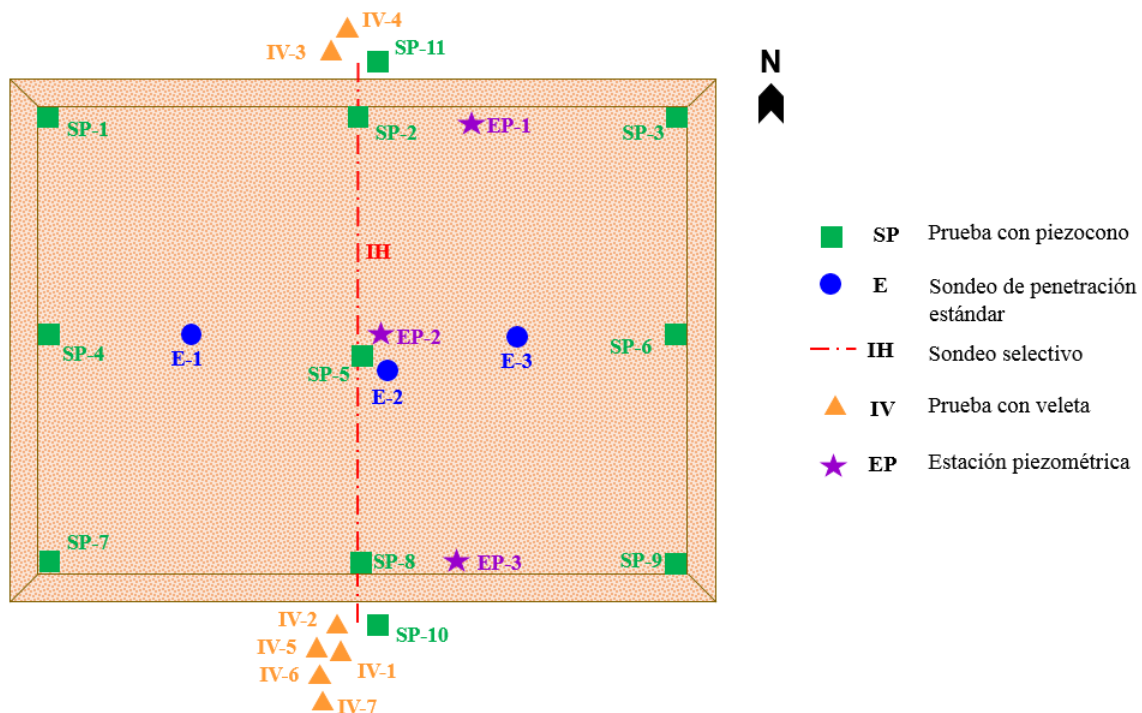


Figura 5.21 Instrumentación en el tramo de prueba con vacío dren a dren.

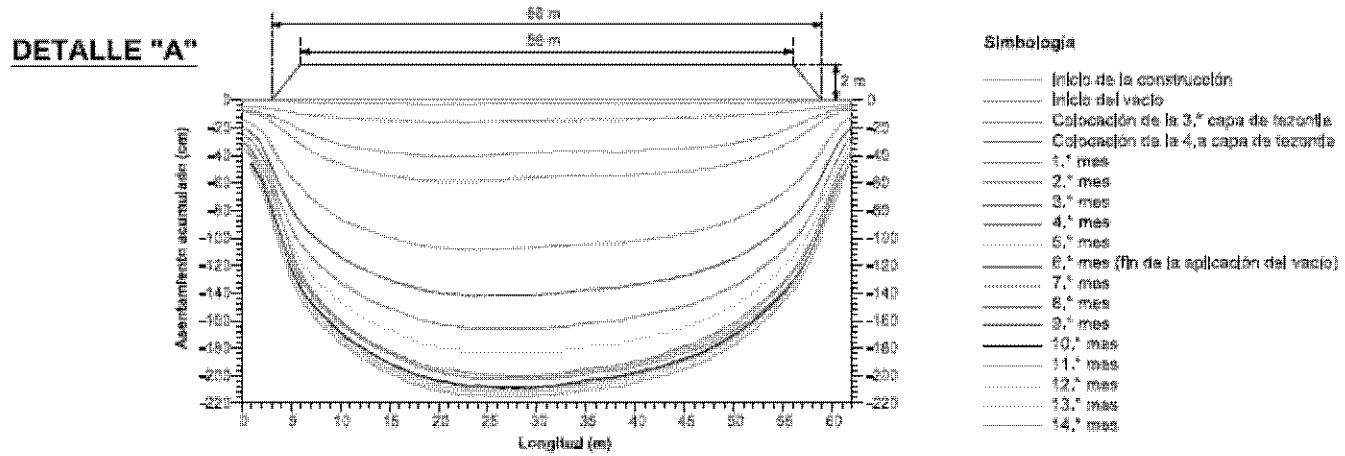
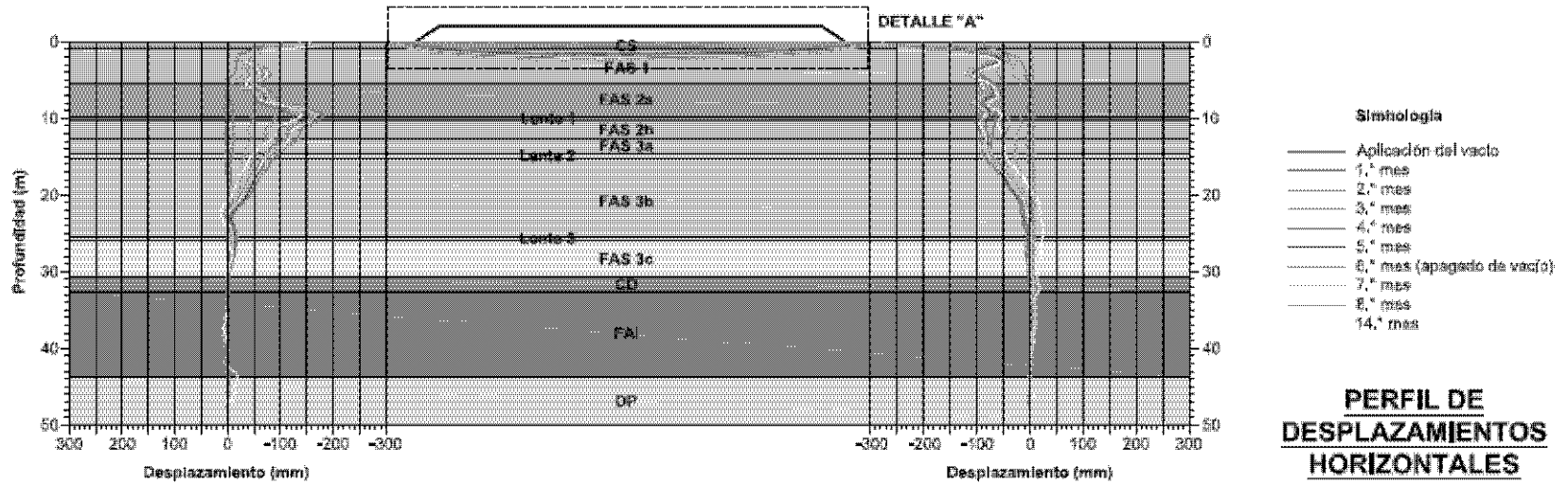


Figura 5.22 Perfil de asentamientos y desplazamientos horizontales.

5.2.5 Modelación por medio de elementos finitos

Se estiman numéricamente los asentamientos a corto plazo provocados por el proceso constructivo de un sistema de precarga (terraplén) con drenes verticales prefabricados sintéticos, así como la evolución del proceso de consolidación en seis meses de aplicación de vacío dren a dren y ocho meses posteriores al apagado del vacío (14 meses de observación en total). Las etapas que se incluyeron para el análisis del terraplén se mencionan en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5 Etapas de análisis para el terraplén con aplicación de vacío dren a dren.

Etapas de análisis	
1	Colocación de primera capa de tezontle (plataforma de trabajo) de 0.5 m de espesor.
2	Colocación de segunda capa de tezontle con 0.3 m de espesor.
3	Instalación de drenes verticales prefabricados sintéticos.
4	Activación del vacío.
5	Colocación de tercera y cuarta capa de tezontle de 1.2 m de espesor.
6	Periodo de consolidación del sistema durante 180 días (6 meses)
7	Apagado del vacío
8	Periodo de observación posterior durante 240 días (8 meses)

Se efectúan tres tipos de análisis: en estado plano de deformaciones (2D), una franja de drenes (3D) y un dren vertical (axisimétrico) con la finalidad de evaluar el comportamiento de cada uno con respecto a la instrumentación y sus respectivos tiempos de cálculo.

Para el análisis de la plataforma de prueba en estado plano de deformaciones (2D), el terraplén que se representa es de 2.0 m de espesor ($\gamma = 11.30 \text{ kN/m}^3$) y con una longitud de análisis de 56 m. La separación entre drenes es de 1.2 m y la profundidad de desplante es de 28 m a partir del Nivel de Terreno Natural (NTN). El vacío aplicado (P_{vac}) a lo largo de cada dren es de 58 kPa. El remoldeo se consideró mínimo debido a las dimensiones del mandril de hincado. El modelo se limitó de manera lateral dos veces la longitud del terraplén de precarga, con la finalidad de disminuir la influencia del bulbo de esfuerzos generado por la colocación del mismo, resultando el medio discretizado de 168 m de longitud y 50 m de profundidad (Figura 5.23a). El cálculo de asentamientos del sistema se efectuó con un modelo numérico en el código PLAXIS 2D, considerando propiedades equivalentes de acuerdo a la teoría de Indraratna y Redana (1997) e Indraratna et al. (2005) para convertir análisis de drenes 3D en análisis 2D de un suelo sometido a mejoramiento con drenes verticales. En la Figura 5.23b se muestran la geometría y la malla de elementos finitos del modelo. La malla se generó considerando elementos triangulares de 15 nodos con 12 puntos de integración Gaussianos. En total, la malla consta de 12440 elementos y 99969 nodos.

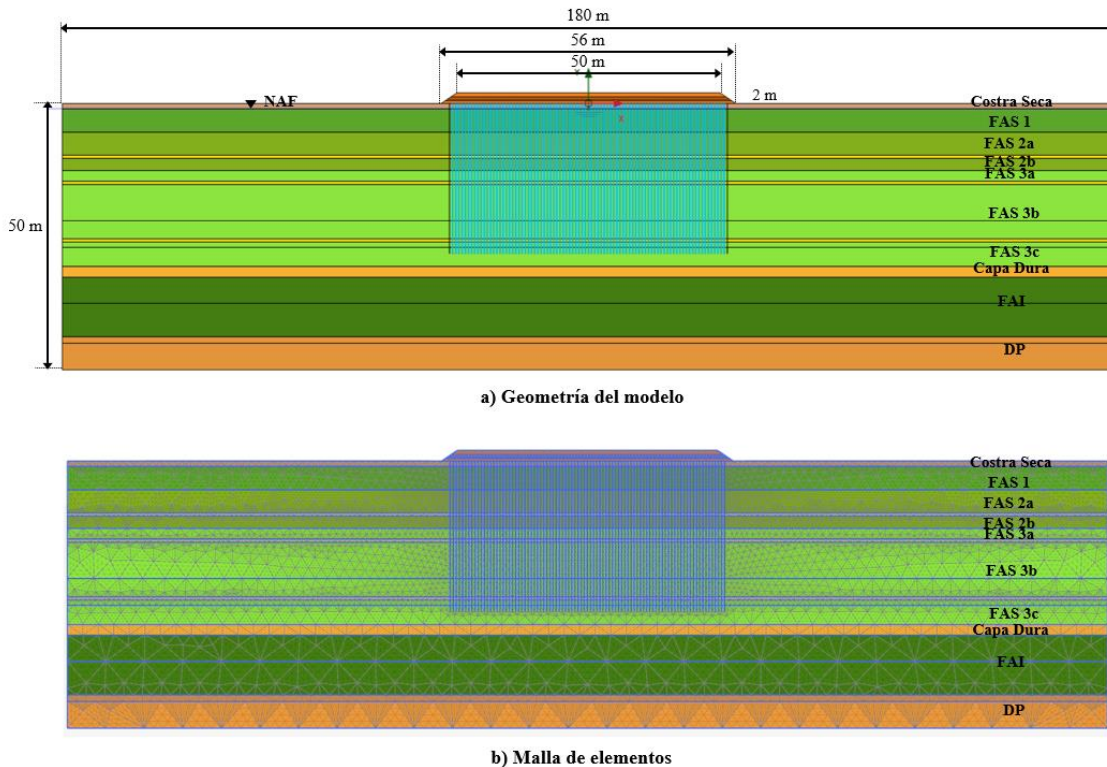
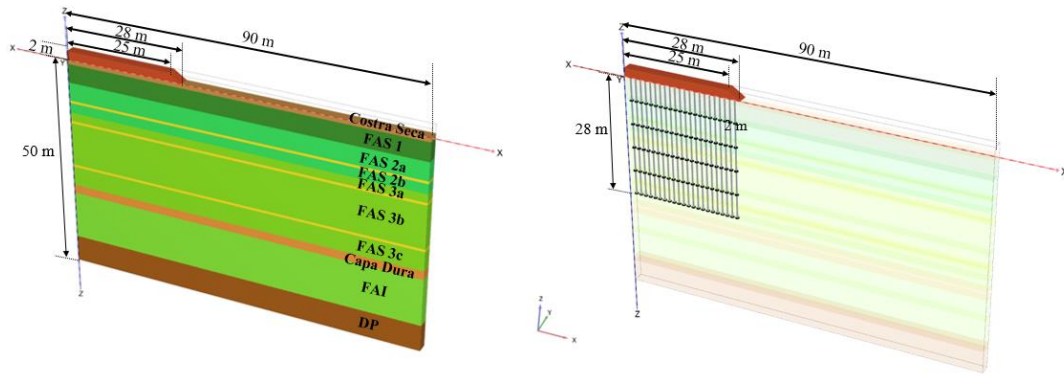
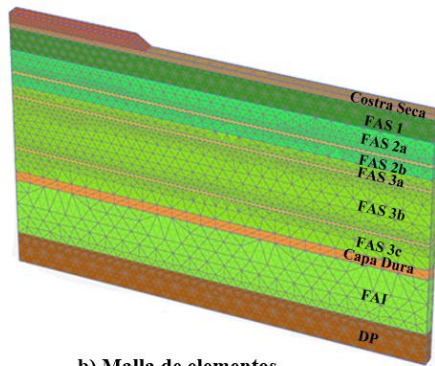


Figura 5.23 Geometría y malla de elementos del terraplén con aplicación de vacío dren a dren (2D).

La geometría y malla de elementos del terraplén con aplicación de vacío dren a dren (3D) se muestra en la Figura 5.24. Se representó la mitad de una franja de drenes con una longitud de análisis de 90 m, profundidad de 50 m y ancho de 1.30 m (correspondiente al diámetro de influencia (d_e) de un dren vertical en arreglo tresbolillo y con separación de 1.2m). La malla se generó considerando elementos triangulares de 10 nodos y consta de 50988 elementos y 76679 nodos (Figura 5.24b). En el caso del análisis axisimétrico se consideró un dren con un ancho de análisis de 1.30 m (Figura 5.25). La malla de elementos tiene 21574 elementos y 33700 nodos (Figura 5.25b). En estos dos casos (franja 3D y axisimétrico) la altura del terraplén fue la misma que en caso 2D y la distribución del vacío ($P_{vac}=58$ kPa) se consideró uniforme a lo largo de los drenes.

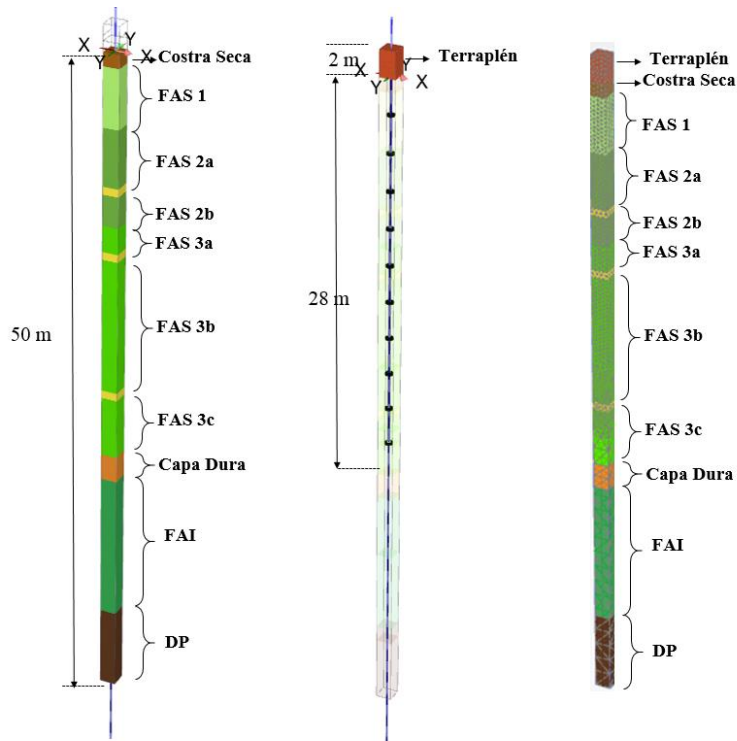


a) Geometría del modelo



b) Malla de elementos

Figura 5.24 Geometría y malla de elementos del terraplén con aplicación de vacío dren a dren (3D).



a) Geometría del modelo

b) Malla de elementos

Figura 5.25 Geometría y malla de elementos del terraplén con aplicación de vacío dren a dren (axisimétrico).

La última versión de PLAXIS puede modelar la presión de vacío, sin embargo, desde que la última versión fue lanzada, los casos de estudio empleando PLAXIS con aplicación de vacío son pocos en la literatura.

Los aspectos más destacados para la aplicación del vacío y los pasos críticos involucrados en el modelado de la presión de vacío en el mejoramiento de suelos blandos usando PLAXIS 2D 2015 se resumen a continuación:

- Plaxis no toma en cuenta la presión atmosférica en consideración y se asume como cero, la presión de vacío es simulada como una reducción de la carga hidráulica. Como resultado, se inducen presiones de poro negativas.
- Para modelar la presión de vacío, la carga hidráulica de los drenes verticales instalados debe descender a partir de las coordenadas del nivel de aguas freáticas (NAF) equivalente a la presión de vacío que se aplique.
- Para realizar un análisis de consolidación, debe cambiarse el tipo de cálculo de presión de poro a “Steady state groundwater flow” en la sección general y deseleccionar “Ignore suction” en la sección de parámetros de control de deformación en la ventana de etapas.
- Para permitir que los drenes propaguen la presión de vacío, el modo de comportamiento de los drenes en la sección de explorador debe cambiarse de un comportamiento "normal" a un comportamiento de "vacío", con lo anterior, los drenes permitirán que la presión de poro sea menor que la presión de poro estática.
- Cuando las bombas de vacío se desconectan después del periodo de consolidación, esta condición puede ser simulada cambiando el comportamiento del dren vertical a un comportamiento “Normal” y cambiar el cálculo de la presión de poro a “Phreatic”.

Los resultados de asentamiento del modelado numérico se comparan con los resultados de la placa de asentamientos SP-5 ubicada al centro de la plataforma (Figura 5.26). Los asentamientos obtenidos mediante el modelado numérico al finalizar la aplicación del vacío (6 meses=290 días) fueron los siguientes: $s= 200.01$ cm para el modelo 2D, $s= 198.60$ cm para el modelo 3D (franja de drenes) y $s= 208.9$ cm en el caso axisimétrico. Se observa que a pesar de que se haya apagado el vacío, el suelo se sigue asentando durante los siguientes 8 meses posteriores. Al finalizar el periodo de observación (14 meses o 534 días) los asentamientos que se desarrollaron fueron: $s= 213$ cm para el modelo 2D, $s= 208.70$ cm para el modelo 3D (franja de drenes) y $s= 215.8$ cm en el caso axisimétrico.

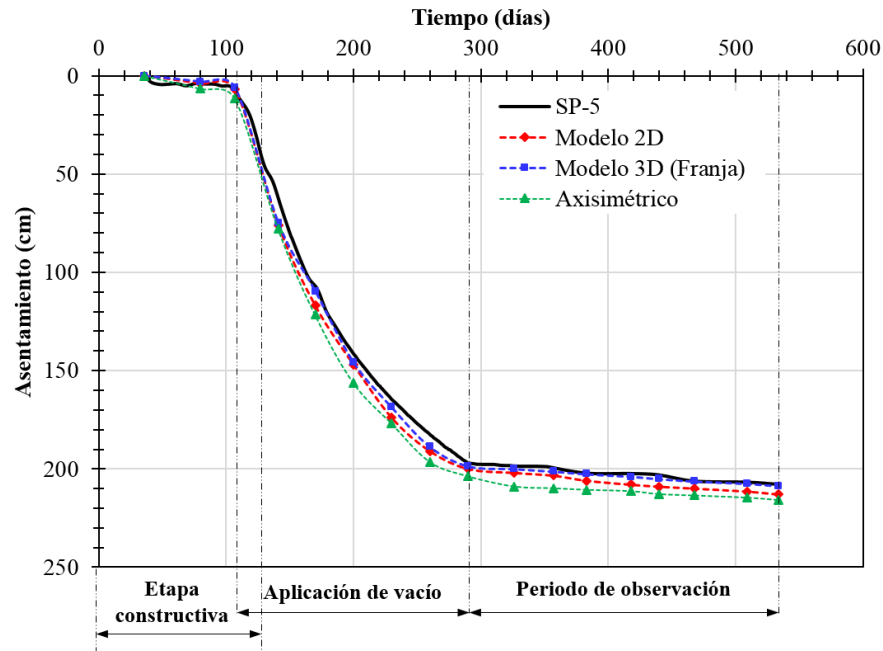


Figura 5.26 Asentamientos en el centro del terraplén con vacío dren a dren.

Por otra parte, los desplazamientos verticales calculados se compararon con los resultados del monitoreo de los extensómetros E-2 ubicados al centro del terraplén de prueba a diferentes profundidades (Figura 5.27). En la Figura 5.27, se observa que los desplazamientos verticales medidos en campo y calculados son prácticamente los mismos a profundidades de 24.35m (Pt4), 33.09 m (Pt5) y 46.99 m (Pt6) independiente del modelo empleado. Por el contrario, los extensómetros ubicados en 2.51 m (Pt1), 14.94 m (Pt2) y 46.99 m (Pt3) al final del periodo de observación (14 meses o 534 días) presentan diferencias de hasta 15 cm entre lo medido y estimado con los diferentes análisis.

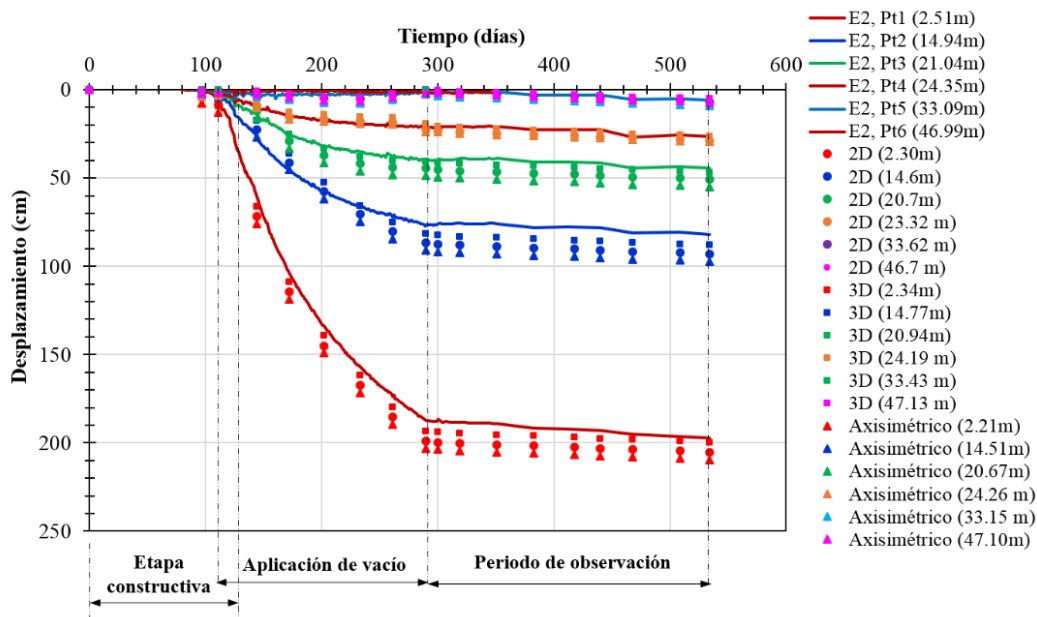


Figura 5.27 Desplazamientos verticales en el centro del terraplén con vacío dren a dren.

En la Figura 5.28 se presentan los resultados del exceso de presión de poro a diferentes profundidades calculados mediante modelado numérico y los resultados de las lecturas en piezómetros ubicados al centro del terraplén EP-2. Es importante mencionar que las lecturas de los piezómetros se corrigieron por el asentamiento de la plataforma de prueba. Tanto en los resultados de los modelos (2D, franja 3D y axisimétrico) como en las lecturas de los piezómetros a 8, 15, 22 y 27 m se observa un comportamiento similar.

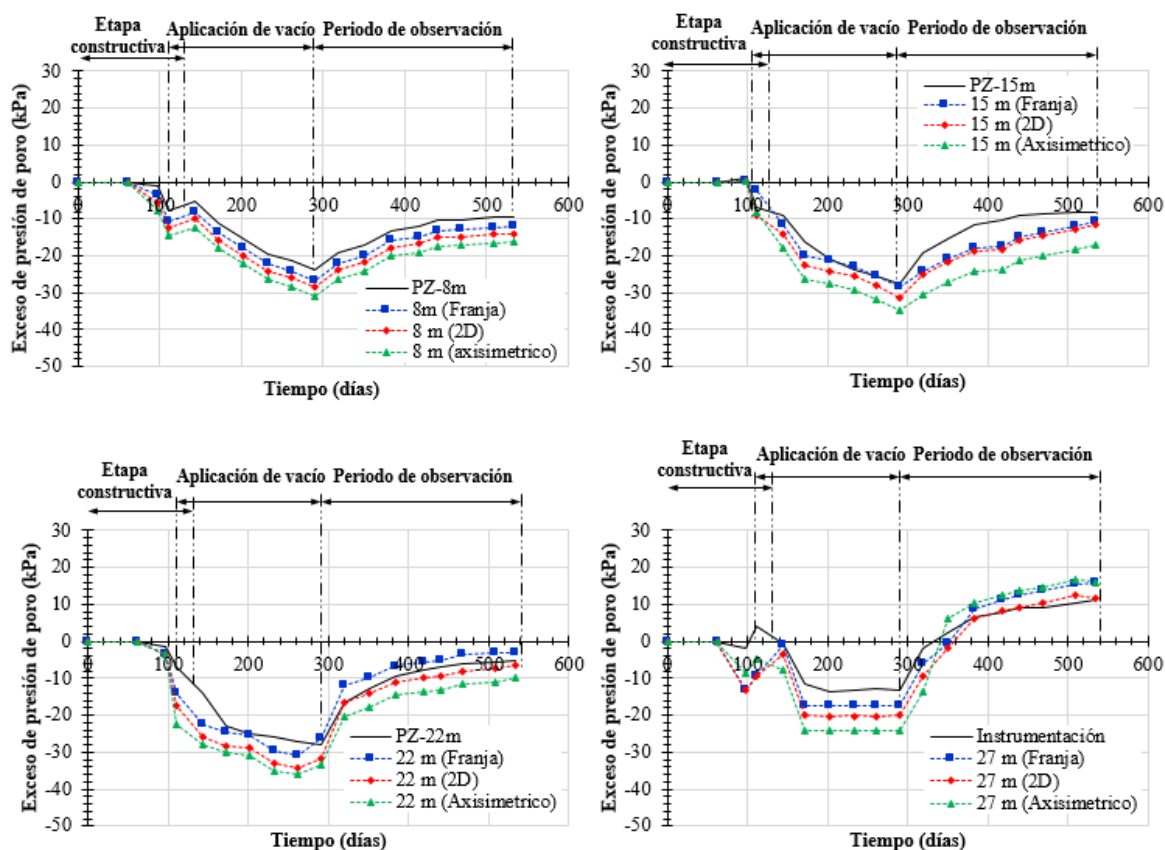


Figura 5.28 Exceso de presión de poro en el centro del terraplén con vacío dren a dren.

Con respecto a los desplazamientos horizontales, se compararon los resultados del modelo 2D y 3D con el monitoreo del inclinómetro horizontal IH-2 debido a que es la zona donde se registran los mayores movimientos laterales. En la Figura 5.29 se observa que ambos modelos dieron resultados muy aproximados a los registrados tanto al finalizar la aplicación del vacío como al finalizar el periodo de observación.

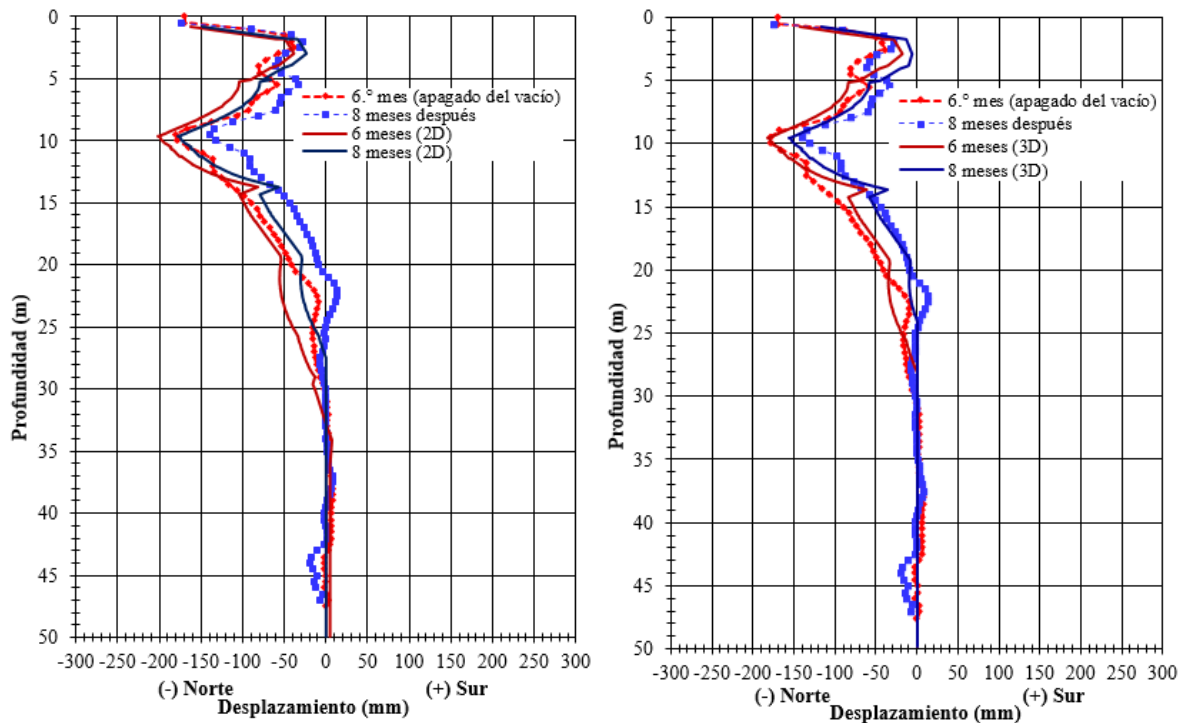


Figura 5.29 Desplazamientos horizontales fuera del terraplén con vacío dren a dren.

5.3 Terraplén de precarga con aplicación de vacío y drenes verticales (técnica con membrana hermética)

5.3.1 Estratigrafía y estado de esfuerzos en el sitio

La campaña de exploración en la zona del terraplén (Figura 5.30) consistió en la ejecución de: tres sondeos de penetración estándar (SPT) hasta 50 m de profundidad, tres sondeos selectivos (SS) hasta 28 m (SS-1 y SS-3 con recuperación de ocho muestras inalteradas y SS-2 con siete muestras inalteradas), cinco sondeos de penetración con cono y disipación de presión de poro (CPTu) hasta 30 m, tres sondeos con veleta (VT) con seis registros de la resistencia no drenada hasta 27.3 m, y un sondeo de sonda suspendida hasta 30 m. Las profundidades mencionadas están referenciadas al nivel del terreno natural (NGL). A partir de los resultados de los sondeos ejecutados se determinó la estratigrafía siguiente (Figura 5.31):

- *Costra Superficial (CS)*. Está constituida por una arcilla grisácea color café a negro con un poco de arena y tiene un espesor aproximado de 0.7 m. Su contenido de agua medio es $w = 53.9\%$ y un peso volumétrico $\gamma = 14.5 \text{ kN/m}^3$. El nivel de aguas freáticas (NAF) se localiza a 0.7 m de profundidad (variable dependiendo de la época de lluvia y sequía).
- *Formación Arcillosa Superior (FAS)*. Está compuesta por arcilla gris verdosa de alta compresibilidad (CH) y una consistencia muy blanda, e incluye lentes de ceniza volcánica y limo-arenoso. Su contenido de agua medio es $w = 211.89\%$ y un peso volumétrico medio $\gamma = 11.8 \text{ kN/m}^3$. Este estrato se localiza de 0.7 a 30 m de profundidad.
- *Capa Dura (CD)*. Está formada por material limo-arenoso (ML) de color gris verdoso con una consistencia dura. Su contenido de agua medio es $w = 90\%$ y un peso volumétrico $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$. Este estrato se encuentra entre 30 y 31.5 m de profundidad.
- *Formación Arcillosa Inferior (FAI)*. Está compuesta por una arcilla café verdoso con intercalaciones de arcilla gris de alta compresibilidad (CH) y un alto contenido de carbonatos. Su contenido de agua medio es $w = 123\%$ y un peso volumétrico medio $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$. Se ubica de 31.5 a 44.5 m de profundidad.
- *Depósitos Profundos (DP)*. Se localizan de 44.5 a 50.2 m de profundidad y están compuestos de suelos areno-limosos. Su contenido de agua medio es $w = 55\%$ y un peso volumétrico $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$.

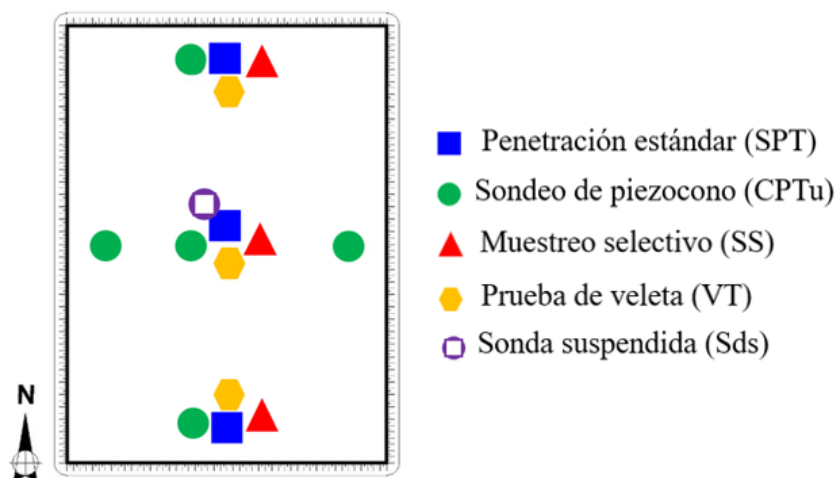


Figura 5.30 Campaña de exploración en el terraplén con membrana hermética.

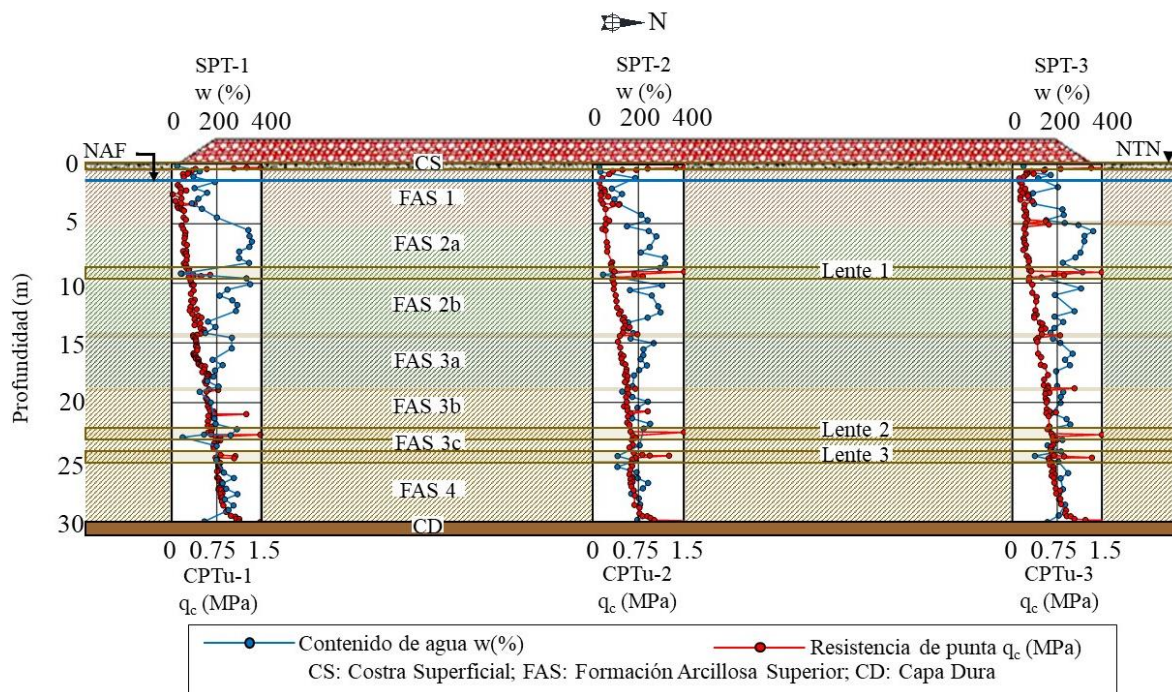


Figura 5.31 Perfil estratigráfico del suelo en el sitio del terraplén de prueba (López-Acosta et al., 2019b)

En la Figura 5.32a se muestra el estado inicial de esfuerzos efectivos. Se observa un estado altamente preconsolidado del suelo en los primeros cinco metros del suelo, que se atribuye al efecto del secado solar y por el ascenso capilar del agua (Santoyo et al., 2005). De 5 a 30 m de profundidad se observa un estado preconsolidado debido a las condiciones piezométricas del sitio. La Figura 5.32b presenta la distribución de la presión de poro en donde se observa un abatimiento a partir de los 27 m de profundidad (FAI).

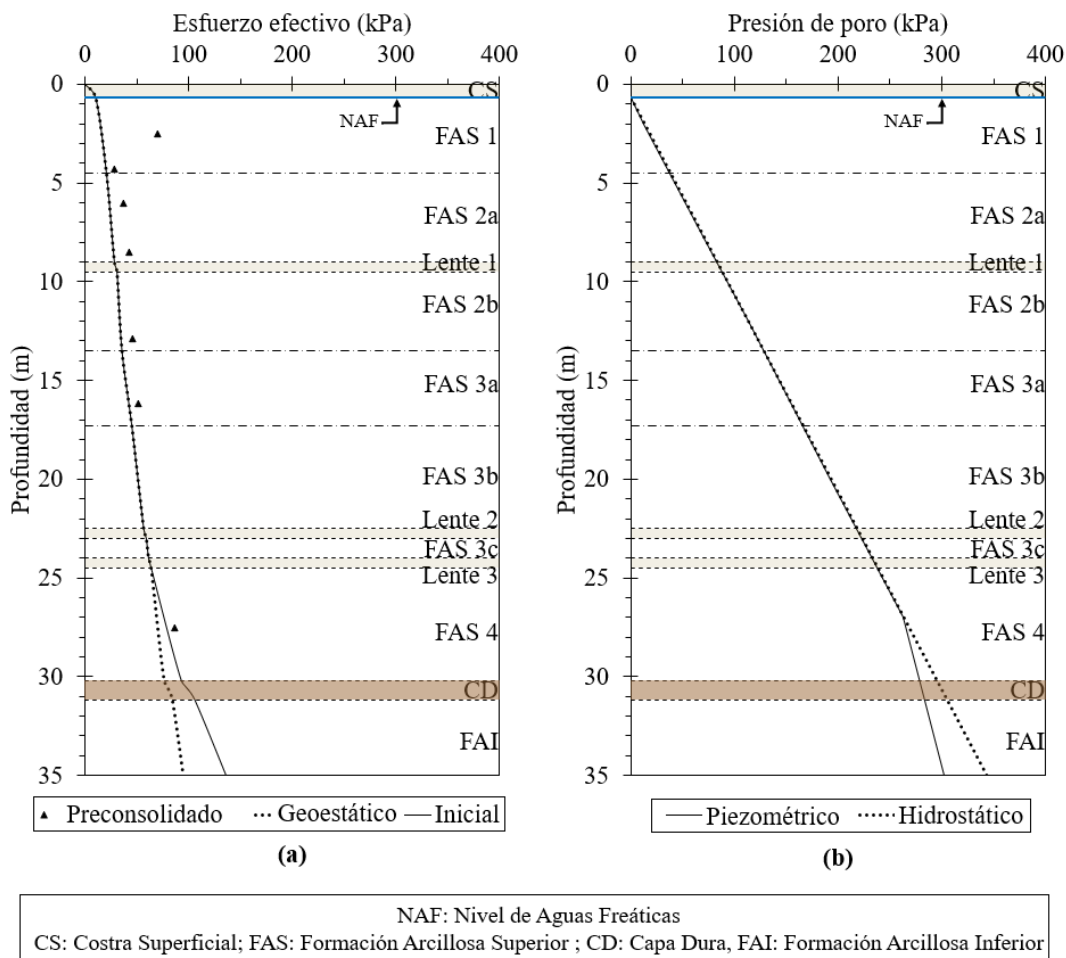


Figura 5.32 Estado de esfuerzos en el tramo de prueba con aplicación de vacío mediante membrana hermética (López-Acosta et al., 2019b)

5.3.2 Geometría y características generales del terraplén de prueba

La plataforma de prueba tiene una forma rectangular en planta con dimensiones 50×70 m en la corona (3500 m^2 de área, Figura 5.33) con un talud 1.5H:1V. El sistema consta de una precarga de roca volcánica ígnea denominada *tezontle* de 2 m de altura, colocada en cuatro capas. Las primeras dos capas de 0.5 m de espesor forman una plataforma interior con dimensiones de 44×64 m en la parte superior y están cubiertas por una membrana hermética (Figura 5.34). Debido a la angulosidad del tezontle se utilizó una membrana de mayor espesor (1.5 mm) que la usual (0.5 mm).

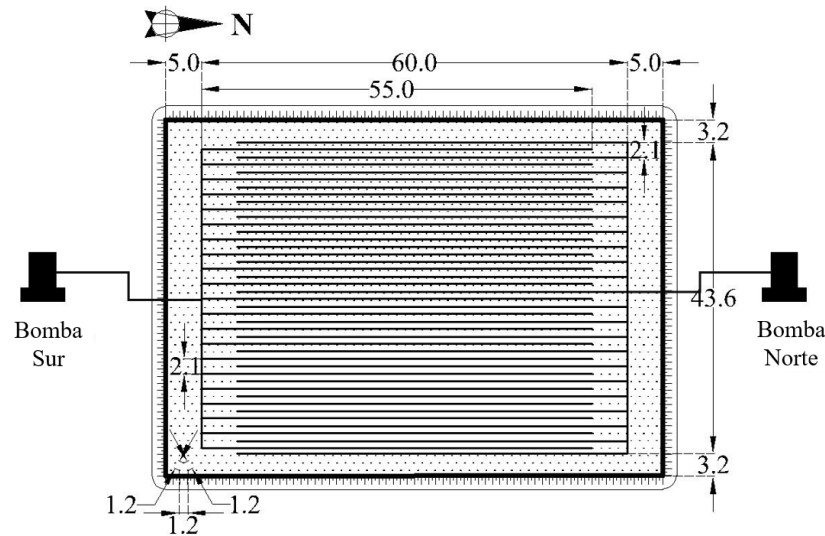
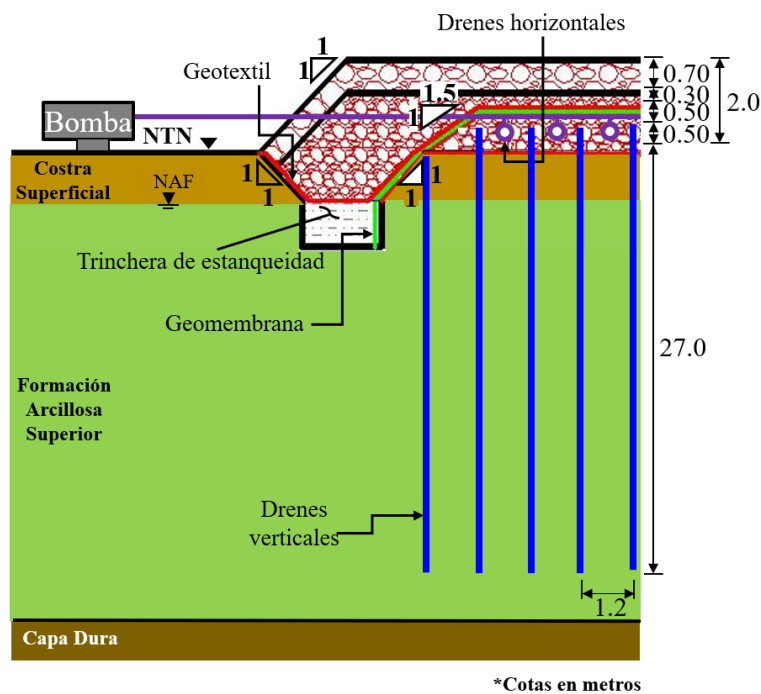


Figura 5.33 Perfil estratigráfico del suelo en el sitio del terraplén de prueba (López-Acosta et al., 2019b).

El terraplén tiene instalados 2808 drenes verticales prefabricados sintéticos (PVDs) de sección transversal tipo banda o mecha envueltos por un filtro elaborado con un geotextil no tejido. Los PVDs están colocados en un arreglo triangular en planta con separación de 1.2×1.2 m (Figura 5.33) y alcanzan una profundidad de 27 m a partir del NTN. Adicionalmente, hay 43 drenes horizontales cilíndricos de tubo ranurado y corrugado de PVC con filtro de 55 m de longitud cada uno, instalados 0.5 m por encima del NTN, esto es, inmersos en el tezontle (Figura 5.34). Los PVDs y drenes horizontales no están conectados entre sí.



*Cotas en metros

Figura 5.34 Perfil estratigráfico del suelo en el sitio del terraplén de prueba (López-Acosta et al., 2019b).

El interior de la plataforma está aislada en su perímetro por una trinchera de estanqueidad donde la membrana hermética se ancla (Figura 5.34). La trinchera de estanqueidad tiene 1 m de ancho en el fondo y una profundidad de 1 m por debajo del NAF. Los taludes de la trinchera de estanqueidad que se encuentran por debajo del NTN tienen una pendiente 1h:1v. En adición, para proteger la membrana se coloca geotextil abajo y encima de ésta

El vacío se aplica al suelo mediante dos bombas localizadas en los lados sur y norte, afuera de la plataforma de prueba. Las bombas tienen una capacidad de 12kW cada una y su rendimiento fue de 1750 m²/bomba, usualmente los rendimientos aproximados son de 2000 a 3000 m²/bomba. Los drenes horizontales se conectan directamente a las bombas de vacío, 21 drenes horizontales en la bomba sur y 22 drenes horizontales en la bomba norte. Así, en este terraplén de prueba el vacío se propaga a través de los drenes horizontales en toda el área que queda confinada debajo de la membrana hermética, y a su vez, los PVDs ayudan a la difusión de la presión de vacío en los estratos superficiales del suelo. Es interesante notar que los PVDs no están conectados a los drenes horizontales, pero que debido a la hermeticidad de la membrana reciben la presión de vacío.

5.3.3 Procedimiento constructivo

La construcción del terraplén de prueba comenzó a principios de mayo de 2017 con el desmonte y limpieza del terreno natural. Posteriormente, se colocaron un geotextil y una geomalla sobre el NTN y encima de estos materiales se dispuso la primera capa de *tezontle* de 0.5 m de espesor ($\gamma_1 = 13.7 \text{ kN/m}^3$), que se utilizó como plataforma de trabajo. De finales de mayo a principios de junio se realizó la exploración geotécnica (CPTu, SPT, sondeo selectivo SS y prueba de veleta VT) y se instalaron los instrumentos geotécnicos en el terraplén de prueba. Después, se colocó la segunda capa de *tezontle* de 0.5 m de espesor ($\gamma_2 = 13.7 \text{ kN/m}^3$). Durante el mes de julio se instalaron los drenes verticales prefabricados sintéticos (PVDs) con una profundidad de desplante a 27 m con respecto al NGL. Los drenes horizontales se colocaron al interior de zanjas con sección transversal cuadrada de 0.5 m que se excavaron en el *tezontle*. Durante la primera semana de agosto, se construyó la trinchera perimetral de estanqueidad y posteriormente, se colocó arena de *tezontle* de 0.05 m de espesor ($\gamma_3 = 19 \text{ kN/m}^3$) y encima de ésta un geotextil (Figura 5.35a). A finales de agosto se colocó la membrana y se ancló dentro de la trinchera de estanqueidad para garantizar la hermeticidad. A principios de septiembre los drenes horizontales se conectaron al sistema de bombas de vacío y se sellaron las salidas en la membrana. La operación del sistema de vacío inició el 7 de septiembre (día 120), cuando todavía faltaban por colocar las últimas dos capas del terraplén. Posteriormente, se colocó otro geotextil para cubrir la membrana y sobre estos, otra capa de arena de *tezontle* ($\gamma_3 = 19 \text{ kN/m}^3$) de 0.25 m de espesor y subsecuentemente, se dispuso la última capa *tezontle* ($\gamma_4 = 11 \text{ kN/m}^3$) de 0.7 m de espesor para conformar el terraplén de prueba de 2.0 m de altura total, que transmite una presión al suelo de 27.1 kPa (Figura 5.35b).



Membrana sobre las primeras dos capas antes de activar el vacío



Terraplén deformado

Figura 5.35 Técnica de precarga, PVDs y vacío con membrana (López-Acosta et al., 2019b).

5.3.4 Instrumentación

Diversos instrumentos geotécnicos se instalaron dentro y fuera del área del terraplén de prueba TE-04, para la evaluación de su comportamiento (Figura 5.36). Cinco piezómetros eléctricos (de cuerda vibrante, EP) a 2, 8, 12, 20 y 27 m de profundidad se colocaron en una isla al centro del terraplén y cinco piezómetros abiertos (tipo Casagrande, CP) a 5, 8, 12, 20 y 27 m se dispusieron en una isla afuera del lado sur del terraplén. Estos instrumentos permitieron estudiar la variación de la presión de poro en el tiempo. La presión de vacío fue monitoreada con 9 vacuómetros (DC) distribuidos en el interior del terraplén y desplantados a 0.3 m por debajo de la membrana. Los hundimientos superficiales se estudiaron con 25 23 placas de asentamientos, (SP, 21 placas en el interior ubicadas 1.0 m arriba del NTN y 4 2 placas en el exterior colocadas sobre el NTN). Los desplazamientos verticales se evaluaron con tres extensómetros magnéticos (E) dispuestos en tres islas al centro, sur y norte del terraplén en la dirección sur-norte y con sensores a 2, 6, 12, 20 y 27 m de profundidad. Los desplazamientos laterales se monitorearon con seis inclinómetros verticales (IV) ubicados en el eje central dirección este-oeste a distancias de 5 m (IV-2 y IV-3), 10 m (IV-1 y IV-4), 15 m (IV-5) y 20 m (IV-6) del pie del terraplén. En adición, se instalaron dos pozos de observación (OW) del NAF en los lados norte y este afuera del terraplén.

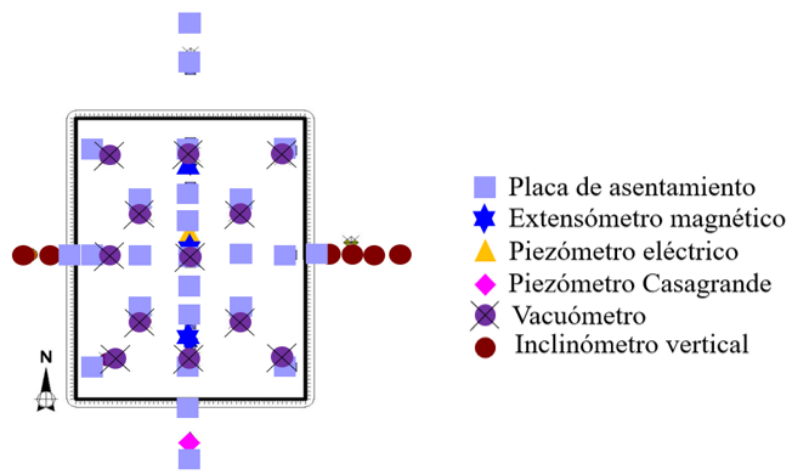


Figura 5.36 Instrumentación en el terraplén con membrana hermética.

5.3.5 Modelación por medio de elementos finitos

Se estimaron numéricamente los asentamientos a corto plazo provocados por el proceso constructivo del TE-1, la evolución del proceso de consolidación en seis meses de aplicación de vacío (días 120 a 301) y dos meses después del apagado del vacío (día 362) en estado plano de deformaciones (2D), considerando una franja de análisis tridimensional (3D) y axisimétrico. En la Tabla 5.6 se presenta el modelo geotécnico definido con base en las pruebas de laboratorio y campo realizadas en el sitio (Figura 5.37). 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 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 K_0 se estimaron a partir de la ecuación propuesta por Mayne y Kulhawy (1982). Las permeabilidades se asignaron de la siguiente manera: para CS a partir de pruebas USBR, para CD y DP a partir de pruebas Lefranc ejecutadas en el sitio, y para FAS y FAI se estimaron de forma indirecta a partir de pruebas de disipación de presión de poro tipo CPTu interpretadas con la teoría de Baligh y Levadoux (1986).

Tabla 5.6 Modelo geotécnico de las propiedades del suelo en el terraplén con membrana hermética.

Estrato	Profundidad, m		γ kN/m ³	ν'	e_0	C_r	C_c	OCR	c_u kPa	c kPa	ϕ' °	K_0	k_h m/día
	De	A											
CS	0.00	0.70	15.0	0.33	---	---	---	---	---	100	40	0.36	4.3×10^{-01}
FAS 1	0.70	4.50	12.7	0.3	3.64	0.25	1.17	2.5	16	0	40	0.64	2.4×10^{-03}
FAS 2a	4.50	9.00	11.7	0.3	8.84	0.19	1.97	1.7	17	0	40	0.50	9.3×10^{-04}
Lente 1	9.00	9.50	15.0	0.33	---	---	---	---	---	40	35	0.43	---
FAS 2b	9.50	13.50	11.2	0.3	9.99	0.16	1.64	1.6	20	0	40	0.48	9.3×10^{-04}
FAS 3a	13.50	17.30	12.5	0.3	6.14	0.03	1.01	1.7	30	0	40	0.50	6.8×10^{-04}
FAS 3b	17.30	22.50	12.2	0.3	7.49	0.08	1.15	1.4	26	0	40	0.44	6.8×10^{-04}
Lente 2	22.50	23.00	15.0	0.33	---	---	---	---	---	40	35	0.43	---
FAS 3c	23.00	24.00	12.2	0.3	7.49	0.08	1.15	1.4	26	0	40	0.44	5.0×10^{-04}
Lente 3	24.00	24.50	15.0	0.33	---	---	---	---	---	40	35	0.43	---
FAS 4	24.50	30.2	12.2	0.3	7.99	0.13	1.30	1.4	35	0	40	0.44	7.0×10^{-04}
CD	30.20	31.20	18.0	0.33	---	---	---	---	---	50	45	0.29	1.1×10^{-03}
FAI	31.2	44.0	13	0.3	4.28	0.29	2.65	1.0	49	0	40	0.36	1.5×10^{-04}
DP	44.0	50.0	19	0.33	---	---	---	---	---	50	45	0.29	2.9×10^{-03}

Nota: CS = Costra Superficial, FAS = Formación Arcillosa Superior, CD = Capa Dura, FAI = Formación Arcillosa Inferior, DP = Depósitos Profundos, γ = Peso volumétrico, ν' = Relación de Poisson, e_0 = Relación de vacíos inicial, C_r = Índice de recompresión, C_c = Índice de compresión, OCR = Relación de precionsolidación, c_u = Cohesión aparente, c = Cohesión efectiva, ϕ' = Angulo de fricción interna, K_0 = Coeficiente de presión de tierras en reposo, k_h = Permeabilidad horizontal.

El modelo numérico en 2D se limitó de manera lateral aproximadamente dos veces el ancho de la base del TE-1 (56 m), resultando el medio discretizado de 180 m de longitud (eje X) y 50 m de profundidad (eje Y). La malla de elementos finitos se generó considerando elementos triangulares de 15 nodos con 12 puntos de integración de Gauss. En total, la malla consta de 13368 elementos y 107485 nodos (Figura 5.37). Se restringieron los desplazamientos horizontales y verticales en la frontera inferior del modelo, mientras que en las fronteras laterales se restringieron únicamente los desplazamientos horizontales, las fronteras

hidráulicas se consideraron abiertas. Los estratos compresibles se representaron con el modelo Soft Soil (SS) mientras que los no compresibles con el modelo Mohr Coulomb (MC).

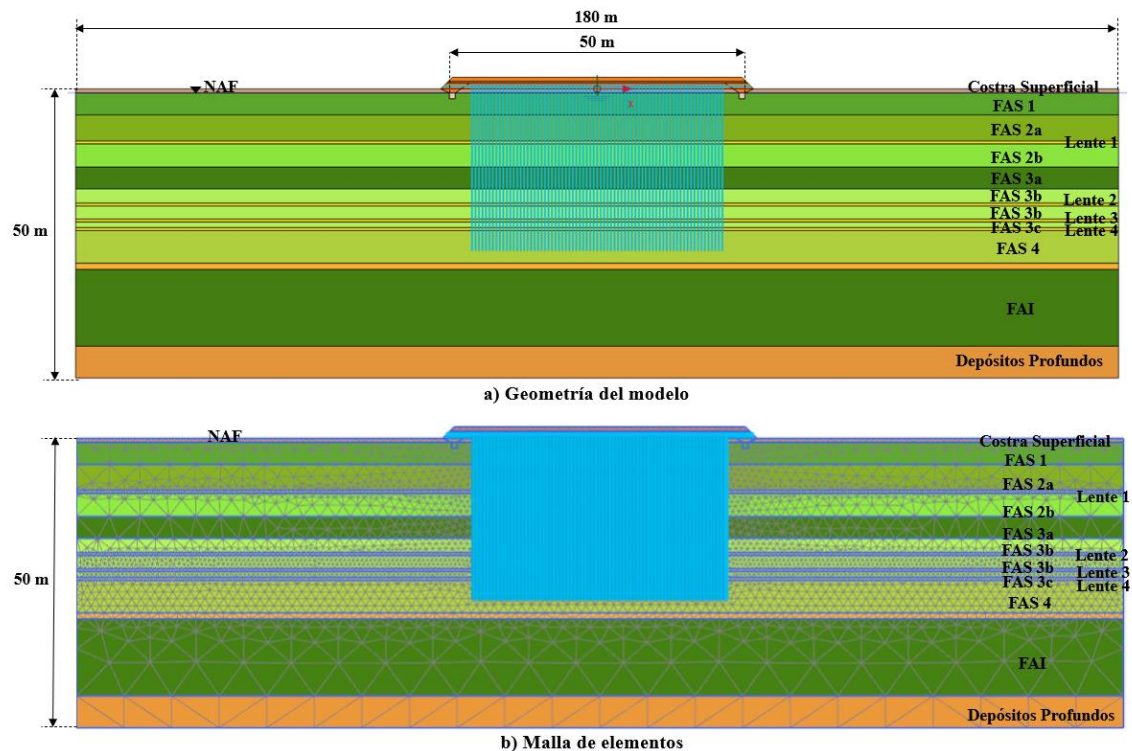


Figura 5.37 Geometría y malla de elementos finitos del modelo del terraplén con aplicación de vacío con membrana hermética (2D).

El cálculo del comportamiento del sistema se efectuó con ayuda del programa de elementos finitos PLAXIS 2D v2018 (Brinkgreve et al., 2018), considerando propiedades equivalentes fundamentadas en las teorías de Indraratna y Redana (1997) e Indraratna et al. (2005) para convertir análisis axisimétricos de drenes 3D en análisis 2D de un suelo sometido a mejoramiento con precarga combinada con PVDs y aplicación de vacío. Se definieron etapas plásticas para la colocación de las dos primeras capas del *tezontle* de 0.5 m de espesor cada una, la colocación de los PVDs y PHDs, y la construcción de las zanjas de estanqueidad. En el contorno del terraplén (en estado plano) se definió una frontera hidráulica cerrada para representar la hermeticidad de la membrana. Posteriormente, se activó una magnitud de presión de vacío de 63 kPa con distribución triangular a lo largo de los PVDs durante seis meses y 15 días adicionales para simular una posible falla del suministro eléctrico. Para permitir que los drenes propagaran la presión de vacío, se cambió el modo de comportamiento de los drenes de "normal" a un comportamiento de "vacío" y se indicó la reducción de la carga hidráulica (equivalente a la presión de vacío media aplicada en el sistema) en cada dren a partir de las coordenadas del NAF. A partir de la activación del vacío, se utilizaron etapas de cálculo de consolidación. En los primeros 55 días de activación de vacío se colocaron la tercera y cuarta capas de *tezontle* de 0.3 y 0.7 m de espesor, respectivamente. Finalmente, se cambió el comportamiento de los drenes a "normal" para representar un periodo de dos meses de consolidación posterior al apagado de las bombas de vacío.

En el caso de los modelos considerando una franja de drenes en 3D y el axisimétrico, los análisis se realizaron con ayuda del programa de elementos finitos PLAXIS 3D v2018 (Brinkgreve et al., 2018), la geometría y malla de elementos se muestran en las Figuras 5.38 y 5.39, la malla de elementos del modelo de la franja de drenes en 3D está formada por 342758 elementos y 467040 nodos, mientras que el modelo axisimétrico tiene 18109 elementos y 25319 nodos.

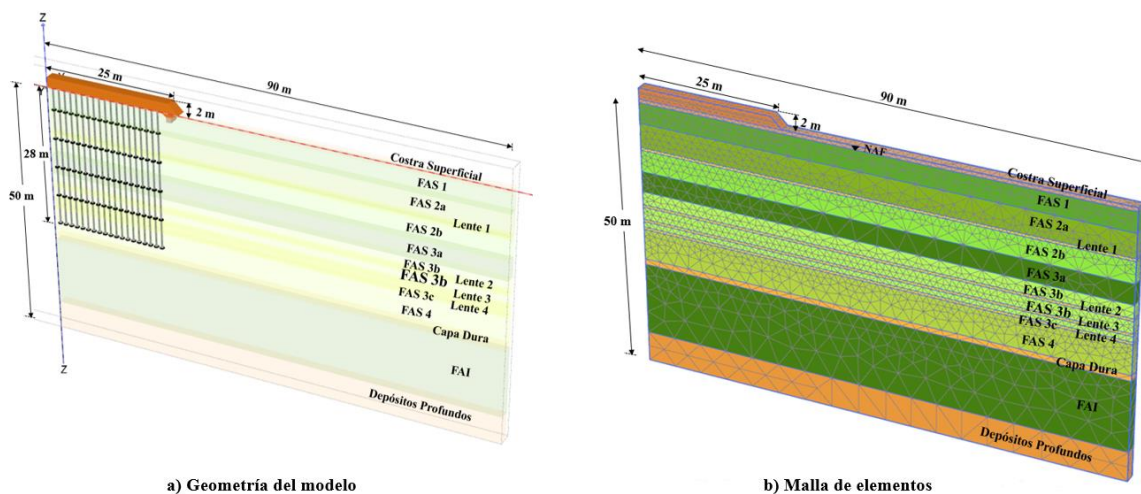


Figura 5.38 Geometría y malla de elementos del terraplén con aplicación de vacío con membrana hermética (franja de drenes en 3D).

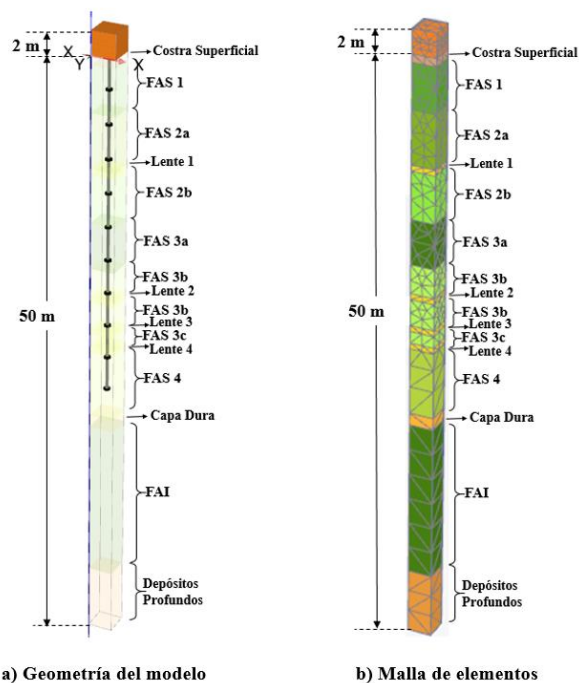


Figura 5.39 Geometría y malla de elementos del terraplén con aplicación de vacío con membrana hermética (axisimétrico).

Los resultados de asentamiento del modelado numérico se comparan con los resultados de la placa de asentamientos ubicada al centro de la plataforma (Figura 5.40). Los asentamientos obtenidos mediante el modelado numérico al finalizar la aplicación del vacío (6 meses=290 días) fueron los siguientes: $s= 282.30$ cm para el modelo 2D, $s= 272.60$ cm para el modelo 3D (franja de drenes) y $s= 289.3$ cm en el caso axisimétrico. Se observa que a pesar de que se haya apagado el vacío, el suelo se sigue asentando durante los siguientes 8 meses posteriores.

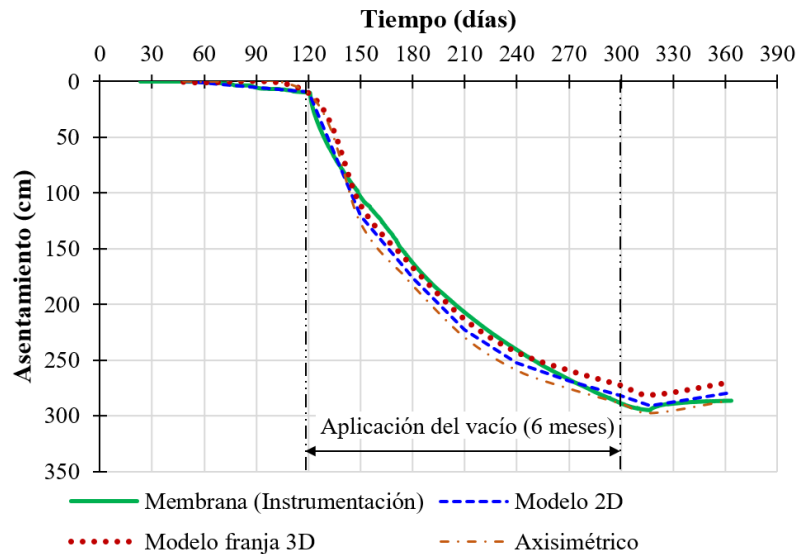


Figura 5.40 Asentamientos al centro del terraplén con aplicación de vacío con membrana hermética.

Por otra parte, los desplazamientos verticales calculados se compararon con los resultados del monitoreo de los extensómetros ubicados al centro del terraplén de prueba a diferentes profundidades. En la Figura 5.41, se observa que los desplazamientos verticales calculados con los modelos bidimensional (2D) y con la franja de drenes 3D son proporcionan asentamientos similares a los medidos en campo.

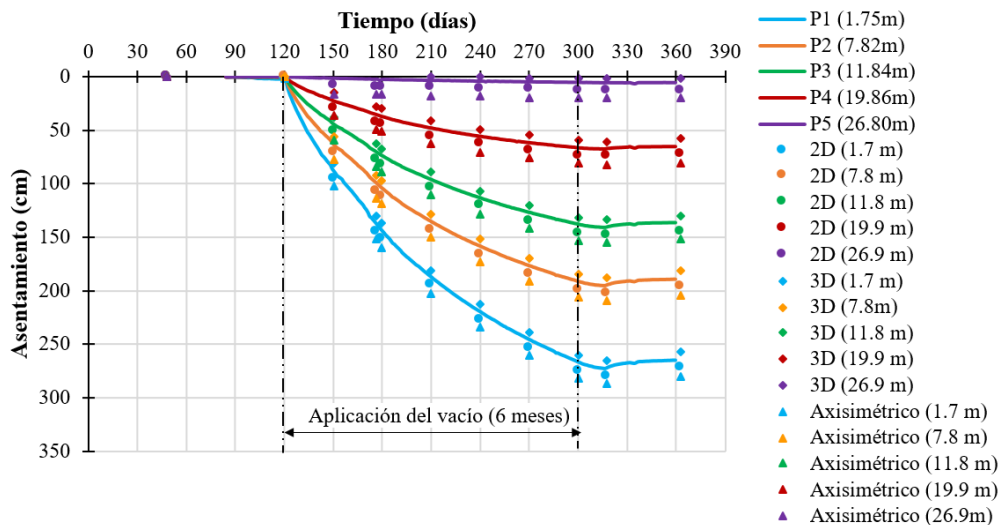


Figura 5.41 Desplazamientos al centro del terraplén con aplicación de vacío con membrana hermética.

En la Figura 5.42 se presentan los resultados del exceso de presión de poro a diferentes profundidades calculados mediante modelado numérico y los resultados de las lecturas en piezómetros ubicados al centro del terraplén EP-2. Es importante mencionar que las lecturas de los piezómetros se corrigieron por el asentamiento de la plataforma de prueba. Tanto en los resultados de los modelos (2D, 3D y axisimétrico) como en las lecturas de los piezómetros a 2, 8, 12, y 27 m se observa un comportamiento similar. Con respecto al piezómetro ubicado a 20 m de profundidad, se registra una disminución en la presión de poro de -48 kPa al finalizar el periodo de aplicación de vacío, sin embargo, este resultado es contradictorio a los obtenidos en los modelos numéricos 2D, franja 3D y axisimétrico que estiman una disminución en la presión de poro de -33.58 kPa, -35.08 kPa y -36.15 kPa, respectivamente.

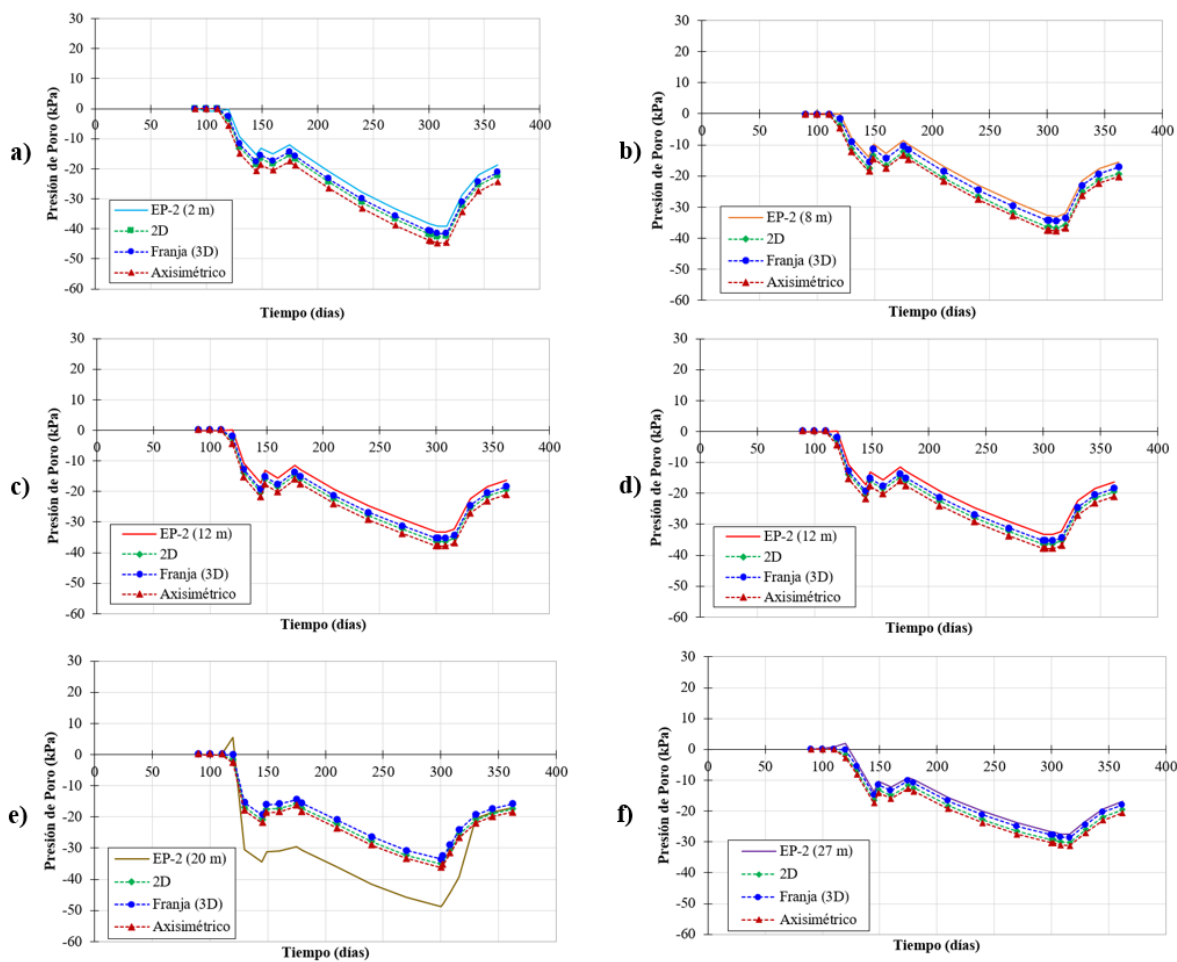
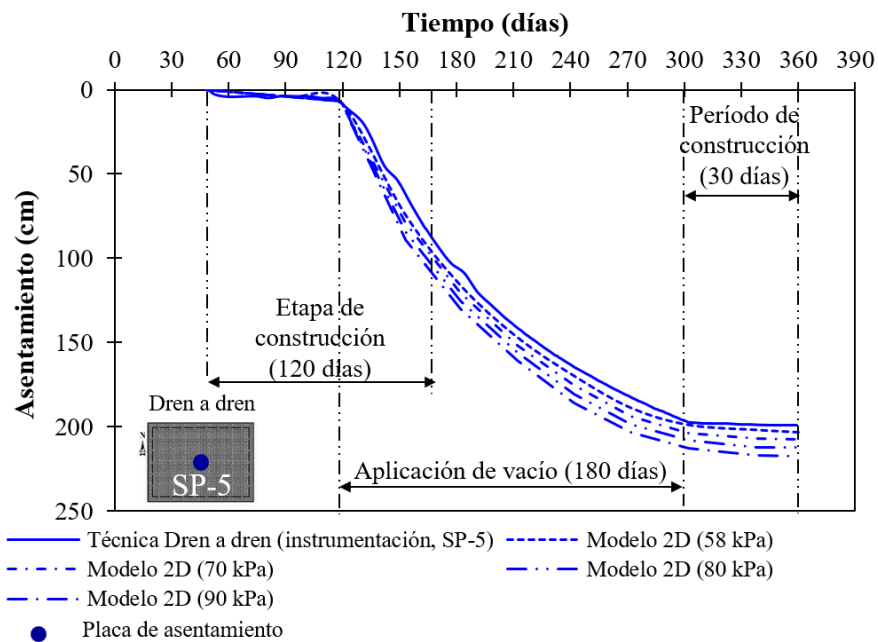


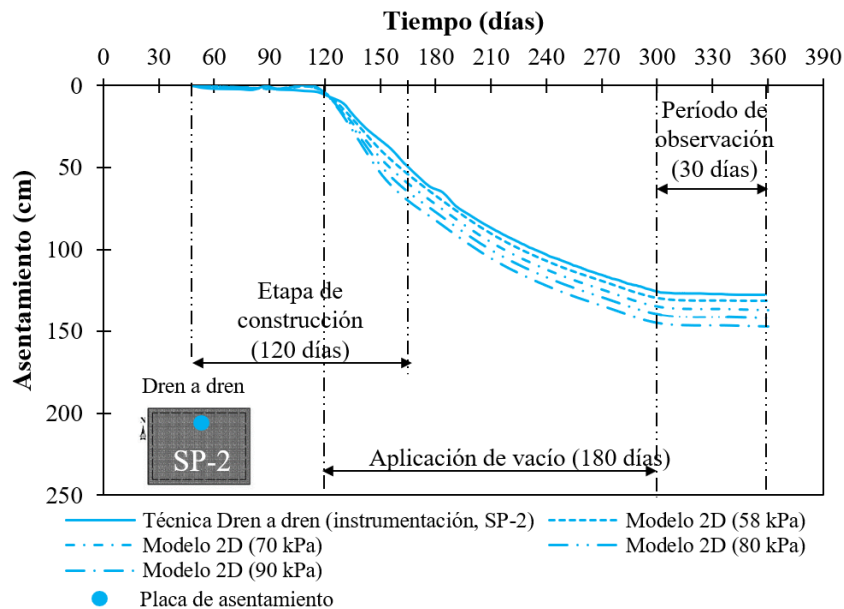
Figura 5.42 Variación de la presión de poro al centro del terraplén con aplicación de vacío con membrana hermética.

Adicionalmente, en las Figuras 5.43 y 5.44 se presentan análisis paramétricos con diferentes presiones de vacío para conocer el comportamiento de los terraplenes con aplicación de vacío con las técnicas dren a dren y membrana hermética si estuvieran construidos en lugares con diferentes condiciones atmosféricas (por ejemplo, en sitios a nivel del mar o con altitud variable). Las Figuras 5.43a y 5.44a corresponden a los asentamientos presentados en el centro y las Figuras 5.43b y 5.44b son los asentamientos presentados en las zonas laterales de los terraplenes. En las Figuras 5.43 y 5.44 se observa que una mayor aplicación de vacío en el suelo favorece el desarrollo de mayores asentamientos. Con una magnitud de presión de vacío de 90 kPa, es posible alcanzar casi por completo el asentamiento último por consolidación primaria (es decir, en condiciones que combinan un sitio a nivel del mar y materiales con propiedades mecánicas similares a las del suelo del antiguo lago de Texcoco). Por otro lado, se muestra que los asentamientos diferenciales ocurren independientemente de la magnitud del vacío aplicado a los sistemas de mejoramiento (como se puede observar en las Figuras 5.43b y 5.44b). Los asentamientos diferenciales en este tipo de sistemas de mejoramiento ocurren principalmente debido a que cada terraplén de precarga transmite mayores esfuerzos en la zona central. Para reducir este problema, se recomienda diseñar el sistema de aplicación de vacío de forma que el asentamiento obtenido sea lo más uniforme posible. En el caso del terraplén con técnica dren a dren, se puede aplicar más presión de vacío en las zonas laterales de distribución. Por otro lado, en el caso del terraplén con la técnica de membrana hermética, se debe considerar en el diseño un espaciamiento diferente entre drenes verticales en la zona central que en las zonas laterales.



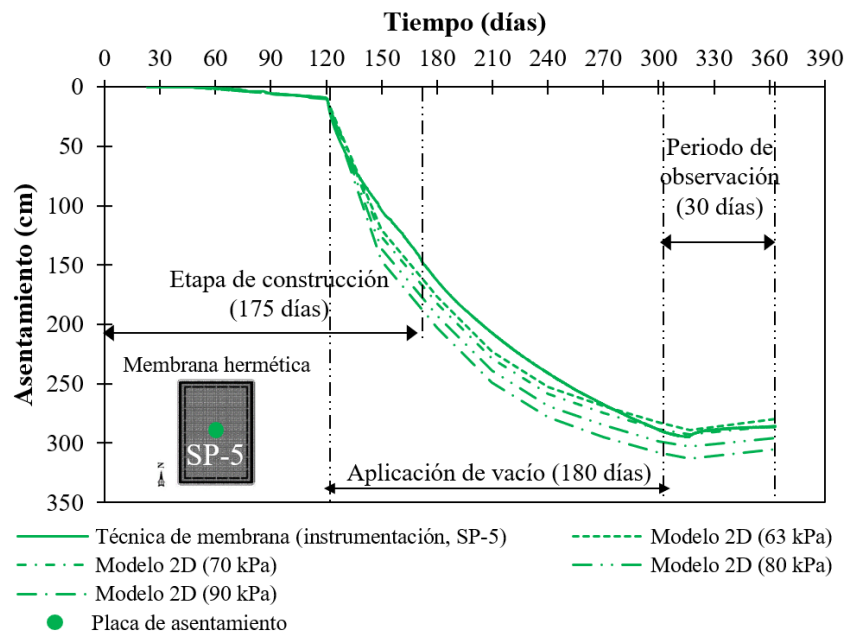
a)

Figura 5.43 Análisis paramétrico con diferentes presiones de vacío de los asentamientos al centro (a) y lateral (b) del terraplén con aplicación de vacío con la técnica dren a dren.



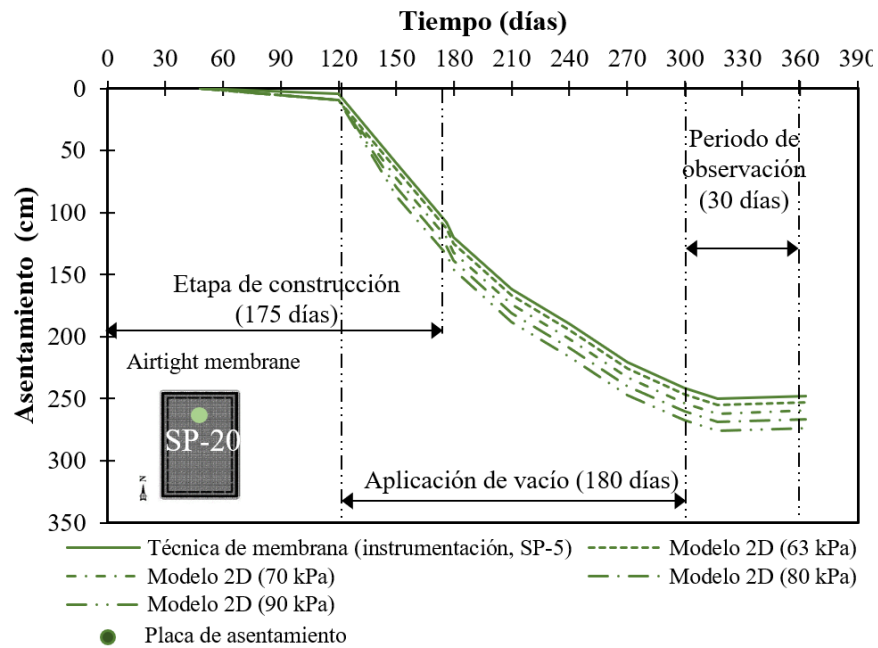
b)

Continuación Figura 5.44 Análisis paramétrico con diferentes presiones de vacío de los asentamientos al centro (a) y lateral (b) del terraplén con aplicación de vacío con la técnica dren a dren.



a)

Figura 5.45 Análisis paramétrico con diferentes presiones de vacío de los asentamientos al centro (a) y lateral (b) del terraplén con aplicación de vacío con membrana hermética.



b)

Continuación Figura 5.46 Análisis paramétrico con diferentes presiones de vacío de los asentamientos al centro (a) y lateral (b) del terraplén con aplicación de vacío con membrana hermética.

5.4 Evaluación del grado de consolidación en los terraplenes de prueba

El grado de consolidación (U) alcanzado después de aplicar una técnica de mejoramiento de suelos es un parámetro que permite establecer la efectividad de dicha técnica. En este caso el U en cada tramo de prueba, se estimó a partir del asentamiento desarrollado después de seis meses de aplicación de cada técnica ($s_{6 \text{ meses}}$) y con base a los resultados de los asentamientos últimos por consolidación primaria (s_{ult}) estimados con los métodos observacionales de Asaoka (1978), Tan et al. (1991) y Guo et al. (2018a y b). Los resultados del U se presentan en la Tabla 5.7.

Tabla 5.7 Evaluación del grado de consolidación en los terraplenes de prueba.

Tipo de método	Método	Parámetros	Precarga convencional		Precarga con vacío dren a dren	Precarga con vacío y membrana
			SD	PVD		
Clásico	Asaoka (1978)	Δt (días)	30	30	10	5
		β_0	0.3868	0.4763	24.057	0.9465
		β_1	0.8079	0.7661	0.8923	17.669
		R^2	0.9902	0.9870	0.9944	0.9994
		Sult (m)	2.014	2.036	2.233	3.303
		S_6 meses (m)	1.489	1.588	1.971	2.898
		U (%)	73.93	77.99	88.26	87.74
Modificado de Asaoka	Guo et al. (2018b)	α	0.3863	0.4777	24.884	19.091
		β	0.8120	0.7707	0.8945	0.9473
		R^2	0.9897	0.9869	0.9945	0.9994
		Sult (m)	2.015	2.029	2.244	3.306
		S_6 meses (m)	1.489	1.588	1.971	2.898
		U (%)	73.89	78.26	87.84	87.65
Hiperbólico	Tan (1991)	β_2	0.6954	0.6853	0.01	0.0031
		R^2	0.8749	0.8589	0.9607	0.9777
		Sult (m)	1.990	2.034	2.275	3.325
		S_6 meses (m)	1.489	1.588	1.971	2.898
		U (%)	74.82	78.07	86.66	87.15
Hiperbólico Modificado	Guo et al. (2018a)	λ	0.7534	0.7554	0.75	0.75
		α_1	0.3771	0.3752	0.0033	0.0023
		R^2	1.000	0.9982	0.9700	0.9868
		Sult (m)	1.998	2.013	2.272	3.261
		S_6 meses (m)	1.489	1.588	1.971	2.898
		U (%)	74.52	78.88	86.75	88.87

De acuerdo con la Tabla 5.7, el grado de consolidación desarrollado por la técnica de precarga convencional con drenes verticales de arena y prefabricados fue de 74 al 78%, mientras que las técnicas con aplicación de vacío dren a dren y membrana hermética desarrollaron un $U=87$ y 88%, respectivamente. Si bien, el U fue aproximadamente un 10% mayor en las técnicas con aplicación con vacío, es importante en la práctica profesional evaluar la conveniencia desde el punto de vista de los costos en la construcción y durante el periodo de aplicación de cada una de las técnicas.

5.4.1 Comparación del mejoramiento con técnicas de precarga y drenes verticales (con y sin vacío) respecto a un suelo sin mejoramiento

Para conocer el porcentaje de mejoramiento en el grado de consolidación del suelo que se logra con las técnicas de mejoramiento con drenes verticales (con y sin vacío) a continuación, se compara el grado de consolidación de un suelo no mejorado con los resultados obtenidos en el subcapítulo 4.3.

El terraplén sin mejoramiento tiene dimensiones en planta de 60×60 m con una altura máxima en su centro de 2.1 m. Está compuesto por tres capas: *a*) tezontle con un peso volumétrico $\gamma=12 \text{ kN/m}^3$ de 1.0 m de espesor, *b*) encima de éste se encuentra una capa de arena-limosa ($\gamma=17 \text{ kN/m}^3$) de 0.5 m de espesor, y *c*) una tercera capa de pavimento de 0.6 m de espesor en la superficie. Este terraplén transmite al suelo una presión de 37.4 kPa y fue monitoreado durante 1554 días (4 años 3 meses). La historia de los asentamientos desarrollados en el terraplén sin mejoramiento y en los terraplenes con sistemas de mejoramiento se presentan en la Figura 5.47.

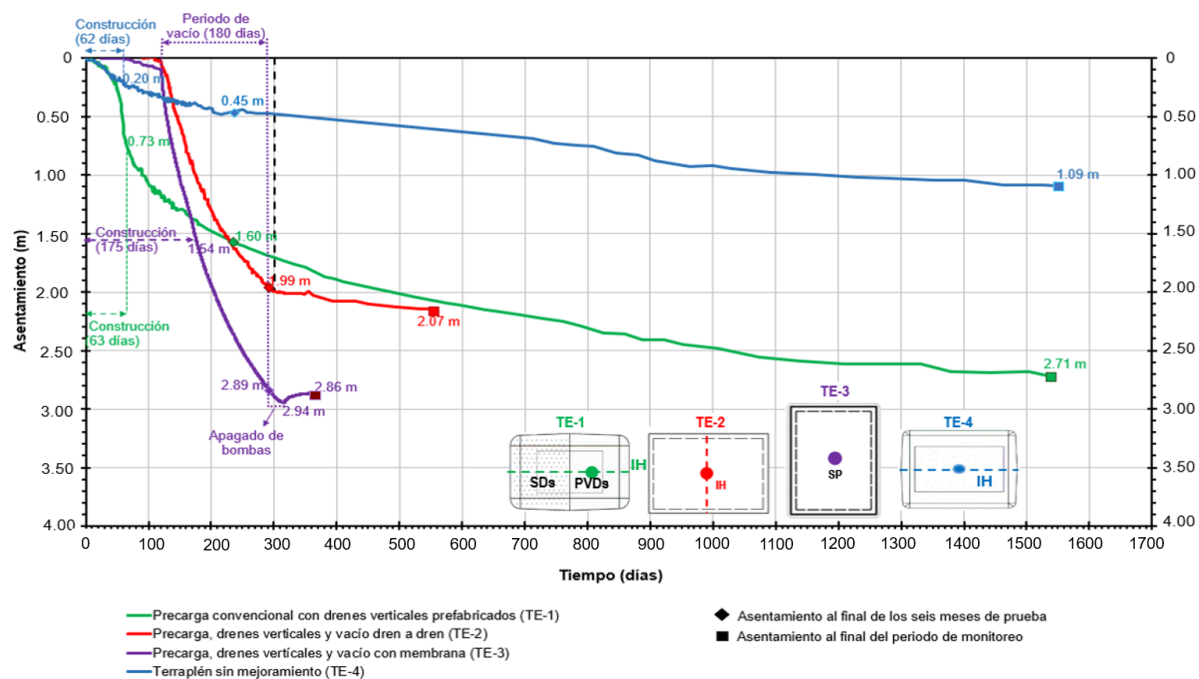


Figura 5.47 Historia de asentamientos en los terraplenes con mejoramiento y sin mejoramiento.

Durante los primeros seis meses el terraplén sin mejoramiento desarrolló un asentamiento de 0.45 m, mientras que a los 1555 días fue de 1.09 m. A través de modelado numérico, se estimó un asentamiento último por consolidación primaria de 1.62 m, por lo tanto, el grado de consolidación en seis meses fue $U=27.7\%$ y en 1554 días fue $U=67.2\%$. Comparando los resultados de la Tabla 5.7 con los del terraplén sin mejoramiento se observa que las técnicas de precarga con drenes verticales y las técnicas con aplicación con vacío incrementan un 50% y 60%, respectivamente el grado de consolidación en los suelos del ex lago de Texcoco.

5.5 Propiedades antes y después del mejoramiento de suelos con las técnicas de aplicación de vacío dren a dren y membrana hermética

Para evaluar la variación de las propiedades del suelo sometidas a mejora mediante las técnicas de precarga combinadas con PVD y dos sistemas de aplicación de vacío, a saber, drenaje a drenaje y membrana hermética, se realizaron estudios de exploración geotécnica (centrándose en la zona central de cada terraplén de prueba) antes de la construcción de los

terraplenes de prueba y después del período de observación de cada técnica (Figuras 5.43 y 5.44). Los sondeos de exploración después de la aplicación de vacío alcanzaron una profundidad de 30 m (donde se encontraba la capa dura, CD) debido a que los desplazamientos verticales ocurrieron principalmente en el FAS (arriba del CD).

Los perfiles de contenido de agua w (%) en las muestras de suelo se determinaron mediante las pruebas de penetración estándar (SPT), mientras que la resistencia de la punta q_c se determinó mediante las pruebas de penetración de piezocono (CPTu). La resistencia al esfuerzo cortante del suelo S_u se determinó mediante ensayos triaxiales no consolidados - no drenados (UU). La velocidad de la onda de corte (v_s) se determinó usando la prueba de registro de velocidad P-S en suspensión. El peso unitario del suelo γ y la relación de vacíos inicial e_0 se determinaron en muestras no inalteradas y a través de relaciones volumétricas, respectivamente mientras que:

γ fue calculado usando la siguiente ecuación (Terzaghi et al., 1996):

$$\gamma = \frac{W_m}{V_m} \quad (\text{ec. 5.4})$$

donde W_m es el peso total de la masa de suelo y V_m es el volumen de la muestra.

e_0 fue determinado como la relación entre el volumen de vacíos V_v y el volumen de sólidos V_s :

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} \quad (\text{ec. 5.5})$$

o para suelos saturados,

$$e_0 = W_m G_s \quad (\text{ec. 5.6})$$

donde W_m es el peso total de la masa de suelo y G_s es la densidad de sólidos.

Los valores de la permeabilidad fueron estimados a partir de las pruebas de disipación de presión de poro, las cuales fueron interpretadas de acuerdo con la teoría de Baligh y Levadoux (1986):

$$k = \frac{\gamma_w}{2.3 \sigma'} \cdot RR \cdot c_h \quad (\text{ec. 5.7})$$

donde σ' es el esfuerzo efectivo inicial, γ_w es el peso específico del agua, RR es la relación de recompresión que controla la disipación de presión de poro alrededor del piezocono, y c_h es el coeficiente de consolidación horizontal definido como:

$$c_h = \frac{R^2 T}{t_1} \quad (\text{ec. 5.8})$$

donde R es el radio del cono, T es el factor de tiempo y t es el tiempo de medición para alcanzar un grado específico de consolidación.

El mejoramiento del suelo en términos de resistencia al corte FAS (S_u) y permeabilidad (k) se evaluó utilizando las siguientes ecuaciones:

$$S_{u_{FAS}} = \frac{S_{u_{UCF1}} \cdot H_{UCF1} + S_{u_{UCF2}} \cdot H_{UCF2} + S_{u_{UCFi+1}} \cdot H_{UCFi+1}}{H_{UCF}} \quad (\text{ec. 5.9})$$

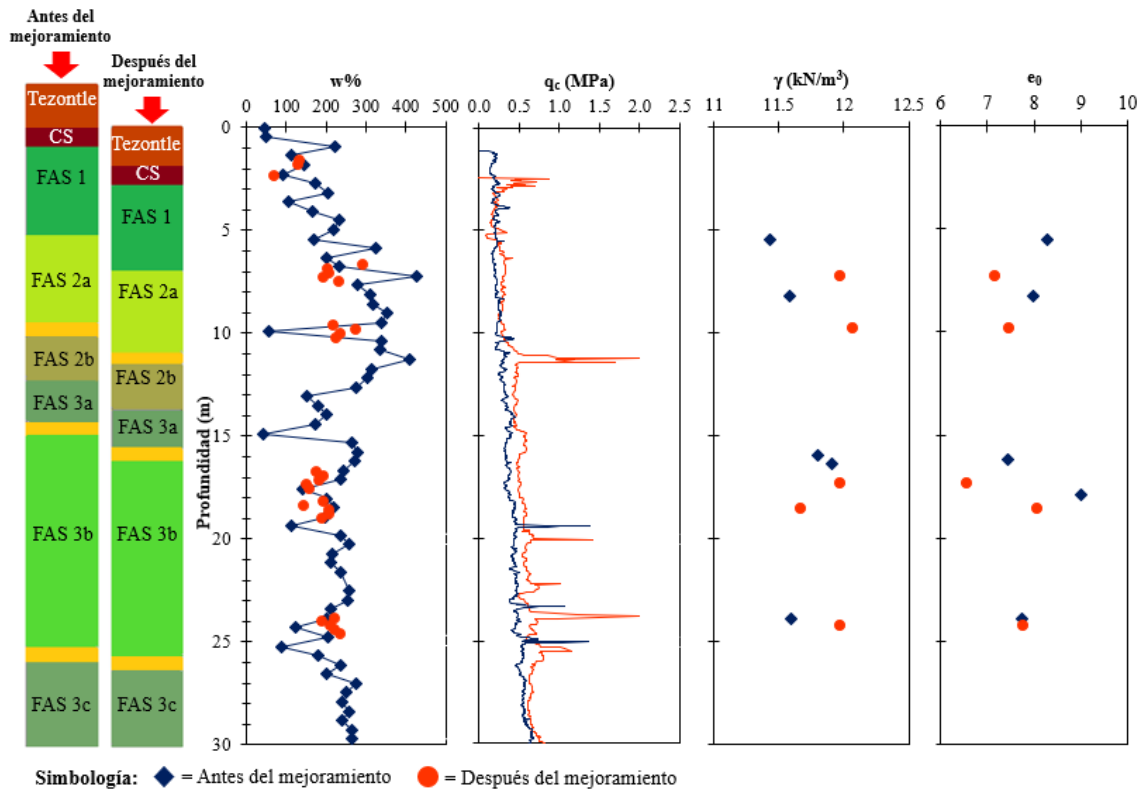
y

$$k_{FAS} = \frac{k_{UCF1} \cdot H_{UCF1} + k_{UCF2} \cdot H_{UCF2} + k_{UCFi+1} \cdot H_{UCFi+1}}{H_{UCF}} \quad (\text{ec. 5.10})$$

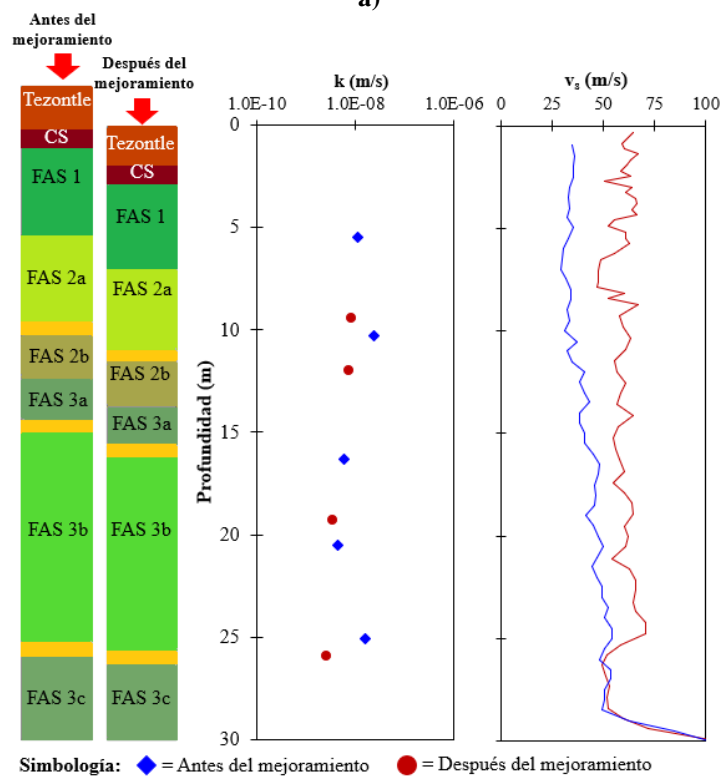
donde $H_{FAS\ i+1}$ es el espesor del estrato correspondiente y H_{FAS} es el espesor de la FAS antes o después del mejoramiento del suelo.

El terraplén de prueba al que se aplicó la técnica de vacío dren a dren mostró un asentamiento total del subsuelo de 1.88 m al final de la aplicación de vacío (seis meses). Los mayores desplazamientos verticales alcanzaron los 25 m de profundidad (FAS 1 a FAS 3b). En la Figura 5.46, se muestra que esta técnica redujo el contenido de agua en un 15%, principalmente en los estratos FAS 1 y FAS2a. Además, la resistencia de la punta aumentó en 0.16 MPa de FAS2b a FAS3c. La mayor variación en las propiedades del suelo ocurrió de 2.8 a 10.8 m de profundidad (FAS 1 y FAS2a) (donde se registró el mayor contenido de agua). En estos estratos, el peso unitario aumentó de 11.6 a 12.1 kN/m³, la relación de vacíos disminuyó de 8.3 a 7.2 y el esfuerzo de preconsolidación aumentó en 37 kPa. La permeabilidad del suelo disminuyó, en promedio, de 8.0×10^{-9} a 5.6×10^{-9} m/s. La velocidad de la onda de corte (v_s) mostró un aumento promedio del 38.99%. Los cambios en las propiedades de los estratos se reflejaron en el grado de consolidación alcanzado.

Los asentamientos totales dos meses después de apagar el vacío en el terraplén de prueba con una membrana hermética fue de 2.90 m. En la Figura 5.47, se observa que los estratos con mayores desplazamientos verticales debido al mejoramiento fueron FAS 1 a FAS 3b ubicados hasta 23 m de profundidad. Usando esta técnica, el contenido de agua del UCF disminuyó hasta en un 50% y la resistencia de punta aumentó en 0.2 MPa. UCF 2b fue el estrato con mayor incremento de peso específico, que osciló entre 11.5 y 12.6 kN /m³. FAS 2b mostró una disminución en la relación de vacíos de 9.72 a 5.23, mientras que el esfuerzo de preconsolidación aumentó en 29 kPa. La permeabilidad de la FAS disminuyó en promedio de 1×10^{-8} a 5.8×10^{-9} m/s, y la resistencia al corte (S_u) aumentó de 20.0 a 27.2 kPa. La velocidad de la onda de corte (v_s) mostró un aumento promedio del 32.24%.

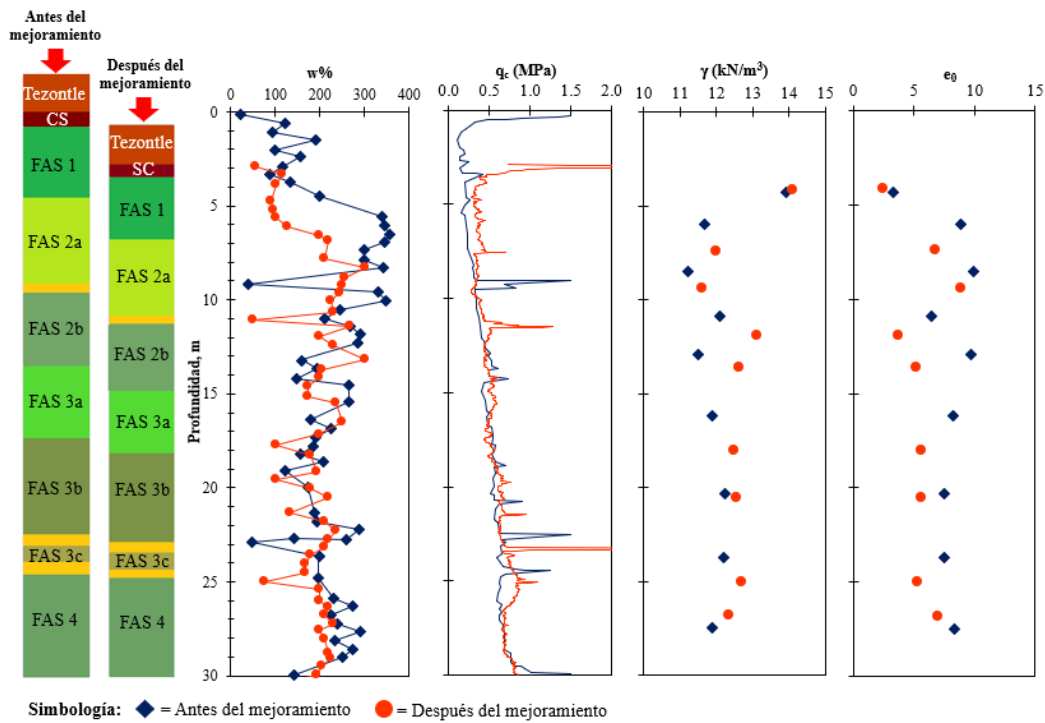


a)

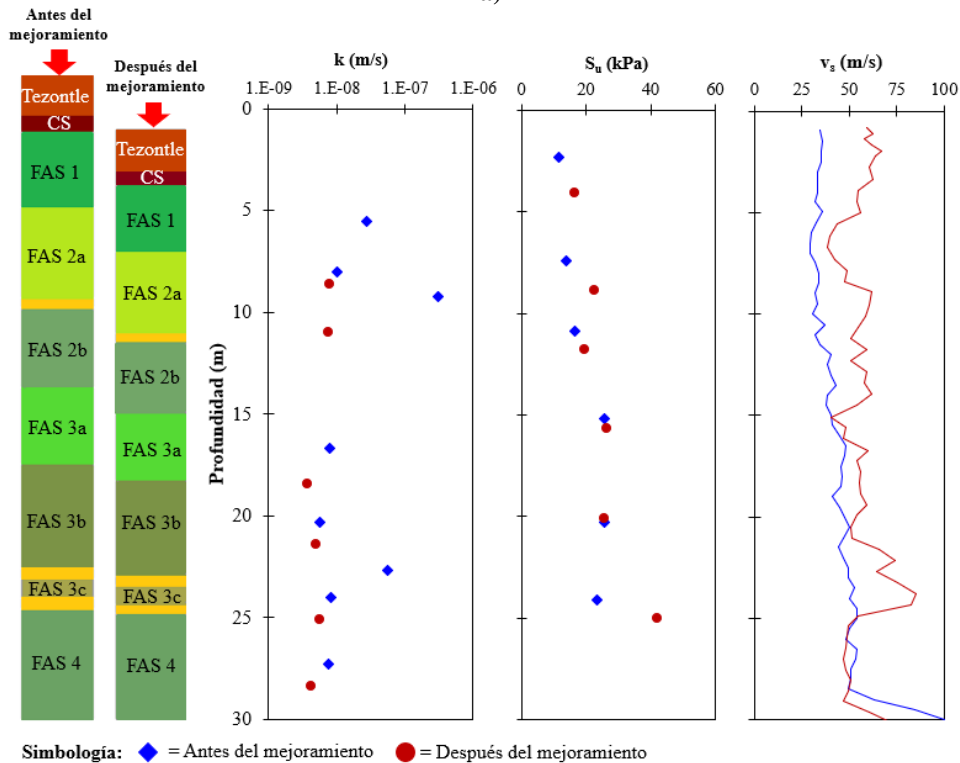


b)

Figura 5.48 Propiedades antes y después de la aplicación de la técnica de precarga con drenes verticales y aplicación de vacío dren a dren.



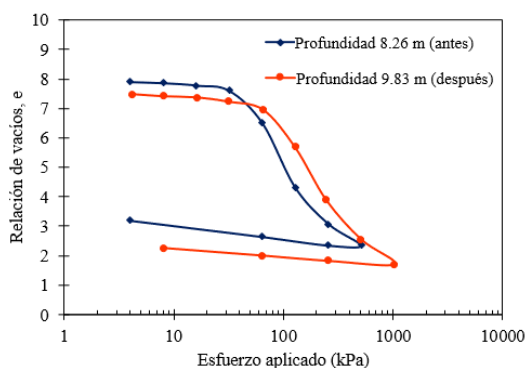
a)



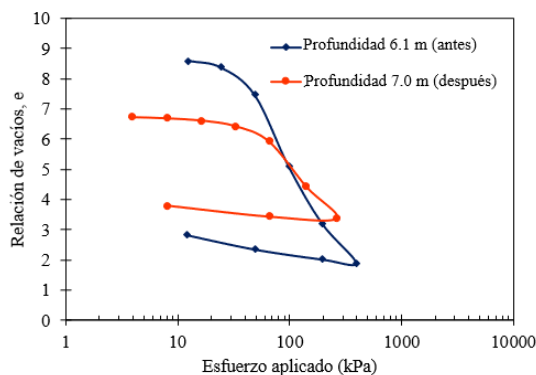
b)

Figura 5.49 Propiedades antes y después de la aplicación de la técnica de precarga con drenes verticales y aplicación de vacío mediante membrana hermética.

En general, en las curvas de compresibilidad antes y después de la aplicación de vacío con las técnicas dren a dren y membrana hermética (Figura 5.48a y b), se observa que es necesario una mayor aplicación de esfuerzo en la sección con técnica dren a dren ($\sigma_{\text{antes}} = 40$ kPa y $\sigma_{\text{después}} = 70$ kPa) para desarrollar mayores asentamientos en comparación con el terraplén de prueba con la técnica de membrana hermética ($\sigma_{\text{antes}} = 34$ kPa y $\sigma_{\text{después}} = 45$ kPa). Por otro lado, las velocidades de onda de corte medidas en dichos terraplenes utilizando la prueba de sonda suspendida tienen un aumento máximo de la v_s cerca de la superficie del suelo y su efecto disminuye con la profundidad. El aumento de la rigidez del suelo es un resultado favorable en el diseño de los pavimentos de las pistas del aeropuerto porque el espesor del pavimento tiende a disminuir cuando aumenta la rigidez.



a) Terraplén con aplicación de vacío dren a dren.



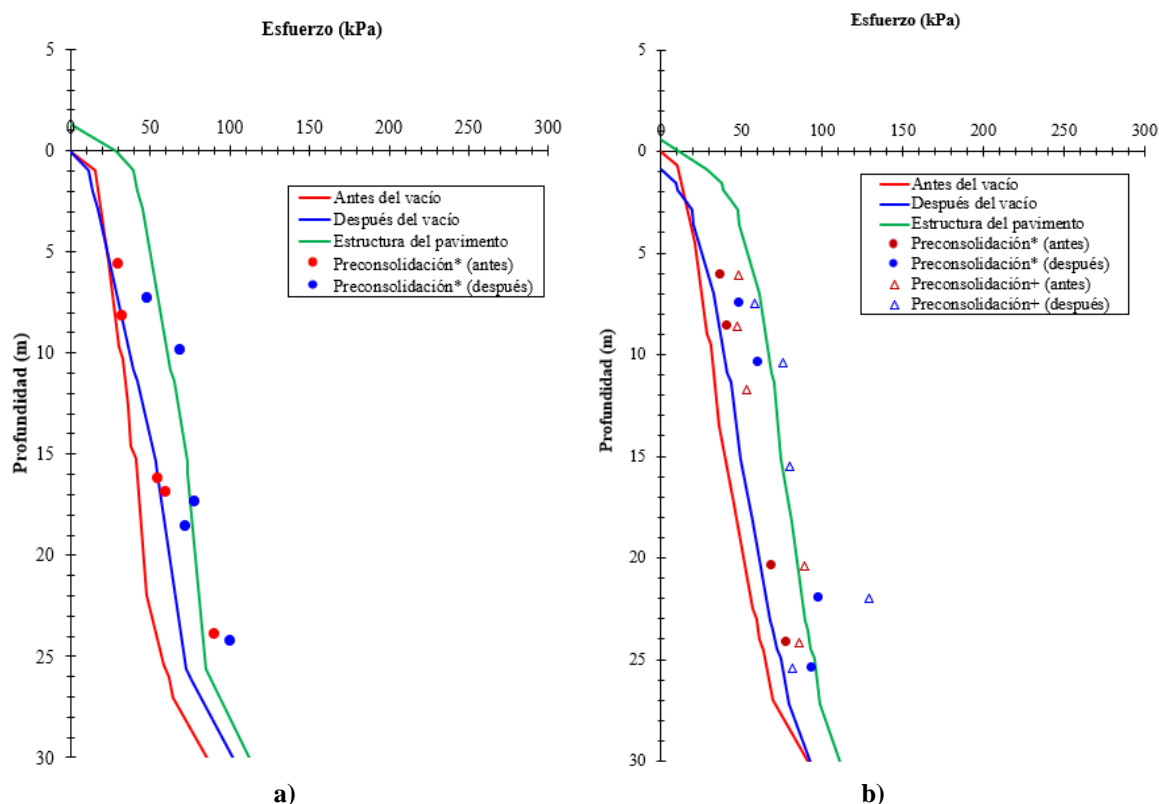
b) Terraplén con aplicación de vacío con membrana.

Figura 5.50 Curvas de compresibilidad antes y después del mejoramiento de suelos con la aplicación del vacío en los terraplenes de a) dren a dren y b) membrana hermética.

La diferencia del vacío aplicado en el terraplén de prueba con sistema drenaje a drenaje y el terraplén de prueba con sistema de membrana hermética fue de -5 kPa y la diferencia de asentamientos con respecto a los asentamientos fue de 1,0 m. Por tanto, se recomienda evaluar la eficiencia de un sistema de mejoramiento con respecto al grado de consolidación o al asentamiento desarrollado. El grado de consolidación estimado utilizando los diferentes

métodos de observación en el centro de ambos terraplenes de prueba osciló entre el 86% y el 88%. En este caso, se producen grados de consolidación similares debido a las diferentes propiedades de compresibilidad en el suelo blando de cada tramo sometido a mejora, además de observar que se necesita una mayor aplicación de esfuerzos en el tramo con técnica dren a dren para desarrollar mayores asentamientos en comparación con el terraplén de prueba con técnica de membrana hermética.

De acuerdo con la información de las propiedades obtenidas antes y después del mejoramiento del suelo, se desarrollaron dos perfiles de esfuerzos efectivos correspondientes a las áreas de aplicación de vacío con las técnicas de vacío dren a dren y membrana hermética, respectivamente. En las Figuras 5.49a y b se muestran los esfuerzos efectivos considerando el efecto del pavimento de las pistas del aeropuerto equivalente a 28.25 kPa.



* Resultados obtenidos con pruebas de laboratorio.

+ Resultados obtenidos con la fórmula de Zeevaert (1973) y pruebas triaxiales.

Figura 5.51 Estado de esfuerzos antes y después del mejoramiento de suelos en la zona centro de los terraplenes con las técnicas a) dren a dren y b) membrana hermética.

El esfuerzo de preconsolidación en el centro del terraplén de precarga, drenes verticales y aplicación de vacío con membrana hermética fue interpretado de dos maneras, la primera con base a las curvas de compresibilidad obtenidas de pruebas de consolidación y la segunda, a partir de pruebas de triaxiales no consolidadas-no drenadas (UU) e interpretadas con la expresión propuesta por Zeevaert (1973):

$$\sigma'_p = \frac{1 - \nu}{1 - 2\nu} (2c_u) \quad (\text{ec. 5.11})$$

siendo:

ν = relación de Poisson

c_u = Resistencia no drenada de la arcilla

En la Figura 5.49a, se observa que, en el área de aplicación de vacío con técnica de vacío dren a dren, el σ_p fue ligeramente mayor (excepto para la profundidad de 8 m) que el esfuerzo efectivo considerando el pavimento de las pistas del aeropuerto. En el caso del terraplén con aplicación de vacío con técnica de membrana hermética (Figura 5.49b), el σ_p obtenido con pruebas de consolidación posterior al mejoramiento fue menor que el esfuerzo efectivo considerando el pavimento de las pistas del aeropuerto, sin embargo, los σ_p estimados a partir de pruebas triaxiales tipo UU fueron considerablemente mayores en magnitud en comparación con las estimadas con pruebas de consolidación y por tanto, reflejan un σ_p mayor que el esfuerzo efectivo considerando el pavimento de las pistas del aeropuerto entre 10 a 23 m de profundidad.

Los resultados obtenidos reflejan la importancia de verificar que el estado de esfuerzos del suelo mejorado. Se recomienda que cualquier técnica de mejoramiento de suelos al vacío (técnicas dren a dren o con membrana hermética) que se utilice, como en este caso, en la construcción de las nuevas estructuras aeroportuarias, sea diseñada considerando que los esfuerzos de preconsolidación obtenidos después las aplicaciones del vacío son mayores (con un margen de seguridad) que los esfuerzos transmitidos una vez construida la estructura final. En este diseño se deben involucrar aspectos relacionados con el tiempo de aplicación del vacío, el tipo, longitud y separación de los drenes verticales prefabricados sintéticos, el esfuerzo transmitido por el material de precarga al suelo, así como sus propiedades físicas y mecánicas.

5.6 Implementación de un modelo elastoviscoplastico en el estudio de medios con drenes verticales

Dentro del estudio de un medio sometido a mejoramiento con un sistema de precarga y drenes verticales los principales retos al evaluar son:

- Conocimiento de las propiedades hidráulicas del suelo.
- Generación de la malla de elementos finitos con estratigrafía compleja.
- Conocimiento de las propiedades de los drenes verticales.
- La mayoría de los programas comerciales tienen predefinidas las propiedades del comportamiento de los drenes verticales.

En los subcapítulos 5.1.5, 5.2.5 y 5.3.5 se presentan los resultados de las calibraciones empleando modelos axisimétrico, bidimensional y tridimensional que permitieron conocer las propiedades que describen el comportamiento de los sistemas de precarga analizados. A continuación, se plantea el uso de un modelo unidimensional para el análisis de sistemas de

precarga y drenes verticales, empleando la teoría de Yin y Graham (1996) y la metodología planteada por Ossa (2004). Las ecuaciones que describen el modelo son las siguientes:

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{1}{m_v} g(u, \varepsilon_v) \quad (\text{ec. 5.12})$$

$$\frac{\partial \varepsilon_z}{\partial t} = -m_v \frac{\partial u}{\partial t} + g(u, \varepsilon_v) \quad (\text{ec. 5.13})$$

$$g(u, \varepsilon_v) = \frac{\Psi/V_0}{t_0} \exp \left[-(\varepsilon_z - \varepsilon_{z0}^{vp} \frac{V_0}{\Psi}) \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z0}} \right)^{\lambda/\psi} \right] \quad (\text{ec. 5.14})$$

Donde:

C_v = Coeficiente de consolidación que se calcula con la siguiente expresión:

$$C_v = k/m_v \gamma_w \quad (\text{ec. 5.15})$$

k = Permeabilidad del suelo

m_v = Coeficiente de compresibilidad volumétrica del suelo

$$m_v = \frac{\partial \varepsilon_z}{\partial \sigma'_z} = (\kappa/V_0)/(\sigma'_z) \quad (\text{ec. 5.16})$$

Los términos $\Psi/V_0 = C_\alpha/2.3$ se refieren a la pendiente de la línea de compresión diferida.

$$\Psi/V_0 = C_\alpha/2.3 \quad (\text{ec. 5.17})$$

Las ecuaciones 5.12 y 5.13 forman un sistema de ecuaciones diferenciales no lineal que puede ser resuelto utilizando el método implícito de Crank-Nicholson. De acuerdo con Ossa (2014) la presión de poro y deformación que experimenta el suelo pueden ser analizados por medio del método de las diferencias finitas (Figura 5.50) de la siguiente manera:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{[(u_{i+1,j+1} - 2u_{i,j+1} + u_{i-1,j+1}) + (u_{i+1,j} - 2u_{i,j} + u_{i-1,j+1})]}{2(\Delta z)^2} \quad (\text{ec. 5.18})$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{(u_{i,j+1} - u_{i,j})}{\Delta t} \quad (\text{ec. 5.19})$$

$$\frac{\partial \varepsilon_z}{\partial t} = \frac{(\varepsilon_{z,i,j+1} - \varepsilon_{z,i,j})}{\Delta t} \quad (\text{ec. 5.20})$$

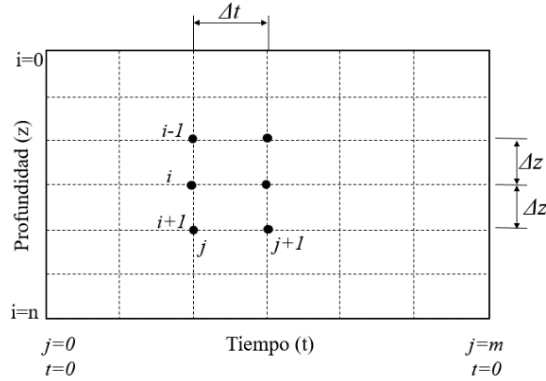


Figura 5.52 Esquema de diferencias finitas.

Considerando el valor de la permeabilidad en cada de los nodos de cada sub-estrato ubicado en la parte superior del nodo. La expresión 5.12 puede escribirse de la siguiente forma:

$$(c_{ve})_{i,j} \frac{1}{2(\Delta_z)^2} [(u_{i+1,j+1} - 2u_{i,j+1} + u_{i-1,j+1}) + (u_{i+1,j} - 2u_{i,j} + u_{i-1,j+1})] = \frac{1}{\Delta t} (u_{i,j+1} - u_{i,j}) - \frac{1}{m_{ve}} g(u, \varepsilon_z) \quad (\text{ec. 5.21})$$

Definiendo $r = \frac{c_{ve} * \Delta t}{\Delta_z^2}$, donde $\Delta_z = z_{i+1} - z_i$, $\Delta_t = t_{i+1} - t_i$, la ecuación 5.12 puede describirse de la siguiente forma:

$$-\frac{r}{2} u_{i-1,j+1} + (1+r)u_{i,j+1} - \frac{r}{2} u_{i+1,j+1} = \frac{r}{2} u_{i-1,j} + (1-r) u_{i,j} + \frac{r}{2} u_{i+1,j} + \Delta t \left[\frac{1}{m_{ve}} g(u, \varepsilon_z) \right]_{i,j} \quad (\text{ec. 5.22})$$

La ecuación 5.13 se puede expresar de la siguiente manera:

$$(\varepsilon_z)_{i,j+1} = (\varepsilon_z)_{i,j} - (m_{ve})_{ij} (u_{i,j+1} - u_{i,j}) + \Delta t [g(u, \varepsilon_z)]_{i,j} \quad (\text{ec. 5.23})$$

Los asentamientos que experimenta el estrato de suelo pueden estimarse integrando las deformaciones en cada intervalo de tiempo de la siguiente manera:

$$S_j = \int_{z=0}^{z=2H} \varepsilon_z(j, z) dz = \left(0.5(\varepsilon_z)_{0,j} + \sum_{i=1}^{i=n-1} (\varepsilon_z)_{i,j} + 0.5(\varepsilon_z)_{n,j} \right) \quad (\text{ec. 5.24})$$

donde, 2H es el espesor del estrato, $i=1, 2, 3, \dots, n-1$, representa la variación en la profundidad y $j=0, 1, 2, 3, \dots, m-1$, representa la variación en el tiempo.

En el caso de suelos estratificados es necesario conocer la permeabilidad en la interfaz de los sub-estratos. En la Figura 5.51, se muestra que para garantizar la continuidad del flujo en el punto X situado en la interfaz de dos estratos p y q con diferentes valores de permeabilidad, se debe cumplir la siguiente condición (Nash y Ryde, 2001).

$$V = \frac{k_p \Delta h_p}{L_p} = \frac{k_q \Delta h_q}{L_q} = k'_x \frac{\Delta h_p + \Delta h_q}{L_p + L_q} \quad (\text{ec. 5.25})$$

donde V es la velocidad del flujo, Δh es la carga de presión en cada uno de los puntos esquematizado y L la separación entre el nodo y la interfaz.

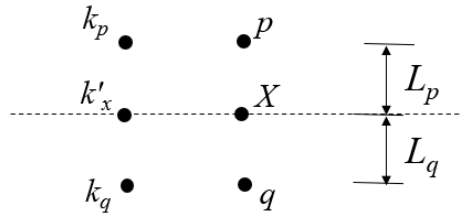


Figura 5.53 Análisis en sub-estratos con diferente permeabilidad.

Si L_p es igual a L_q el valor de k'_x es el siguiente:

$$k'_x = \frac{2k_p k_q}{k_p + k_q} \quad (\text{ec. 5.26})$$

Si el estrato p es impermeable es decir $k_p = \infty$, el valor de k_x .

$$k'_x = 2k_p \quad (\text{ec. 5.27})$$

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, la ecuación de continuidad para el proceso de consolidación es:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k_z}{\gamma_w} \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right) \right] - \frac{1}{m_{ve}} g(u, \varepsilon_z) \quad (\text{ec. 5.28})$$

De acuerdo con la Figura 5.52, la parte izquierda de la ecuación 5.28, se puede expresar de la siguiente forma:

$$\frac{1}{\gamma_w} \left[\frac{k'_t \left(\frac{u^*_{i-1} - u^*_i}{\Delta z} \right) + k'_b \left(\frac{u^*_{i+1} - u^*_i}{\Delta z} \right)}{\Delta z} \right] \quad (\text{ec. 5.29})$$

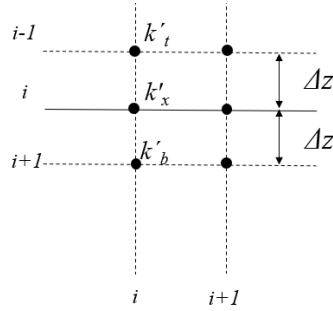


Figura 5.54 Análisis en sub-estratos con diferente permeabilidad con el método de diferencias finitas.

$$u^*_{i-1} = \frac{u_{i-1,j+1} + u_{i-1,j}}{2} \quad (\text{ec. 5.30a})$$

$$u^*_i = \frac{u_{i,j+1} + u_{i,j}}{2} \quad (\text{ec. 5.30b})$$

$$u^*_{i+1} = \frac{u_{i+1,j+1} + u_{i+1,j}}{2} \quad (\text{ec. 5.30c})$$

$$r_1 = \frac{k'_t * \Delta t}{m_{ve}(i) * \gamma_w(i) * \Delta t^2} \quad (\text{ec. 5.30d})$$

$$r_2 = \frac{(k'_t + k'_b) * \Delta t}{m_{ve}(i) * \gamma_w(i) * \Delta t^2} \quad (\text{ec. 5.30e})$$

$$r_3 = \frac{k'_b * \Delta t}{m_{ve}(i) * \gamma_w(i) * \Delta t^2} \quad (\text{ec. 5.30f})$$

donde:

$$k'_t = \frac{2k_i k_{i-1}}{k_i + k_{i+1}} \quad (\text{ec. 5.30g})$$

$$k'_b = \frac{2k_i k_{i+1}}{k_i + k_{i+1}} \quad (\text{ec. 5.30h})$$

Para $i=1, 2, 3, \dots, n-1$.

En términos de diferencias finitas la ecuación 5.29 se puede expresar de la siguiente forma:

$$\begin{aligned}
& -\frac{r_1(i)}{2} u_{i-1,j+1} + (1+r_2(i))u_{i,j+1} - \frac{r_3(i)}{2} u_{i+1,j+1} \\
& = \frac{r_1(i)}{2} u_{i-1,j} + (1+r_2(i))u_{i,j} + \frac{r_3(i)}{2} u_{i+1,j+1} \\
& + \Delta t \left(\frac{1}{m_{ve}} g(u, \varepsilon_v) \right)_{i,j}
\end{aligned} \tag{ec. 5.31}$$

En este modelo se considera que la permeabilidad de los estratos compresibles se reduce conforme ocurren las deformaciones en la masa arcillosa mediante la siguiente ecuación:

$$\ln k = \ln k_0 - \left(\frac{e_0 - e}{C_k} \right) \tag{ec. 5.32}$$

donde C_k es el índice de permeabilidad, e_0 es la relación de vacío inicial, e relación de vacíos a un esfuerzo dado y k_0 es la permeabilidad asociada a e_0 .

Para tomar en cuenta el efecto de los drenes, se incluyó dentro del modelo elastoviscoplastico de Yin y Graham (1996) la determinación de la permeabilidad equivalente propuesta por Chai et al. (2001) mediante la expresión 3.56 incluida en el Capítulo 3 del presente trabajo:

$$k_{ve} = \left(1 + \frac{2.5l^2 k_h}{\mu d_e^2 k_v} \right) k_v \tag{ec. 3.56}$$

donde: l = longitud de drenaje; d_e = diámetro de influencia del dren; k_h = permeabilidad horizontal del suelo; k_v = permeabilidad vertical del suelo; y μ_d = parámetro de conversión al estado plano de deformación definido como:

$$\mu_d = \ln \frac{n}{s_d} + \frac{k_h}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} + \pi \frac{2l^2 k_h}{3q_w} \tag{ec. 3.57}$$

donde: $n = d_e/d_w$; $s_d = d_s/d_w$; k_s = permeabilidad en la zona remodelada; y q_w = capacidad de descarga del dren prefabricado.

La permeabilidad k_{ve} se calculó para cada estrato compresible dentro del modelo EVP-D (modelo Yin y Graham, 1996 y Chai et al., 2001).

Las ecuaciones anteriores se programaron con ayuda de MATLAB en donde se analizó el caso de estudio del terraplén con precarga y drenes verticales de arena y prefabricados. Las propiedades del modelo geotécnico se presentan en la Tabla 5.8.

En el análisis de este sistema se consideró un $t_0 = 1$ día, $\Delta t = 36$ días, $V_0 = 1 + e_0$, el esfuerzo σ'_{z0} se determinó como la intersección de la línea de referencia con el eje $\ln(\sigma'_z)$ cuando $\varepsilon_{z0} = 0$ de cada curva de compresibilidad representativa en cada estrato.

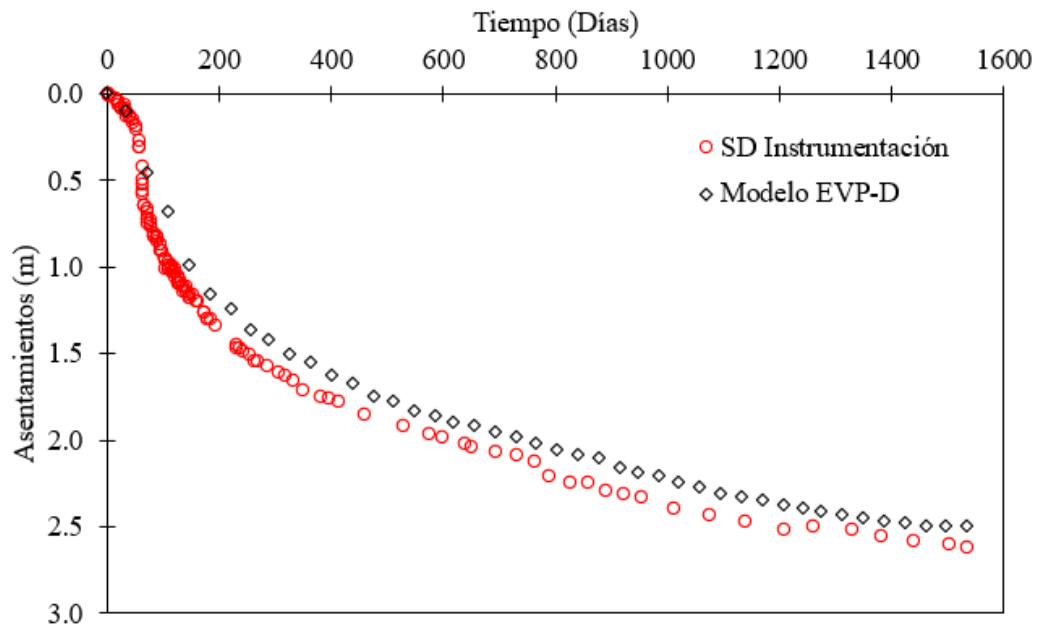
En la Figura 5.53 se presentan los resultados de los asentamientos obtenidos con el modelo EVP-D. El asentamiento presentado en la zona con drenes verticales de arena fue de 2.53 m mientras que en la zona con drenes verticales fue de 2.61 m. La diferencia entre lo medido con la instrumentación y lo calculado mediante el modelo EVP-D fue del 3%. Autores como Bergado et al. (1993) y Hird et al. (1991) mencionan que las técnicas para estimar el asentamiento de un medio con drenes verticales pueden tener una diferencia de hasta 10% respecto a lo medido en campo para ser consideradas como aceptables.

Tabla 5.8 Modelo geotécnico de las propiedades del suelo para el modelo EVP-D.

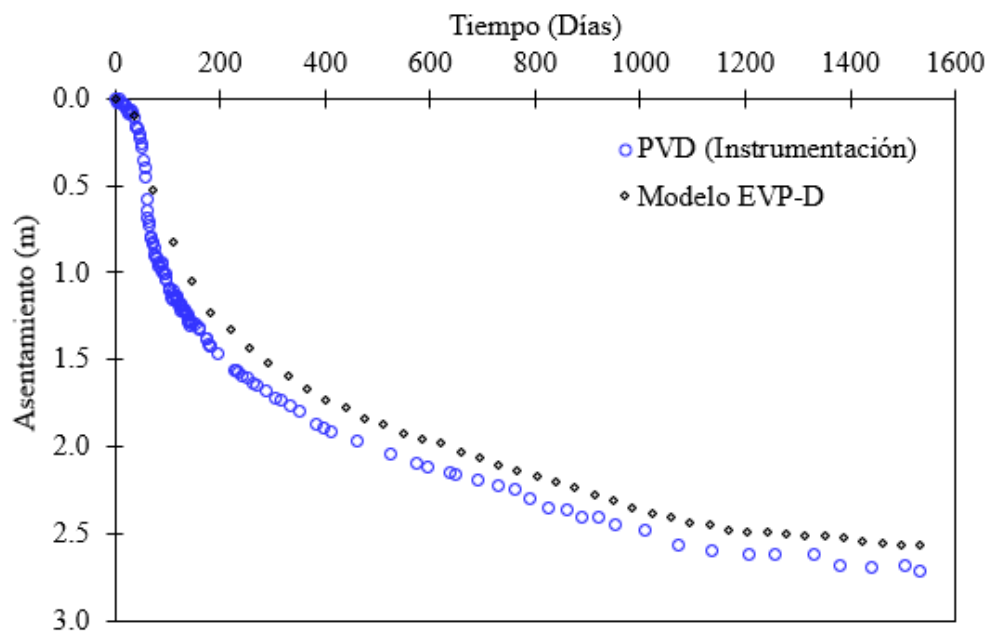
Estrato	Profundidad, m		γ kN/m ³	e_0	k_v m/día	k_h m/día	κ	λ	ψ	σ'_p (kN/m ²)	σ'_{z0} (kN/m ²)	Ck/ e_0
	de	a										
CS	0.0	0.8	14.5	-----	8.60× ⁻⁰¹	8.60× ⁻⁰¹	-----	-----	-----	-----	-----	-----
FAS 1	0.8	9.3	11.7	6.87	1.87× ⁻⁰⁴	5.60× ⁻⁰⁴	0.199	1.22	0.040	29.40	12.00	0.054
Lente 1	9.3	9.8	14.5	-----	1.00× ⁻⁰³	1.00× ⁻⁰³	-----	-----	-----	-----	-----	-----
FAS 2a	9.8	19.0	12.0	7.41	1.17× ⁻⁰⁴	3.50× ⁻⁰⁴	0.187	2.137	0.040	61.00	37.00	0.054
FAS 2b	19.0	23.2	12.4	7.91	1.17× ⁻⁰⁴	3.50× ⁻⁰⁴	0.069	2.302	0.052	79.4	40.00	0.054
Lente 2	23.2	23.7	14.5	-----	1.00× ⁻⁰³	1.00× ⁻⁰³	-----	-----	-----	-----	-----	-----
FAS 3	23.7	25.2	12.5	6.90	6.67× ⁻⁰⁵	2.00× ⁻⁰⁴	0.065	1.477	0.052	102.6	69.00	0.054
Lente 3	25.2	25.7	14.5	-----	1.00× ⁻⁰³	1.00× ⁻⁰³	-----	-----	-----	-----	-----	-----
FAS 4	25.7	30.5	12	8.43	6.67× ⁻⁰⁵	2.00× ⁻⁰⁴	0.069	3.600	0.052	104.90	125.00	0.054
CD	30.5	32.0	18	-----	1.10× ⁻⁰³	1.10× ⁻⁰³	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Nota: CS = Costra Superficial, FAS = Formación Arcillosa Superior, CD = Capa Dura, γ = Peso volumétrico, e_0 = Relación de vacíos inicial, κ = pendiente de la línea de recompresión, λ = pendiente de la línea de compresión, ψ = Pendiente de la línea de compresión diferida, σ'_p = Esfuerzo de preconsolidación, σ'_{z0} = Esfuerzo correspondiente a ε_{z0} , C_k = Índice de permeabilidad, k_v = Permeabilidad vertical, k_h = Permeabilidad horizontal.

Por otra parte, con la ayuda de los modelos constitutivos Soft Soil Creep, MODIING y el programa EVP-D se estimaron los asentamientos a 68 años (24934 días) largo plazo (Figuras 5.54 a 5.56).



a) Tramo con drenes verticales de arena



b) Tramo con drenes verticales prefabricados sintéticos

Figura 5.55 Resultados de asentamientos con el modelo EVP-D.

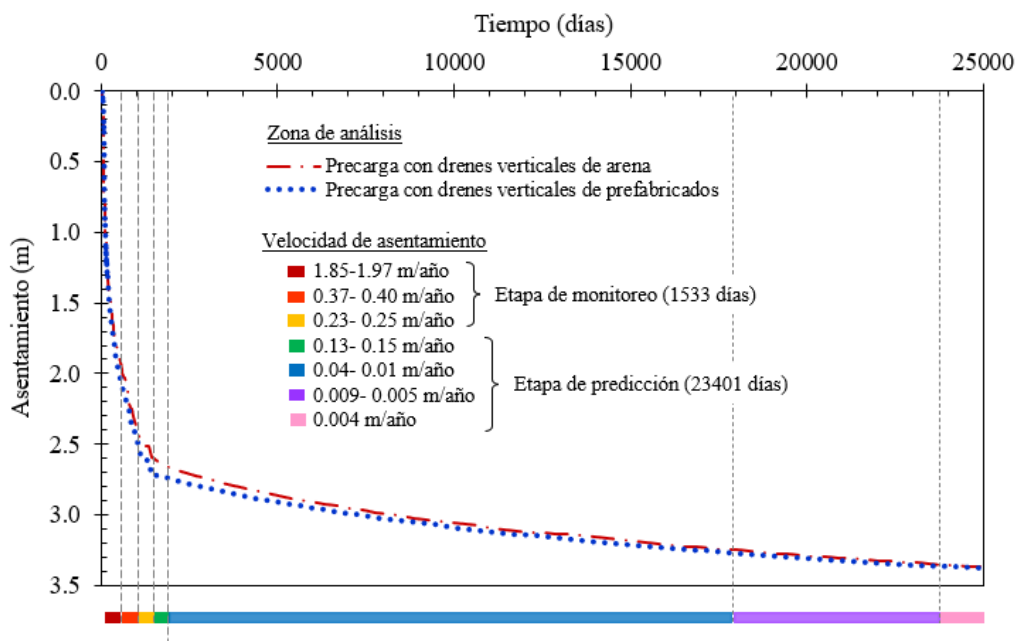


Figura 5.56 Resultados de asentamientos a largo plazo con el modelo Soft Soil Creep.

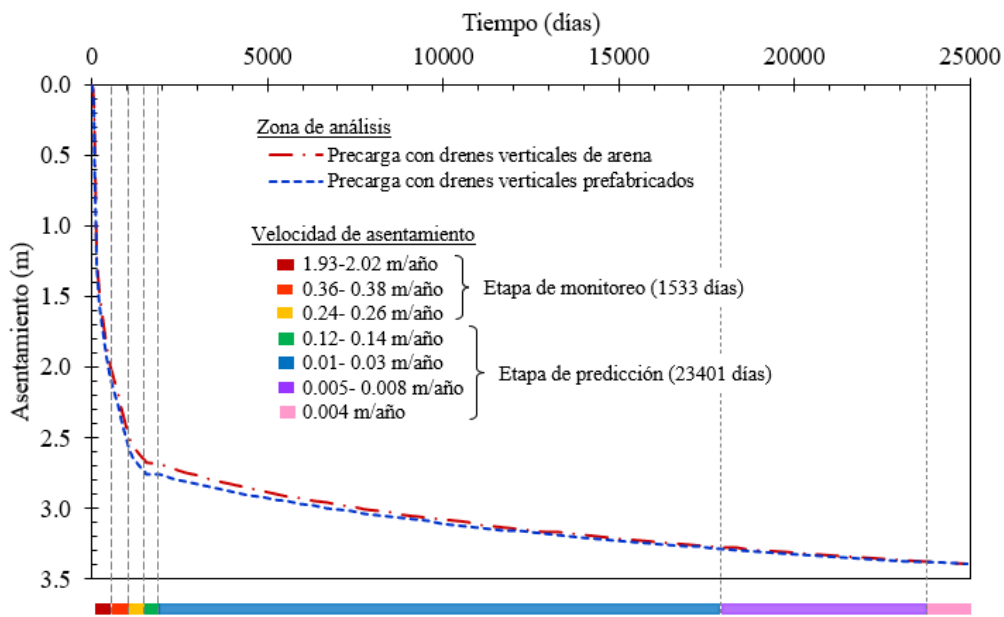


Figura 5.57 Resultados de asentamientos a largo plazo con el modelo MODIING.

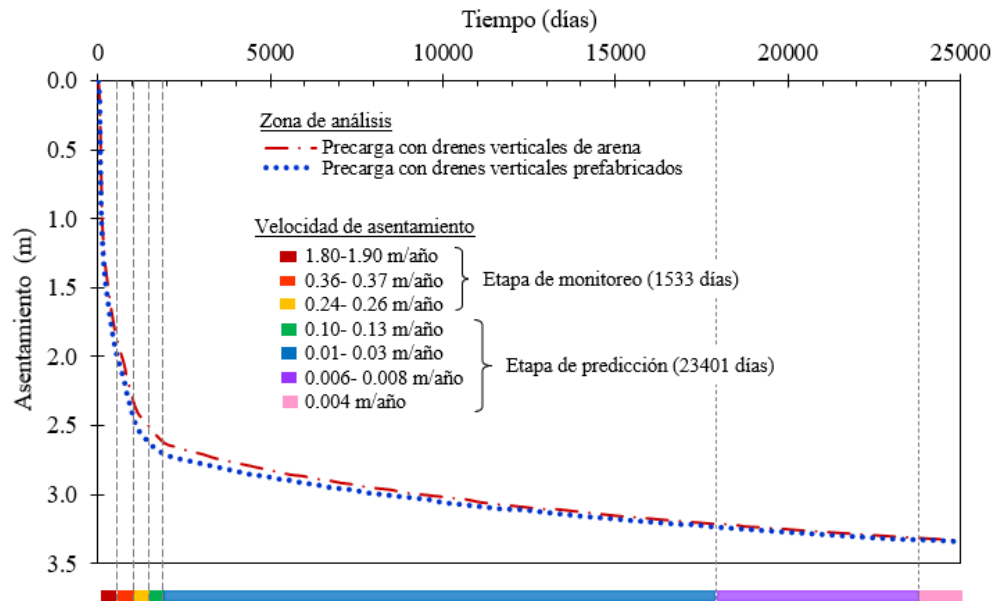


Figura 5.58 Resultados de asentamientos a largo plazo con el modelo EVP-D.

De acuerdo con los resultados de la aplicación de los métodos observacionales (Tabla 5.7), la aportación del asentamiento por consolidación primaria es de aproximadamente $s_{ult} = 2.02$ m, mientras que el asentamiento por consolidación secundaria es de $s_{sec} = 1.33$ m en 68 años. Es importante mencionar que al término de la etapa de monitoreo (1533 días) los asentamientos registrados en la zona de SDs y PVDs fueron de $s = 2.62$ m y $s = 2.72$ m, respectivamente. Por lo tanto, la magnitud de los asentamientos que se desarrollaran en 23401 días son de 0.63 a 0.73 m.

6. RESUMEN DE RESULTADOS

La presente tesis permitió conocer desde el punto de vista constructivo y mediante análisis numéricos el comportamiento de los sistemas de precarga con drenes verticales de arena y prefabricados con y sin aplicación de vacío. A continuación, se presentan los resultados obtenidos en cada uno de los terraplenes de prueba durante el periodo de observación con instrumentación (Tablas 6.1):

Tabla 6.1 Resultados del comportamiento de los terraplenes de prueba con instrumentación.

Comportamiento observado con instrumentación		Terraplén de precarga con drenes verticales (durante 1525 días)		Terraplén de precarga con drenes verticales y aplicación de vacío (durante 120 días)	
		arena	prefabricados	técnica dren a dren	técnica con membrana hermética
Asentamiento* (m)	Total	2.62	2.71	1.90	2.90
	Consolidación primaria	2.0			
	Consolidación secundaria	0.62	0.71	-	-
Hundimiento regional (m)		0.47		-	
Desplazamiento lateral máximo (m)		0.19 ⁺	0.29 ⁺	0.18 ⁺	0.60 [×]
Profundidad de influencia de los desplazamientos laterales (m)				21	20
Presencia de grietas		no	no	si [~]	si [~]

* Medido al centro de cada terraplén, ⁺ a una profundidad de 5.0 m en la Formación Arcillosa Superior (FAS) en dirección hacia afuera del terraplén, ⁺ a una profundidad de 10.0 m en la FAS en dirección hacia adentro del terraplén, [×] a una profundidad de 5.0 m en la FAS en dirección hacia adentro del terraplén, [~] hasta 18 m de distancia a partir del pie de cada terraplén.

Por otra parte, en la Tabla 6.2 se presentan los parámetros utilizados en modelos unidimensionales (1D), bidimensionales (2D) y tridimensionales (3D) que permitieron representar el comportamiento observado en campo:

Tabla 6.2 Parámetros y resultados del comportamiento de los terraplenes de prueba con modelos 1D, 2D y 3D.

Modelo		1D EVP de Yin y Graham (1996)- Chai et al. (2001)	2D Soft Soil Creep (1999)-Chai et al. (2001)	2D MODIIGM (2021)-Chai et al. (2001)	3D
Asentamiento (m)	Drenes de Arena ⁺	2.53	2.57	2.64	2.62
	Drenes prefabricados ⁺	2.64	2.70	2.74	2.75
	Consolidación primaria	2.02	2.04	2.04	2.04
	Consolidación secundaria ^x	1.33	1.33	1.35	-
Diferencia respecto a la instrumentación		3 %	1 y 2%	<1 %	<1 %
Relación C_a/C_c		0.06 a 0.03*			
Capacidad de descarga, q_w (m ³ /año)		75 (zona de SDs) y 100 (zona de PVDs)			
Relación k_h/k_s		3.5~			
Anisotropía inicial, α_0		-	-	0.65	-
Velocidad de rotación, μ'		-	-	$2/\lambda^*$	-
Número de parámetros		9 (Yin y Graham) 7 (Chai et al.)	9 (Soft Soil Creep) 7 (Chai et al.)	15 (MODIIGM) 7 (Chai et al.)	9 (Soft Soil Creep) 4 (Comportamiento de los drenes)

* Relación utilizada en la FAS, ⁺ calculado para un periodo de 1525 días, ^x calculado para un periodo de 24934 días, ~ debido a una baja conductividad hidráulica en los lentes de ceniza volcánica y limo arenoso.

De acuerdo a los resultados de los análisis realizados, se observó lo siguiente:

- La disipación de la presión de poro en el suelo calculada mediante modelos numéricos puede diferir de las mediciones de campo debido a la complejidad del problema. En este estudio, se observó que los análisis numéricos predicen principalmente presiones de agua de poro más altas que las medidas.
- Los resultados obtenidos con el modelo 3D (Fanja) presentan mayor similitud con las mediciones obtenidas en campo. Sin embargo, su aplicación requiere de mayores recursos computacionales y mayor tiempo de cálculo en comparación con el uso de teorías para representar el comportamiento de los drenes verticales en 2D mediante propiedades equivalentes.

- En los análisis del sistema de precarga con drenes verticales y aplicación de vacío con la técnica dren a dren, se observó que la distribución del vacío a lo largo de los drenes tipo estrella (*star drain*) fue uniforme mientras que, en el sistema con drenes verticales y membrana hermética, se observó que la distribución de vacío a lo largo de los drenes fue trapezoidal. La pérdida en la presión de vacío a lo largo de los drenes genera que la disminución de la presión de poro sea menor a lo esperado y por lo anterior, el estado de esfuerzos efectivos del suelo no aumente suficiente para acelerar el proceso de consolidación.
- El empleo de las propiedades equivalentes para representar el comportamiento del suelo mejorado a través de los sistemas de precarga con drenes verticales (con y sin vacío) tanto en los análisis 1D y 2D fueron fáciles de usar y proporcionan una herramienta útil para predecir valores aproximados de los asentamientos cuando se les compara con las mediciones de campo, lo cual es particularmente importante cuando el tiempo y los recursos no están disponibles para la construcción de pruebas *in situ* a gran escala.

Con base en la experiencia constructiva y al comportamiento de los sistemas de precarga con drenes verticales de arena y prefabricados (con y sin aplicación de vacío) en campo, se establecen las siguientes ventajas y desventajas de cada técnica analizada (Tablas 6.3 y 6.4):

Tabla 6.3 Ventajas y desventajas de los sistemas de precarga con drenes verticales (de arena y prefabricados).

Sistema de precarga con drenes verticales (de arena y prefabricados)	
<i>Ventajas</i>	<i>Desventajas</i>
<ul style="list-style-type: none"> - Proporciona una trayectoria más corta de recorrido a las partículas de agua para disipar el exceso de presión de poro generado por la precarga. - Reduce el tiempo para lograr determinado grado de consolidación del suelo en comparación con la precarga simple. - Puede ayudar a disminuir la altura de la precarga requerida para lograr cierto grado de consolidación en comparación con la precarga simple. - Los drenes prefabricados se instalan fácilmente y en un menor tiempo respecto a los drenes de arena. - Pueden instalarse en suelos donde es difícil realizar una perforación estable. - El empleo de drenes de arena puede ayudar al reforzamiento del suelo. - Menor zona de remoldeo - El agua expulsada durante el proceso de consolidación puede ser recolectada y reutilizada en la obra. 	<ul style="list-style-type: none"> - En drenes de arena: Conseguir el volumen de material para la construcción de los drenes de arena que cumpla con las especificaciones para garantizar un buen drenaje y requieren mayor tiempo de instalación. - En el caso de los drenes prefabricados: Desplazamiento del suelo a medida que se instala el dren (zona de remoldeo), atasco de finos dentro del canal de flujo y plegamiento del dren conforme ocurre el proceso de consolidación. - Se requiere de maquinaria especializada para la instalación de los drenes (de arena, sintéticos o naturales).

Tabla 6.4 Ventajas y desventajas de los sistemas de precarga con drenes verticales y aplicación de vacío.

Sistema de precarga con drenes verticales y aplicación de vacío (técnicas dren a dren y con membrana hermética)	
<i>Ventajas</i>	<i>Desventajas</i>
<p>-La aplicación de vacío acelera la consolidación del suelo de forma significativa.</p> <p>- Cuando existe una carencia de materiales térreos para la precarga, el empleo de vacío ayuda a reducir considerablemente la altura de la precarga e incluso, sustituirla.</p> <p>- El agua expulsada durante el proceso de consolidación puede ser recolectada y reutilizada en la obra.</p>	<p>-Son necesarios materiales, mano de obra y equipos especializados.</p> <p>-Se generan grietas en el suelo paralelas al perímetro del área tratada.</p> <p>-Las bombas se deben mantener en funcionamiento ininterrumpido durante el tiempo de aplicación del vacío, lo que ocasiona un impacto al ambiente por el CO₂ emitido a la atmósfera, además de repercutir en los costos de la propia técnica.</p> <p>-Cuando las bombas de vacío no se colocan dentro del área tratada, deben nivelarse cada cierto tiempo, para no perder eficiencia durante la aplicación del vacío.</p> <p>-La membrana empleada es susceptible al punzonamiento.</p> <p>- La aplicación de vacío súbita en el suelo acelera la migración de partículas finas hacia los canales de flujo de los drenes reduciendo la efectividad del vacío.</p> <p>- En la técnica dren a dren, la instalación lleva mucho tiempo debido al detalle de las conexiones entre drenes verticales y drenes horizontales.</p> <p>- Se pueden presentar complicaciones para instalar la instrumentación.</p> <p>- Los efectos temporales y espaciales de la transferencia de presión de vacío en el espacio, el proceso puede conducir fácilmente al asentamiento desigual de la masa del suelo.</p>

Por otra parte, se establece un diagrama de flujo (Figura 6.1) para la elección del sistema de precarga con drenes verticales a elegir acorde a los materiales presentes en el sitio de estudio, presupuesto y tiempo disponible para el mejoramiento:

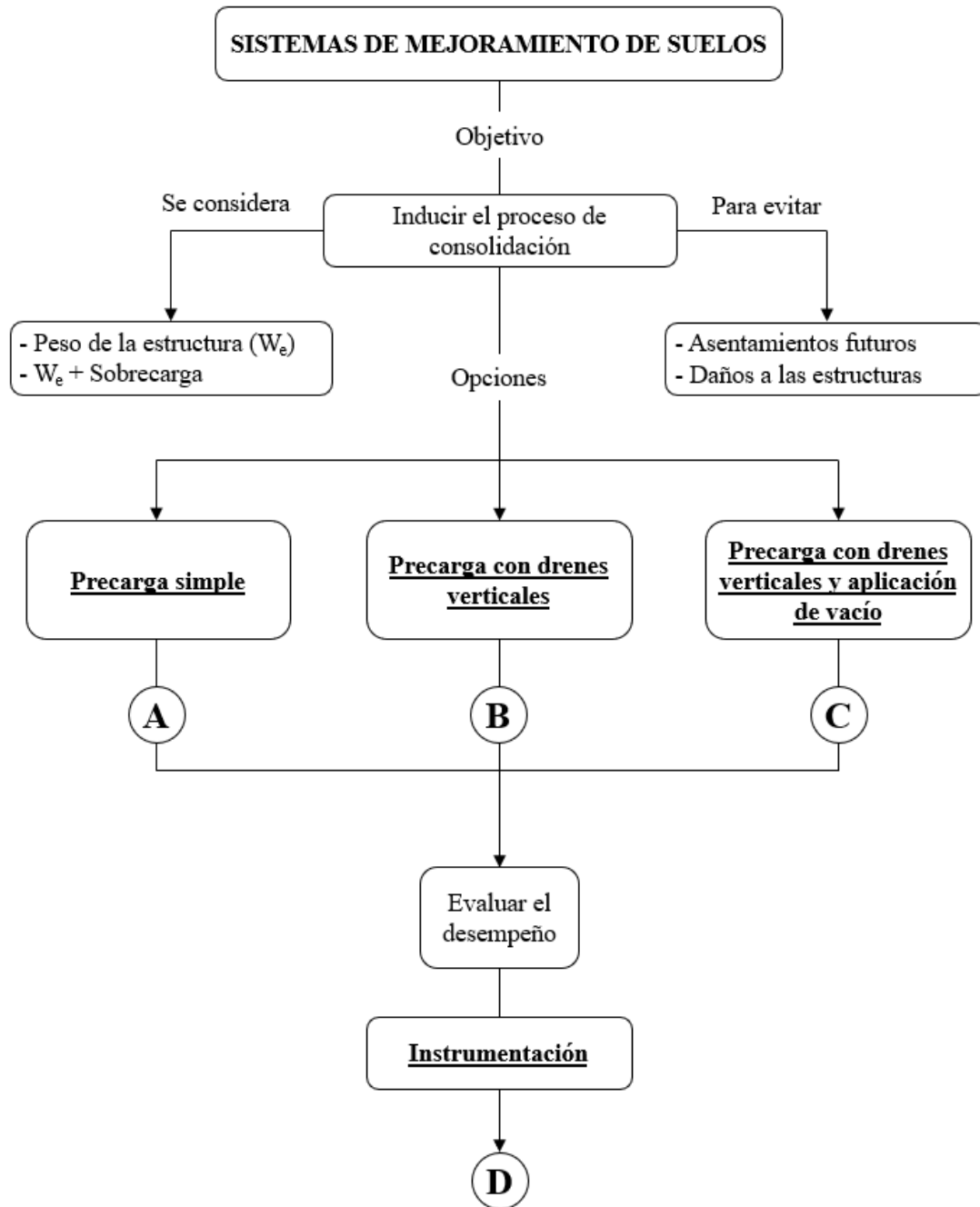
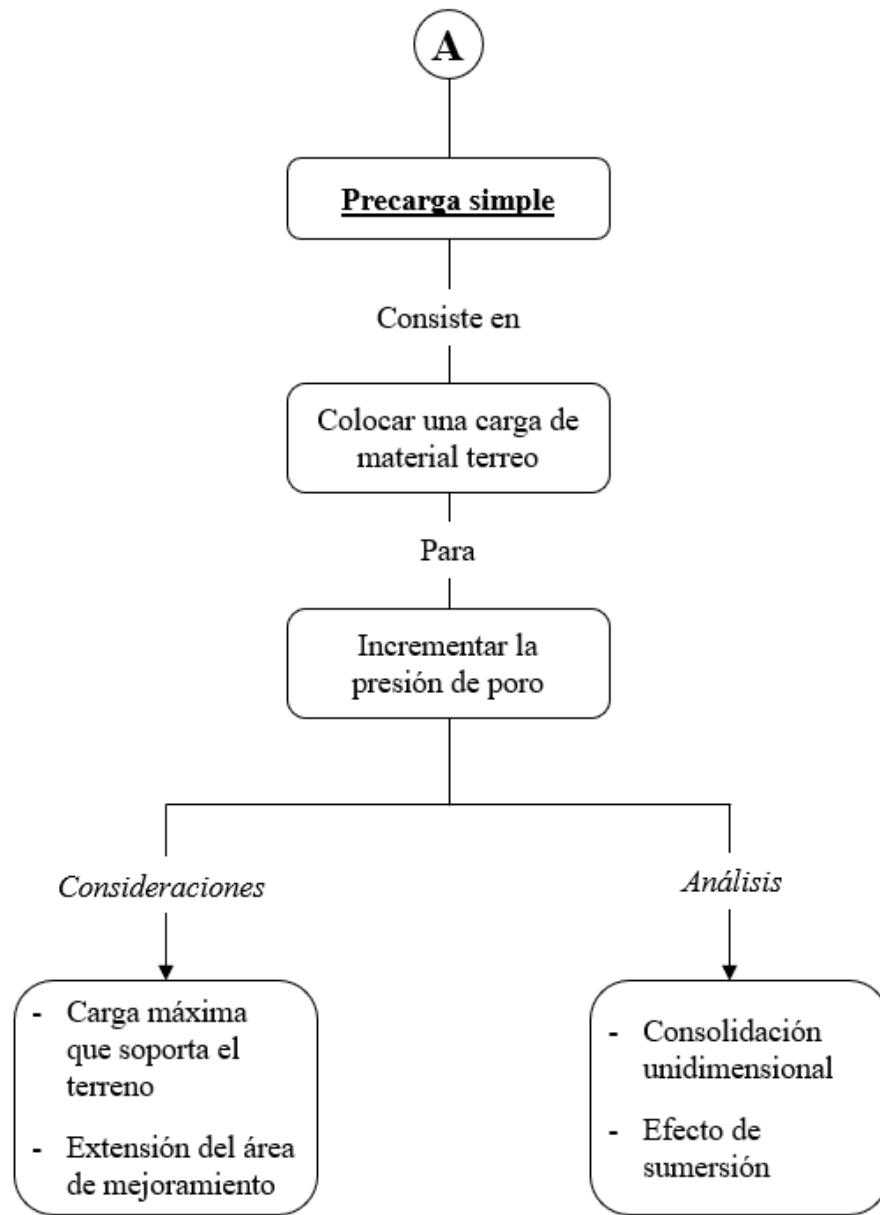
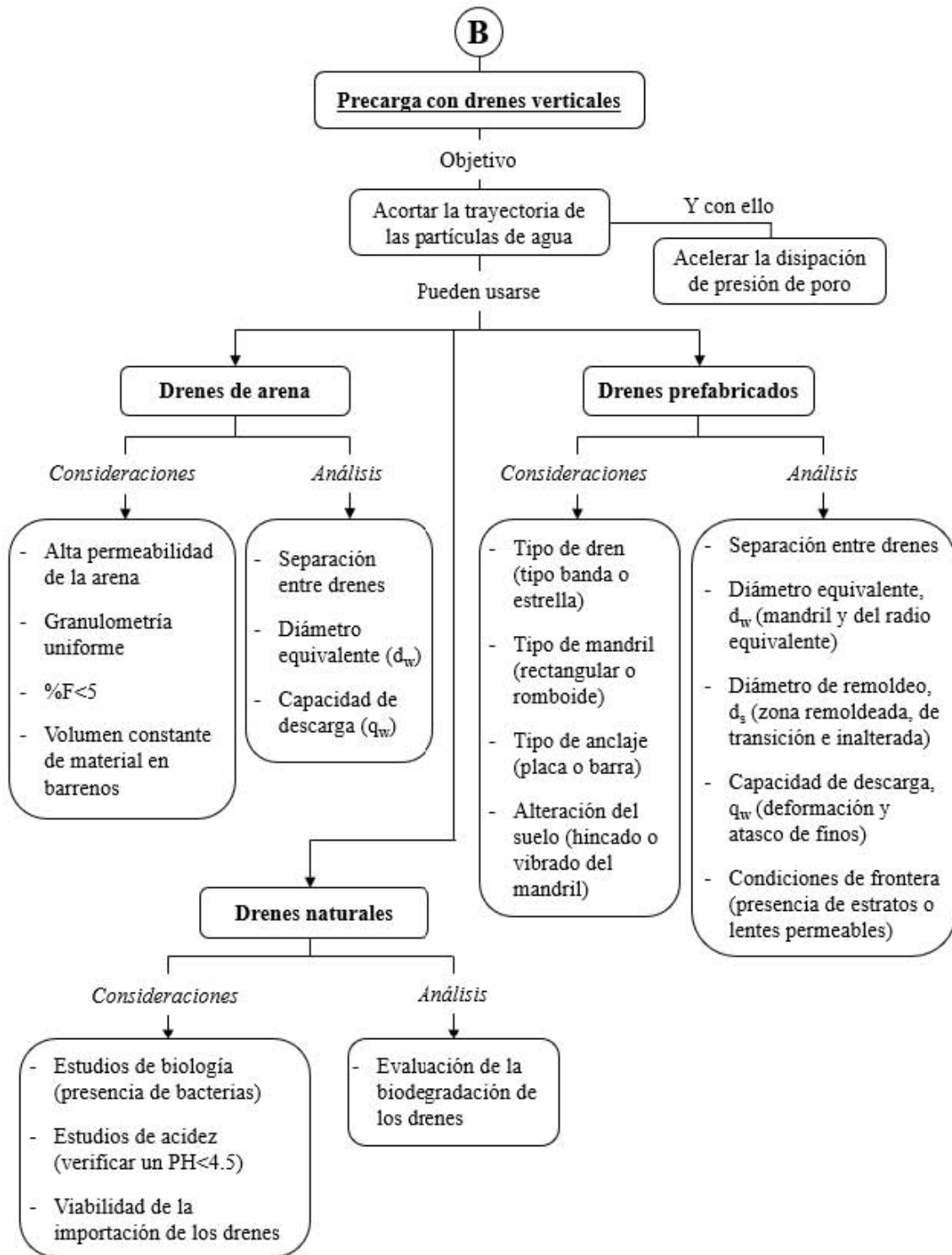


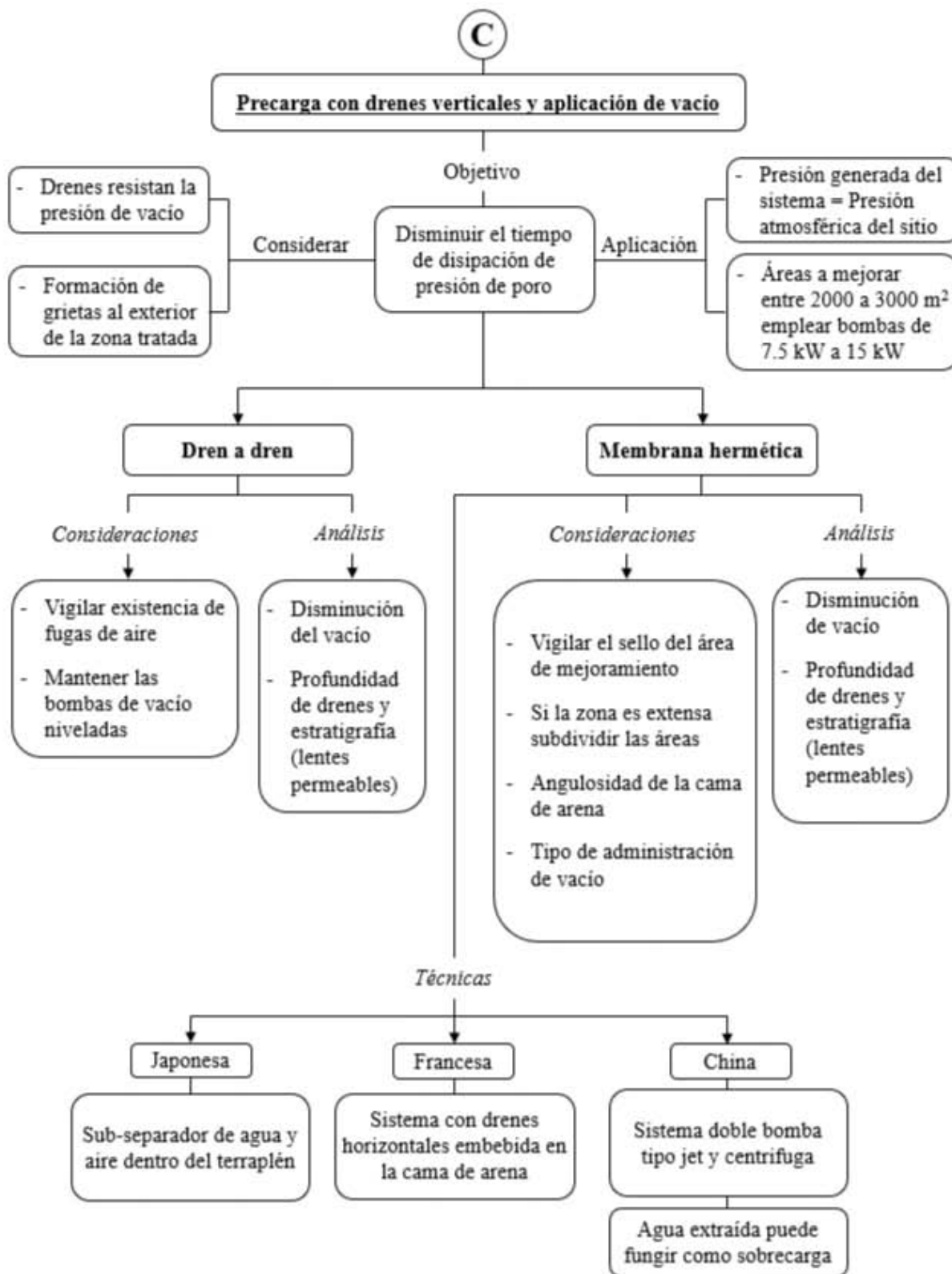
Figura 6. 1 Diagrama de flujo para la elección del sistema de precarga con drenes verticales.



Continuación Figura 6.1. Diagrama de flujo para la elección del sistema de precarga con drenes verticales.



Continuación Figura 6.1. Diagrama de flujo para la elección del sistema de precarga con drenes verticales.



Continuación Figura 6.1. Diagrama de flujo para la elección del sistema de precarga con drenes verticales.

7. COMENTARIOS GENERALES

La presente tesis contribuye al estudio del mejoramiento de suelos blandos con sistemas de precarga y drenes verticales (con y sin aplicación de vacío) proporcionando herramientas analíticas y numéricas (1D, 2D 3D) para su correcto análisis y diseño tomando en cuenta las deformaciones viscosas del suelo (modelos de comportamiento elasto-visco-plástico), además de dar al lector criterios para la elección del tipo de sistema a construir, el tipo de instrumentación a utilizar y la forma de evaluar su efectividad.

A continuación, se mencionan los aspectos más relevantes de cada contribución:

- Respecto a la construcción de los sistemas y su efectividad en la zona del ex Lago de Texcoco:

- La elección del sistema (precarga con drenes verticales con o sin aplicación de vacío) para acelerar el grado de consolidación del suelo depende principalmente del tiempo y recursos económicos disponibles.
- En el inicio de los trabajos para mejoramiento de suelos blandos es importante implementar accesos o caminos para que haya un correcto tránsito de maquinaria pesada hacia la plataforma de trabajo. En caso de los sistemas de precarga y drenes verticales (con y sin vacío) los caminos para maniobra deben de soportar el peso del mástil.
- En términos de costos, los sistemas con vacío pueden costar más del doble del sistema de precarga con drenes verticales, considerando únicamente los materiales (drenes verticales, anclajes, membrana, drenes horizontales, conexiones, bomba de vacío, geotextiles y planta de luz) y equipo de instalación (mástil, tanque de agua y camión pipa). Sin embargo, el tiempo para alcanzar un cierto grado de consolidación es menor al utilizar la aplicación de vacío a lo largo de los drenes verticales con respecto al sistema de precarga con drenes verticales convencional.

- En el sistema de precarga con drenes verticales de arena, la longitud de los drenes debe ser calculado con base en el asentamiento total esperado con la finalidad de evitar una futura emersión.
- En las técnicas de aplicación con vacío es importante nivelar las bombas de vacío de acuerdo al hundimiento que se vaya presentando para evitar perdida de vacío en el sistema.
- En la técnica dren a dren y en suelos altamente compresibles se debe verificar la correcta conexión drenes verticales-drenes horizontales. Se sugiere el uso de drenes horizontales lo suficientemente flexibles para que suministren correctamente la presión de vacío a pesar de estar sometidos a grandes deformaciones.
- En los sistemas con vacío se recomienda suministrar la máxima presión de vacío en etapas con la finalidad de evitar el atasco de finos a corto plazo dentro de los canales de flujo de los drenes.
- En el empleo de los sistemas de precarga con drenes verticales (con y sin vacío) se recomienda realizar un plan de manejo del agua captada debido a la posible presencia de metales propios del suelo y así prevenir la contaminación secundaria.
- Los sistemas de precarga con drenes verticales sin y con aplicación de vacío pueden incrementar el grado de consolidación entre un 50% y 60%, respectivamente, en comparación con un suelo sin mejoramiento.

- Respecto a reproducir el comportamiento de los sistemas de precarga a través de modelos numéricos:

- Es fundamental considerar el fenómeno de las deformaciones viscosas del suelo en el comportamiento de los sistemas de precarga con drenes verticales ya que en el suelo del ex lago de Texcoco puede representar hasta el 40% del asentamiento total estimado.
- El empleo de modelos numéricos tridimensionales y bidimensionales permitió la calibración de parámetros hidráulicos equivalentes, así como los parámetros representativos de la viscosidad y anisotropía propia del proceso de formación del suelo. La diferencia entre los resultados de los asentamientos y presión de poro calculados en estado bidimensional respecto a los medidos a través de la instrumentación fue menor al 3%.
- El implementar la teoría de Chai et al. (2001) con la teoría de la teoría de Yin y Graham (1996) permitió obtener buenos resultados en el desarrollo de asentamientos a mediano y largo plazo, la diferencia entre la magnitud de asentamientos estimados y medidos fue del 5%.
- Se recomienda el empleo de análisis unidimensionales para evaluar el comportamiento de un sistema de precarga con drenes verticales en una primera etapa, siempre y cuando se tenga un conocimiento previo de las propiedades suelo-drenes verticales que influyen en el comportamiento de un medio sometido a mejoramiento.

- El parámetro más sensible de estimar en el comportamiento de un sistema de precarga con drenes fue la presión de poro. El empleo de modelos constitutivos que consideran la viscoplasticidad y la anisotropía del suelo proporcionan resultados más aproximados de la presión de poro respecto a la instrumentación.
- Se recomienda tomar en cuenta el factor escala en el cálculo de asentamientos en áreas extensas de mejoramiento debido a que, en proyectos de aeropistas, vías de ferrocarril o tanques con hidrocarburos, la subestimación de asentamientos puede generar serios problemas en dichas estructuras.

- Respecto a la aplicación de métodos observacionales:

- En la aplicación de métodos observacionales es importante verificar que los registros de datos de instrumentación sean suficientes y consistentes de acuerdo a la teoría que se quiera aplicar y utilizar datos posteriores al finalizar la construcción del sistema de mejoramiento.
- El grado de consolidación desarrollado en el suelo del ex lago de Texcoco por la técnica de precarga convencional con drenes verticales de arena y prefabricados fue de 74 al 78% (en seis meses), mientras que las técnicas con aplicación de vacío dren a dren y membrana hermética desarrollaron un 87 y 88% (en seis meses), respectivamente.
- Se recomienda evaluar la efectividad de los sistemas de precarga en función del grado de consolidación logrado con las técnicas de mejoramiento en lugar del asentamiento presentado debido a la variación en las propiedades del suelo en el área de proyecto a evaluar.

- Respecto a las propiedades antes y después del mejoramiento:

- Los parámetros más sensibles al mejoramiento con las técnicas de precarga con drenes son el contenido de agua, la relación de vacíos, el esfuerzo de preconsolidación y la velocidad de onda de corte del suelo.
- Se recomienda revisar que los esfuerzos de preconsolidación del suelo obtenidos después del mejoramiento sean mayores al esfuerzo vertical transmitido una vez construida la estructura final.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

Absi, E. (1964). Solution approchée du problème de la consolidation d'un milieu multicouche. Cahiers de la recherche, ITBTP, Francia.

Alberro, J. (2006). Efectos de flujos transitorios en el comportamiento de estructuras térreas, ponencia presentada en la XVI Conferencia Nabor Carrillo. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Tuxtla Gutiérrez Chiapas.

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).

APE. (2019). American Piledriving Equipment - Ficha técnica de equipos. Obtenido de <https://www.americanpiledriving.com/ver2/products/wick/default.asp>

AREMA (2019) Manual for railway engineering. American railway engineering and maintenance-of-way association. *Manual for railway engineering*, 2, 55-57.

Asaoka, A. (1978). Observational procedure of settlement prediction. *Soils and Foundations*, 18(4), 87-101.

Auvinet G. (2010). Conceptos y teorías torales de la Mecánica de Suelos. En *El Siglo de la Mecánica de Suelos*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México 51-67.

Auvinet, G., y Rodríguez, J. F. (2002). Manual de Construcción geotécnica (Tema: Precarga) (Vol. II). 1ra Ed. México. pp. 517-535.

Babu, G. L. S., Pandian, N. S. y Nagaraj, T. S. (1993). A reexamination of the permeability index of clays. *Can. Geotech. J.*, 30, 187-191.

Baligh, M.M., y Levadoux, J.N. (1986). Consolidation after undrained piezocone penetration. II: interpretation. *J. Geotech. Eng. ASCE* 112 (7), 727-745.

Barron, R. A. (1948) Consolidation of fine-grained soils by drain wells. *Transactions ASCE*, 113, 718-754.

Basu, D. y Prezzi, M. (2009) Design of prefabricated vertical drains considering soil disturbance. *Geosynthetics International*, 16(3), 147-157.

Basu, D., Basu, P. y Prezzi, M., (2006) Analytical solutions for consolidation aided by vertical drains. *Geomechanics and Geoengineering* 1 (1), 63-71.

Bergado, D. T., Long, P. V., Chaiyaput, S., y Balasubramaniam, A. S. (2018). Prefabricated vertical drain (PVD) and deep cement mixing (DCM)/stiffened DCM (SDCM) techniques for soft ground improvement. In *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science* (Vol. 143, No. 1, p. 012002). IOP Publishing.

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.

Bjerrum, L. (1967). Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *Geotechnique*, 17(2), 83-118.

Bjerrum, L. (1972) "Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings". *Geotechnique* Vol. 17(2) Vol. 17(2): 81-118.

Bo, M. W., Arulrajah, A., Horpibulsuk, S. y Leong, M. (2015). Quality management of prefabricated vertical drain materials in mega land reclamation projects: A case study. *Soils and Foundations*, 55(4), 895-905.

Bo, M. W., Chu, J., Low, B.K. y Choa, V. (2003). *Soil Improvement, Prefabricated Vertical Drain Techniques*. Thomson Learning, Singapore.

Bo, M., Arulrajah, A. y Nikraz, H. (2007) Preloading and prefabricated vertical drains design for foreshore land reclamation projects: a case study. *Ground improvement*, 11(2), 67-76.

Boussinesq, J. (1885). *Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*. Paris, Gauthier-Villard.

Brinkgreve, R. B. (1994). *Geomaterial models and numerical analysis of softening*. (Tesis de doctorado, TU Delft: Delft University of Technology)

Cai, Y., Qiao, H., Wang, J., Geng, X., Wang, P. y Cai, Y. (2017). Experimental tests on effect of deformed prefabricated vertical drains in dredged soil on consolidation via vacuum preloading. *Engineering geology*, 222, 10-19.

Carrillo, N. (1942). Simple two-and three-dimensional cases in the theory of consolidation of soils. *Journal of Mathematics and Physics*, 21(1): 1-5.

Casagrande, A. (1936). The determination of pre-consolidation load and its practical significance. En Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Cambridge, Mass., 1936 (Vol. 3, p. 60).

Casagrande, A. y Fadum, R.E. (1940). Notes on Soil Testing for Engineering Purposes. Harvard Soil Mechanics, Series No. 8, Cambridge, Mass.

Chai, J. C. y Miura, N. (1999). Investigation of factors affecting vertical drain behavior. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(3): 216-226.

Chai, J. C. y Miura, N. (2000). A design method for soft subsoil improvement with prefabricated vertical drain. *Proceedings of the International Seminar on Geotechnics*, Kochi, Japan: 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*, 127(11): 965-972.

Chai, J. C., Carter, J. P. y Hayashi, S. (2005a). Ground deformation induced by vacuum consolidation. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 131(12), 1552-1561.

Chai, J., Hayashi, S. y Carter, J. P. (2005b). Characteristics of vacuum consolidation. En *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol. 16, No. 3, p. 1167.

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): 73-87.

Chu J., Yan S. W. y Yang H. (2000). Soil improvement by the vacuum preloading method for an oil storage station. *Géotechnique* 50(6): 625-632.

Chu, J. y Yan, S. W. (2005). Estimation of Degree of Consolidation for Vacuum Preloading Projects. *International Journal of Geomechanics*, 5(2), 158-165.

Ciri3n, A., y Chatte, R. (2017). Sistema de consolidaci3n acelerada con la aplicaci3n de vac3o. *V3as Terrestres* (50), 5-11.

CUR Report 162 (1996). Building on Soft Soils. Design and construction of earth structures both on and into highly compressible subsoils of low bearing capacity. Balkema, Rotterdam.

Dam, T. K., Sandanbata, I. y Kimura, M. (2006). Vacuum consolidation method—Worldwide practice and the latest improvement in Japan. Hazama Corporation.

Den Haan, E. J. (1994). Vertical Compression of Soil. Ph.D. thesis, Delft University.

ENR. (15 de septiembre de 2016). ENR Engineering News-Record. Obtenido de <https://www.enr.com/articles/40228-award-of-merit-powerindustrial---etileno-xxi>

Espinosa, A. L. (2016). Metodología para el análisis y diseño de sistemas de precarga con drenes verticales para obras en suelos blandos. Tesis de Maestría en Ingeniería. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería de la UNAM, Coordinación del Posgrado en Ingeniería.

Espinosa, A. L., López-Acosta, N. P. y Rodríguez, J. F. (2016). Influencia del esfuerzo confinante y del porcentaje de finos en la permeabilidad de materiales para drenes verticales de arena. Revista 'Geotecnia' de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG). No. 242 Dic 2016-Feb 2017, pp. 25-31.

Espinosa, A. L. y López-Acosta, N. P. (2020). Performance monitoring and numerical assessment of a test embankment with preloading and vertical drains on Texcoco lacustrine soft clays. *Geotextiles and Geomembranes*. 48(4): 546-560. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2020.03.001>

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.

Fröhlich, O. K. (1934). Druckverteilung im Baugrunde. Verlag Julius Springer, Wien.

Furudoi, T. (2005). Second phase construction project of Kansai International Airport-Large-scale reclamation works on soft deposits. En Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 16(1), pp. 313.

GEOKON. (01 de junio de 2019). Geokon, Trusted Instruments. Obtenido de <https://www.geokon.com/Products>.

Gens, A., y Nova, R. (1993). Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. In *Geotechnical engineering of hard soils-soft rocks* (pp. 485-494).

Ghandeharioon, A., Indraratna, B. y Rujikiatkamjorn, C. (2011). Laboratory and finite-element investigation of soil disturbance associated with the installation of mandrel-driven prefabricated vertical drains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(3), 295-308.

Grimstad, G., Degago, S. A., Nordal, S., y Karstunen, M. (2010). Modeling creep and rate effects in structured anisotropic soft clays. *Acta Geotechnica*, 5(1), 69-81.

González- Rodríguez, R. A. (2021). Modelo elastoviscoplastico anisotropo de consolidación y su implementación en plaxis. Tesis de Doctorado en Ingeniería. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería de la UNAM, Coordinación del Posgrado en Ingeniería. (Director de Tesis: Dr. Efraín Ovando Shelley).

González, R. A., Mánica, M. A., y Ovando-Shelley, E. (2021). Simulation of the time-dependent behaviour of a test embankment on soft soil. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, 176(2), 178-193.

- Guo W., Chu J. y Nie W. (2018a). Design chart for the modified hyperbolic method". *Soils and Foundations*, 58(2): 511-517.
- Guo W., Chu J. y Nie W. (2018b). An observational method for consolidation analysis of the PVD-improved subsoil. *Geotextiles and Geomembranes*, 46(5):625-633
- Gupta, K. M. (2011). Starch based composites for packing applications. En *Handbook of bioplastics and biocomposites engineering applications*. Edited by S. Pilla. John Wiley & Sons, Massachusetts.
- Han J. (2015). Principles and practice of ground improvement. John Wiley & Sons. 432 p.
- 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. *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, (3): 12-22.
- Hansbo, S. (1987). Design aspects of vertical drains and lime column installations. *Southeast Asian Geotechnical Conference*, 9, pp. 1-12.
- Hawladar, B. C., Imai, G. y Muhunthan, B. (2002). Numerical study of the factors affecting the consolidation of clay with vertical drains. *Geotextiles and Geomembranes*, 20(4), 213-239.
- Hird, C. C., Pyrah, I. C. y Russel, D. (1992). Finite element modelling of vertical drains beneath embankments on soft ground. *Geotechnique*, 42(3): 499-511.
- Holtz, R. D. (1987). Preloading with prefabricated vertical strip drains. *Geotextiles and Geomembranes* 6(1-3):109-131
- Holtz, R. D. y Wager, O. (1975). Preloading by vacuum: current prospects. *Transportation Research Record* 548:26-69
- Holtz, R. D., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. y Pedroni, S. (1991). Prefabricated vertical drains: design and performance". CIRIA ground engineering report: ground improvement. Butterworth-Heinemann Ltd., London, U.K. 131 p.
- Holtz, R. D., Shang, J. Q., y Bergado, D. T. (2001). Soil improvement. In *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook* (pp. 429-462). Springer, Boston, MA.
- II-UNAM (2018). Comentarios del II-UNAM referentes al tramo de prueba de tecnología de consolidación por vacío con membrana en el sitio NAIM. Nota Técnica G-72 II-UNAM para GACM. 5 jun 2018, CDMX.

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.

Indraratna, B. y Redana, I.W. (2000). Numerical modeling of vertical drains with smear and well resistance installed in soft clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(1): 132-145.

Indraratna, B., Bamunawita, C. y Khabbaz, H. (2004). Numerical modeling of vacuum preloading and field applications. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(6): 1098-1110.

Indraratna, B., Baral, P., Rujikiatkamjorn, C. y Perera, D. (2018). Class A and C predictions for Ballina trial embankment with vertical drains using standard test data from industry and large diameter test specimens. *Computers and Geotechnics*, 93, 232-246.

Indraratna, B., Ngo, N. T., Rujikiatkamjorn, C. y Vinod, J. S. (2012) Behavior of fresh and fouled railway ballast subjected to direct shear testing: Discrete element simulation. *International Journal of Geomechanics*, 14(1), 34-44.

Indraratna, B., Nguyen, T. T., Carter, J. y Rujikiatkamjorn, C. (2016). Influence of biodegradable natural fibre drains on the radial consolidation of soft soil. *Computers and Geotechnics*, 78, 171-180.

Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C. y Sathananthan, I. (2005). Analytical and numerical solutions for a single vertical drain including the effects of vacuum preloading. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(4): 994-1014.

Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., Ewers, B. y Adams, M. (2009). Class A prediction of the behavior of soft estuarine soil foundation stabilized by short vertical drains beneath a rail track. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 136(5), 686-696.

Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., Kelly, R., y Buys, H. (2012). Soft soil foundation improved by vacuum and surcharge loading. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 165(2), 87-96.

Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., Kelly, R. y Buys, H. (2010). Sustainable soil improvement via vacuum preloading". *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 163(1): 31-42.

InGEUM. (2018). Exploración geotécnica para el panel de vacío con membrana para el Proyecto del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México. Informe preparado para Menard México. Agosto 2017.

ISM. (01 de junio de 2019). PT. INSEMA SUNLY ENGINEERING. Obtenido de <http://www.sunlyengineering.com/slides/2.jpg>

Juárez-Badillo, E. (1975). Constitutive relationships for soils. In *Proceedings of the Symposium on Recent Developments in the Analysis of Soil Behavior and their Application to Geotechnical Structures*, University of New South Wales, NSW, Australia, pp. 231-257.

Juárez-Badillo, E. (1981). General compressibility equation for soil. Tenth *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Vol. 1, pp. 171-178.

Karstunen, M., Krenn, H., Wheeler, S. J., Koskinen, M., y Zentar, R. (2005). "The effect of anisotropy and destructureation on the behaviour of Murro test embankment." *Int. J. Geomech.*, 5(2), 87-97.

Karstunen, M., y Koskinen, M. (2008). "Plastic anisotropy of soft reconstituted clays." *Can. Geotech. J.*, 45(3), 314-328.

Karstunen, M., y Yin, Z. -Y. (2010). "Modelling time-dependent behaviour of Murro test embankment." *Géotechnique*, 60(10), 735-749.

Karstunen, M. (2010). Curso Numerical modelling. Tema 3D: Numerical modelling of ground improvement. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, 16-19 noviembre 2010, México, D.F.

Kérisel, J. (1975). Old Structures in relation to soil conditions. *Géotechnique*, 25, 433-483

Kirmani, S. (2004). Consolidation of soil for foundation by using sand drains. *IEP-SAC Journal*. pp. 49-54.

Kjellman, W. (1948). Accelerating consolidation of fine grain soils by means of cardboard wicks. En *Proc. 2nd ICSMFE*, Vol. 2: 302-305.

Kjellman, W. (1952). Consolidation of clear clay soils by means of atmospheric pressure. In *Proc. conference on soil stabilisation. MIT*.

Koskinen, M., y Karstunen, M. (2006, August). Numerical modelling of Murro test embankment with S-CLAY1S. In *Proc 6th European Conf Num Meth in Geotech Eng (NUMGE)*, Graz, Austria (pp. 455-461).

Kumarage, P. I., y Gnanendran, C. T. (2019). Long-term performance predictions in ground improvements with vacuum assisted Prefabricated Vertical Drains. *Geotextiles and Geomembranes*, 47(2), 95-103.

Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F., y Poulos, H.G. (1977). Stress-deformation and strength characteristics. *Reporte general, Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg.*, 2, 421-494.

Lee, S. L., Ramaswamy, S. D., Aziz, M. A., Das Gupta, N. C., y Karunaratne, G. P. (1987). Fibredrain for consolidation of soft soils. In *Post-Vienna Conference on Geotextiles, Singapore* (Vol. 2, pp. 238-58).

Lee, S. L. (1989). Performance of fibredrain in consolidation of soft soils. En *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol. 3, pp. 1667-1670.

Lee, S. L., Karunaratne, G. P., Ramaswamy, S. D., Aziz, M. A., y Gupta, N. D. (1994). Natural geosynthetic drain for soil improvement. *Geotextiles and Geomembranes*, 13(6-7), 457-474.

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.

Lo, D. O. K. (1991) "Soil improvement by vertical drains." Ph.D. thesis, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, Champaign, IL.

Long, P. V., Nguyen, L. V., Bergado, D. T. y Balasubramaniam, A. S. (2015). Performance of PVD improved soft ground using vacuum consolidation methods with and without airtight membrane. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 43: 473-483.

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. y Espinosa, A. L. (2016) "Teorías para modelar sistemas de precarga con drenes verticales mediante el método del elemento finito". XXVIII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica 2016, Mérida Yucatán, México.

López-Acosta N. P., Pineda Núñez V. M., Espinosa-Santiago A. L., Mendoza-López M. J., Rufiar Jarquín, M. y García Trejo, R. (2018) "Evaluación de asentamientos y desplazamientos horizontales en terraplenes de prueba con precarga, drenes y vacío en la zona del ex Lago de Texcoco, México". En XXIX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, León, Guanajuato.

López-Acosta, N.P., Barba-Galdámez, D.F., Espinosa-Santiago, A.L., Choque-Mamani, P.I., (2018). Data on horizontal hydraulic conductivity of fine-grained soils of the former Lake Texcoco (Mexico). *Data in Brief Journal* 19, 1670–1682. <https://doi.org/10.1016/j.dib.2018.06.013>

López-Acosta, N.P., Espinosa-Santiago, A.L., Barba-Galdámez, D.F., (2019a). Characterization of soil permeability in the former Lake Texcoco, Mexico. *Open Geosci.* 11, 113–124. <https://doi.org/10.1515/geo-2019-0010>.

López-Acosta, N. P., Espinosa-Santiago, A. L., Pineda-Núñez, V. M., Ossa, A., Mendoza, M. J., Ovando-Shelley, E. y Botero, E. (2019b). Performance of a test embankment on very soft clayey soil improved with drain-to-drain vacuum preloading technology. *Geotextiles and Geomembranes*, 47(5), 618-631. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2019.103459>

Menard (2018) Resultados obtenidos en la operación del Sistema de Consolidación Acelerada por Vacío con Membrana (Menard Vacuum) en un panel de prueba para el Nuevo Aeropuerto Internacional de (la Ciudad de) México (NAICM - NAIM). Proyecto: Estudio de prueba para la estabilización de suelo con tecnología al vacío con membrana en el Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAIM). México, 28 de junio de 2018

Menard (2019). Ficha Técnica- Drenes Verticales Prefabricados. Obtenido de http://menard.com.mx/menard/pdf/Drenes_Verticales.pdf

Mesri, G., y Choi, Y. K. (1985). Settlement analysis of embankments on soft clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(4), 441-464.

Mesri, G. y Khan, A. Q. (2012). Ground improvement using vacuum loading together with vertical drains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(6): 680-689.

Mesri, G., Feng, T. W., Ali, S., y Hayat, T. M. (1994). Permeability characteristics of soft soils.” En Proc., 13th ICSMFE, A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 187–192.

Mesri, G., y Choi, Y. K. (1985) Settlement analysis of embankments on soft clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(4), 441-464.

Mohamedelhasan, E. y Shang, J. Q. (2002). Vacuum and surcharge combined one-dimensional consolidation of clay soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(5): 1126-1138.

Näätänen, A., Wheeler, S. J., Karstunen, M. y Lojander, M. (1999). Experimental investigation of an anisotropic hardening model for soft clays. Proc. 2nd Int. Symp. on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Turin, 541–548.

NEN (1991). NEN 6744-1991, Geotechnics - Calculation Method for shallow foundations (in Dutch). Nederlands Normalisatie Instituut (Dutch Normalisation Institute).

Nguyen, T. T., Indraratna, B., y Carter, J. P. (2018) Laboratory investigation into biodegradation of jute drains with implications for field behavior. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 114(16), 04018026

OACI (2018). Anexo 14 del Convenio sobre Aviación Civil Internacional, Volumen I - Diseño y operaciones de aeródromos, 8a edición.

OMS (2019). Pile Driving Equipment- Ficha técnica de equipos. Obtenido de <https://www.omsvibro.com/products/wick-drain/#tab-id-1>

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.

Ossa-López, A. (2004). Modelo elastoviscoplastico (EVP) para el estudio de la consolidación unidimensional de los suelos. 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).

Osorio, J. P., Farrell, E. R., y O'Kelly, B. C. (2010). Peat improvement under vacuum preloading: a novel approach for bog roads in Ireland. In *Proceedings of the Joint Symposium on Bridge and Infrastructure Research in Ireland and Concrete Research in Ireland* (pp. 255-262).

Peck, R. B., Hanson, W. E., y Thornburn, T. H. (1974) Foundation engineering. New York: Wiley. 410 p.

PEMEX. (1974). *Manual de diseño y control de procedimientos de consolidación acelerada de suelos blandos*. pp. 5-15.

Perzyna, P. (1963). The constitutive equations for rate sensitive plastic materials. *Quarterly of applied mathematics*, 20(4), 321-332.

Perzyna, P. (1966). Fundamental problems in viscoplasticity. In *Advances in applied mechanics*, 9, 243-377.

PIMOSA (2016). Informe fotográfico/Proceso constructivo de campo de pruebas. Proyecto: Estudio de prueba para la estabilización de suelos con tecnología al vacío dren-a-dren en el NAICM. México, 16 de noviembre de 2016.

PLAXIS 2D y 3D (2009). Finite element code for soil and rock analysis. AA Balkema, Delft.

Porter, O. J. (1936). Studies of fill construction over mud flats including a description of experimental construction using vertical sand to hasten stabilization. En: *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 229 -235.

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. En *Proc. 11th Southeast Asian Geotech. Conf* , 1, pp. 391-396.

Qian, J. H., Zhao, W. B., Cheung, Y. K. y Lee, P. K. K. (1992) The theory and practice of vacuum preloading. *Computers and Geotechnics*, 13(5): 103-118.

Qu, G., Hinchberger, S. D., y Lo, K. Y. (2010). "Evaluation of the viscous behaviour of clay using generalised overstress viscoplastic theory." *Géotechnique*, 60(10) 777-789.

Rendulic, L. (1935) Der hydrodynamische spannungsausgleich in zentral entwässerten Tonzylindern. Tesis Doctoral.

Rezania, M., Nguyen, H., Zanganeh, H., y Taiebat, M. (2016, September). Modelling the Rate-Dependent Behaviour Of An Embankment On Soft Ballina Clay Using An Anisotropic Elastic-Viscoplastic Soil Model. In *Embankment prediction symposium, Newcastle* (pp. 12-13).

Richart, F. E. (1957). A Review of the Theories for Sand Drains. Proc. Paper 1301, ASCE, 83(SM3).

Rixner, J., Kraemer, S., y Smith, A. (1986). Prefabricated vertical drains. En Federal Highway Administration (Ed.), 1. Washington D.C.

Roscoe, K. H., y Burland, J. B. (1968). "On the generalized stress-strain behaviour of 'wet' clay." I, Cambridge University Press, Cambridge, U.K., 553-609.

Rujikiatkamjorn, C., e Indraratna, B. (2009). Design procedure for vertical drains considering a linear variation of lateral permeability within the smear zone. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(3), 270-280.

Saha, P., Roy, D., Manna, S., Adhikari, B., Sen, R. y Roy, S. (2012). Durability of transesterified jute geotextiles. *Geotextiles and Geomembranes*, 35, 69-75.

Sánchez, J. M., y Sagaseta, C. (1990). Analysis of staged construction of embankments on soft soil. En Proceedings of the 2nd European Speciality Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Madrid: CEDEX: 457-471.

Santoyo-Villa, E., Ovando-Shelley, E., Mooser, F., León, E., (2005). Síntesis geotécnica de la cuenca del Valle de México. TGC Ediciones. México. DF, México, 171 pp.

Sanyal, T. (2017). Jute geotextiles and their applications in civil engineering. Singapore: Springer.

Sathananthan, I., e Indraratna, B., (2006). Laboratory evaluation of smear zone and correlation between permeability and moisture content. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(7), 942-945.

Seah, T. H. (2006). Design and Construction of Ground Improvement Works at Suvarnabhumi airport. *Geotechnical Engineering, Journal of the Southeast Asian Geotechnical Society*, 37, 171 -188.

Sharma, J. S., y Xiao, D. (2000). Characterization of a smear zone around vertical drains by large-scale laboratory tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(6), 1265-1271.

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.

Sivasithamparam, N., Karstunen, M., y Bonnier, P. (2015). Modelling creep behaviour of anisotropic soft soils. *Computers and Geotechnics*, 69, 46-57.

Shinsha, H., Hara, H., Abe, T. y Tanaka, A. (1982). Consolidation settlement and lateral displacement of soft ground improved by sand-drains. *Tsushi-to-Kiso. Japan Society Soil Mech. Found. Eng*, 30(2): 7-12.

Soil Instruments. (01 de junio de 2019). Soil Instruments. Obtenido de <https://soil.co.uk/products/>.

Som, N., Chattopadhyay, B. C. y Sanyal, T. (2009). A manual on use of jute geotextiles in civil engineering. 4th Ed. Jute Manufactures Development Council, Kolkata, India.

Sridharan, A., Prakash, K. (1985). Improved rectangular hyperbola method for the determination of coefficient of consolidation. *Geotechnical Testing Journal*, 8(1), 37-40.

Stamatopoulos, A. C., y Kotzias, P. C. (1990). Mejoramiento de suelos por precarga. Limusa, México. 296p.

Steinbrenner, W. (1934). Tafeln zur Setzungsberechnung. *Die Strasse*, Vol. 1, Oct, pp. 121-124.

Tan, S. (1995). Validation of hyperbolic method for settlement in clays with vertical drains. *Soils and Foundations*, 35(1), 101-113.

Tan S. A. (1994). Hyperbolic method for settlements in clays with vertical drains. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(1):125-131.

Tan T. S., Inoue T, Lee S. L. (1991). Hyperbolic method for consolidation analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(11):1723-1737.

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.

Taylor, D. W. (1942). *Research on consolidation of clays* (Vol. 82). Massachusetts Institute of Technology.

Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, New York.

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, K. (1943) *Theoretical soil mechanics*. New York: John Wiley and Sons.

Terzaghi K, Peck R, Mesri G (1996). *Soils mechanics in engineering practice*. J Wiley and Sons, 3rd Ed., New York

Thai Maruyama Industry Co. (2019). Compact vacuum consolidation. Obtenido de <http://www.maruyama-ind.com/#cvc>

Vermeer, P. A., y Neher, H. P. (1999). A soft soil model that accounts for creep. In *Proceedings of the international symposium "Beyond 2000 in Computational Geotechnics"*, pp. 249-261.

Vu, V. T., y Yang, Y. Y. (2018). Numerical modelling of soft ground improvement by vacuum preloading considering the varying coefficient of permeability. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 12(3), 258-266.

Walker, R., e Indraratna, B. (2006) Vertical drain consolidation with parabolic distribution of permeability in smear zone. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(7), 937-941.

Wang, J., Gao, Z., Fu, H., Ding, G., Cai, Y., Geng, X., Shi, C. (2019). Effect of surcharge loading rate and mobilized load ratio on the performance of vacuum–surcharge preloading with PVDs. *Geotextiles and Geomembranes*, 47(2), 121-127.

Watabe, Y., Noguchi, T. (2011). Site-investigation and geotechnical design of D-runway construction in Tokyo Haneda Airport. *Soils and foundations*, 51(6), 1003-1018.

Wheeler, S. J., Näätänen, A., Karstunen, M., y Lojander, M. (2003). An anisotropic elastoplastic model for soft clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(2), 403-418.

Westergaard, H. M. (1938). A Problem of Elasticity Suggested by a Problem in Soil Mechanics: Soft Material Reinforced by Numerous Strong Horizontal Sheets. *Contributions to the Mechanics of Solids, Stephen Timoshenko 60th Anniversary Volume*, Macmillan, New York, pp. 17-26.

Wheeler, S. J., Näätänen, A., Karstunen, M., Lojander, M. (2003). An anisotropic elastoplastic model for soft clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(2), 403-418.

Yin, J. H., y Graham, J. (1989). Viscous–elastic–plastic modelling of one-dimensional time-dependent behaviour of clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 26(2), 199-209.

Yin, J. H., y Graham, J. (1990). Viscous–elastic–plastic modelling of one-dimensional time-dependent behaviour of clays: Reply. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(2), 262-265.

Yin, J. H., y Graham, J. (1994). Equivalent times and one-dimensional elastic viscoplastic modelling of time-dependent stress–strain behaviour of clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(1), 42-52.

Yin, J. H., y Graham, J. (1999). Elastic viscoplastic modelling of the time-dependent stress-strain behaviour of soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(4), 736-745.

Yin, J. H., Zhu, J. G., y Graham, J. (2002). A new elastic viscoplastic model for time-dependent behaviour of normally and overconsolidated clays: theory and verification. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1), 157-173.

Yin, Z.-Y., Chang, C.S., Hicher, P.Y., Karstunen, M. (2009). Micromechanical analysis of kinematic hardening in natural clay. *International Journal of Plasticity* 25 (8), 1413–1435.

Yin, Z. Y., Karstunen, M., Chang, C. S., Koskinen, M., y Lojander, M. (2011). Modeling time-dependent behavior of soft sensitive clay. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 137(11), 1103-1113.

Zeevaert, L. (1951). Ecuación Completa de Consolidación para Depósitos de Arcilla que Exhiben Fuerte Compresión Secundaria. *Revista Ingeniería, Escuela Nacional de Ingenieros, UNAM*, No. 6, 7 y 8, pp. 57-72, México, D.F., abril-agosto.

Zeevaert, L. (1985). Consolidation in the Intergranular Viscosity of High Compressible Soils. *Proceedings Symposium on Consolidation Behavior of Soils*, ASTM Committee D-18 on Soil and Rock, Ft. Lauderdale, Fl, U.S.A., January 21-24.

Zeng, G. X., Xie, K. H. y Shi, Z. Y. (1987). Consolidation analysis of sand drained grounds by FEM. En *Proceedings of the 8th Asian Regional Conference on SMFE*, Kyoto, Vol. 1: 139-142.

Zheng, G., Liu, J., Lei, H., Rahman, M. S., y Tan, Z. (2017). Improvement of very soft ground by a high-efficiency vacuum preloading method: A case study". *Marine Georesources & Geotechnology*, 35(5), 631-642.

Zhu, W., Yan, J., y Yu, G. (2018). Vacuum preloading method for land reclamation using hydraulic filled slurry from the sea: a case study in coastal China. *Ocean Engineering*, 152, 286-299.

ANEXO I. GRÁFICAS DE LA APLICACIÓN DE MÉTODOS OBSERVACIONALES

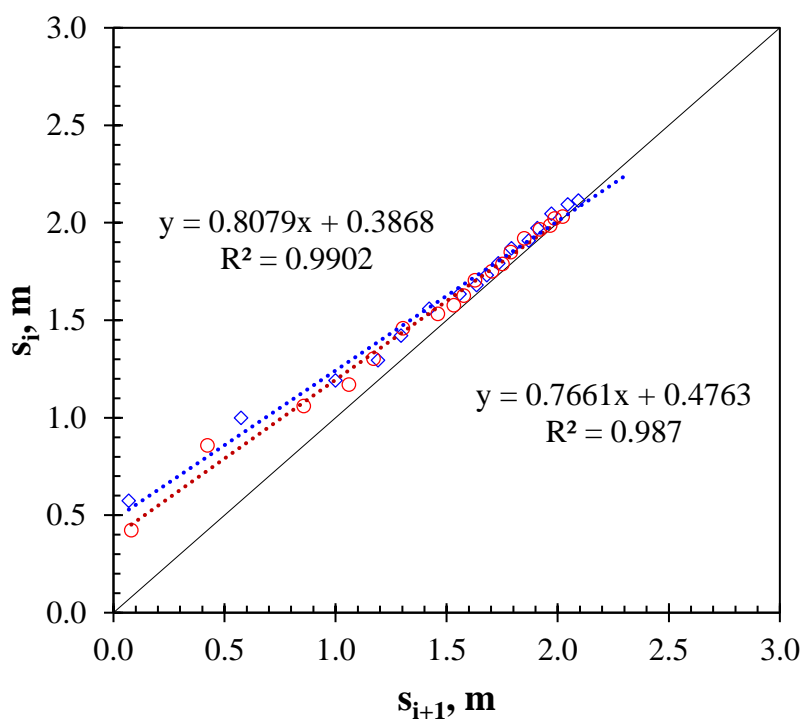


Figura A.1 Aplicación del método observacional de Asaoka (1978) en tramo de precarga convencional con drenes verticales de arena y prefabricados.

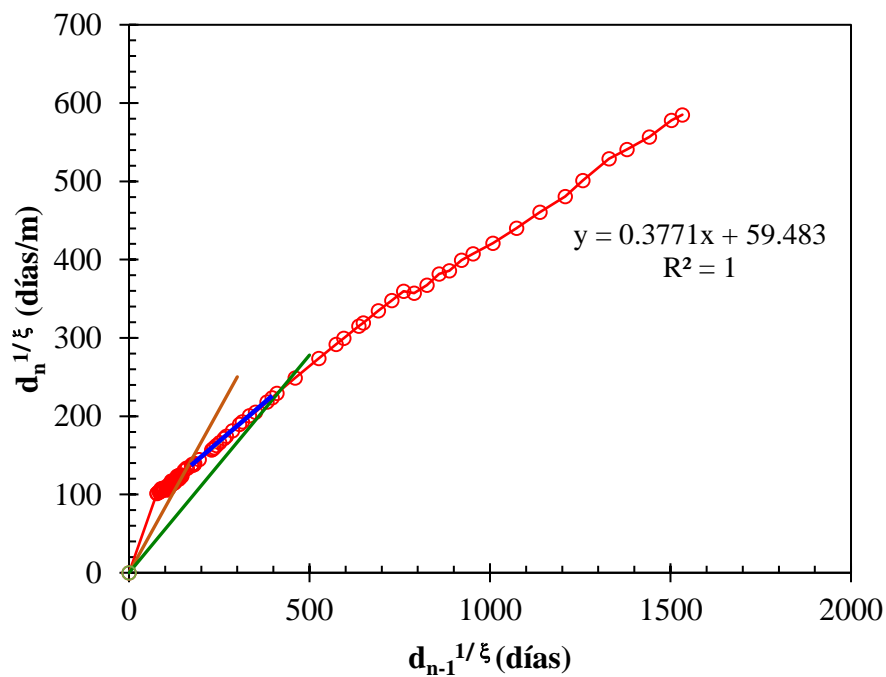


Figura A.2 Aplicación del método observacional de Guo et al. (2018a) en tramo de precarga convencional con drenes verticales de arena.

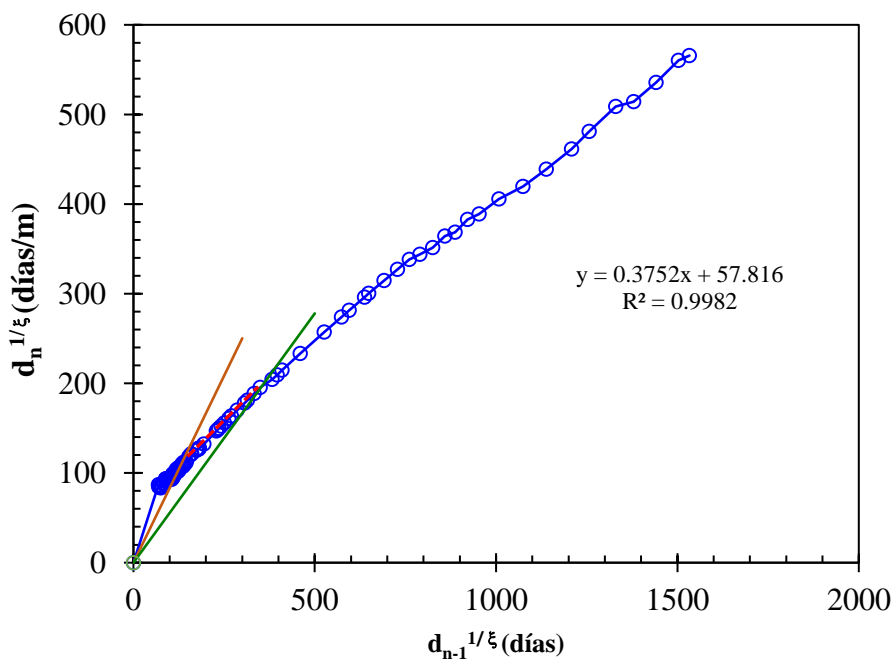


Figura A.3 Aplicación del método observacional de Guo et al. (2018a) en tramo de precarga convencional con drenes verticales prefabricados sintéticos.

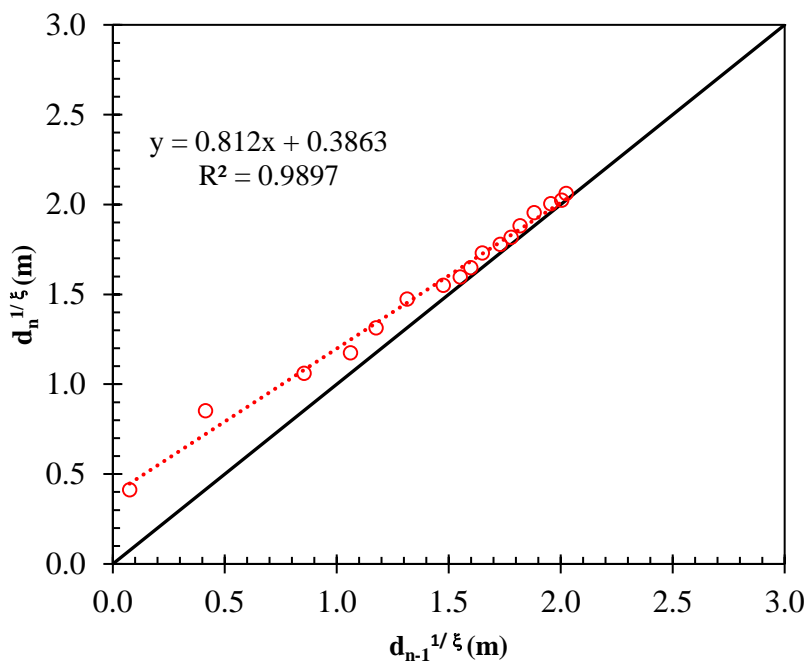


Figura A.4 Aplicación del método observacional de Guo et al. (2018b) en tramo de precarga convencional con drenes verticales de arena.

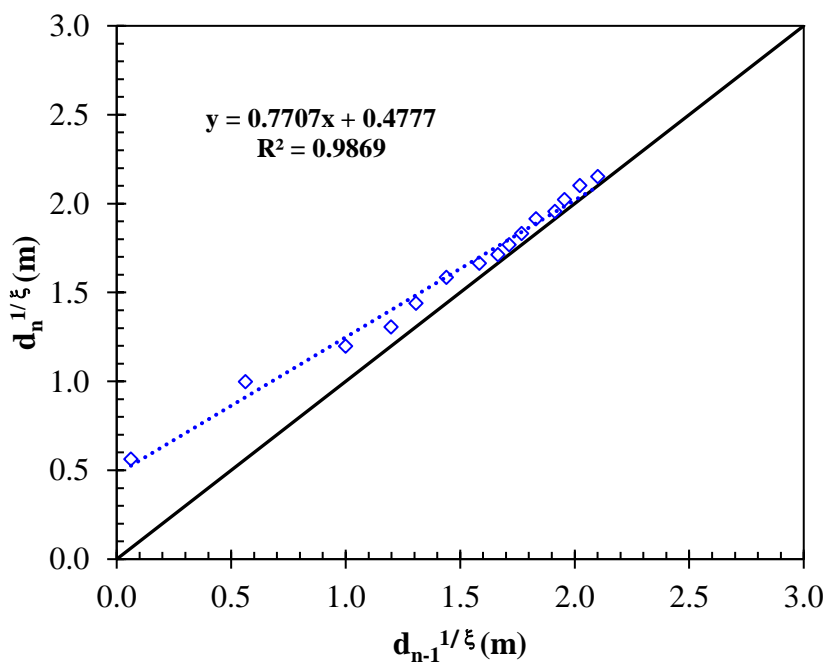


Figura A.5 Aplicación del método observacional de Guo et al. (2018b) en tramo de precarga convencional con drenes verticales prefabricados sintéticos.

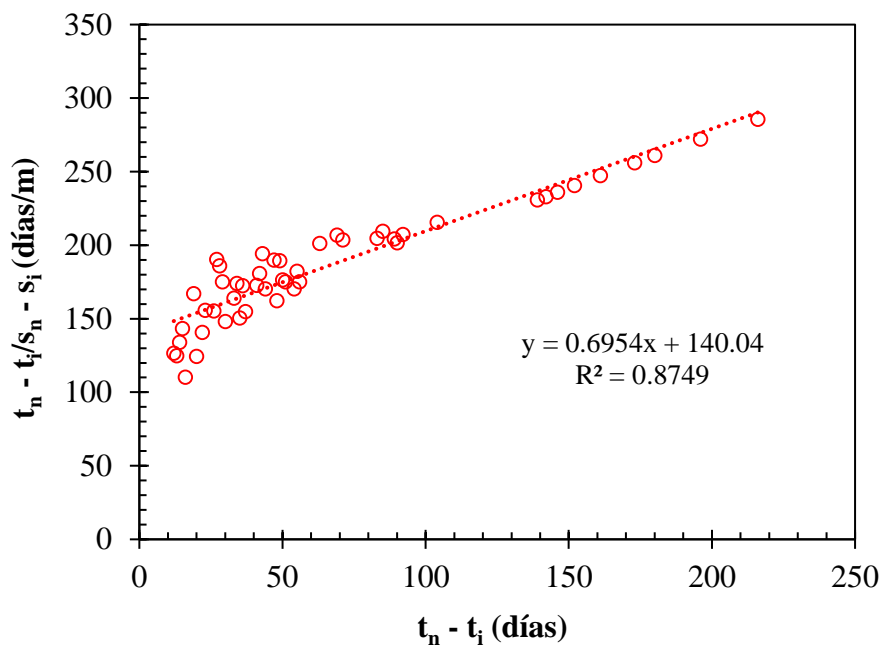


Figura A.6 Aplicación del método observacional de Tan et al. (1991) en tramo de precarga convencional con drenes verticales de arena.

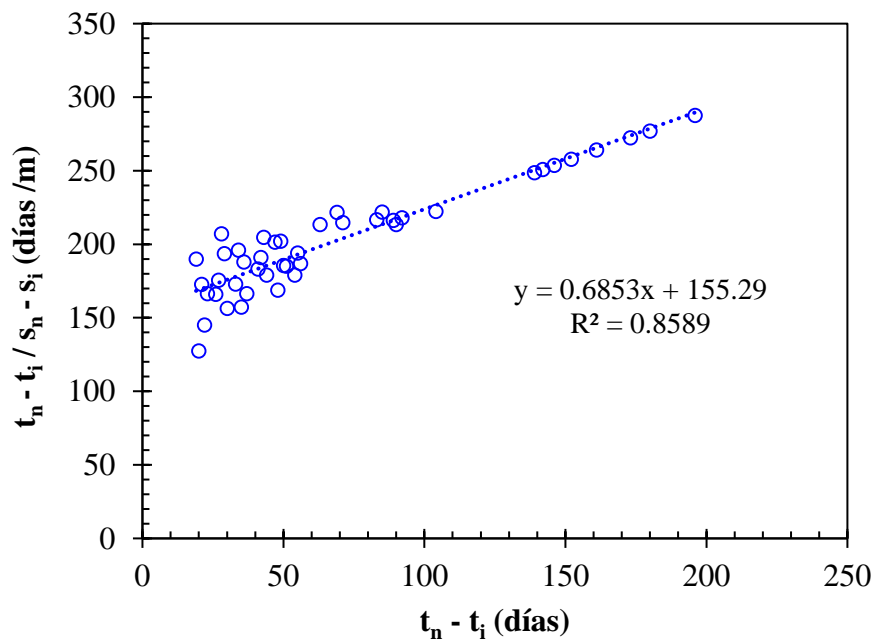


Figura A.7 Aplicación del método observacional de Tan et al. (1991) en tramo de precarga convencional con drenes verticales prefabricados sintéticos.

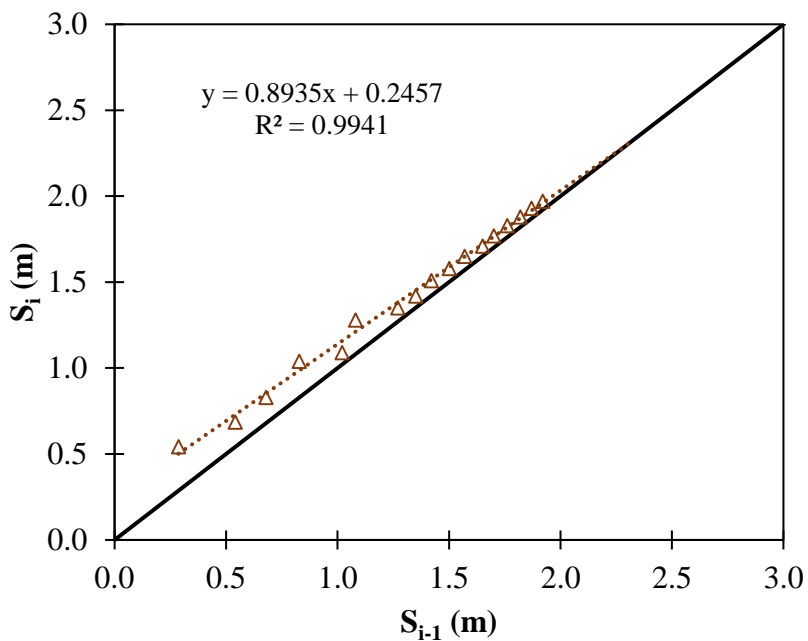


Figura A.8 Aplicación del método observacional de Asaoka (1978) en tramo de precarga con drenes verticales prefabricados sintéticos y aplicación de vacío dren a dren.

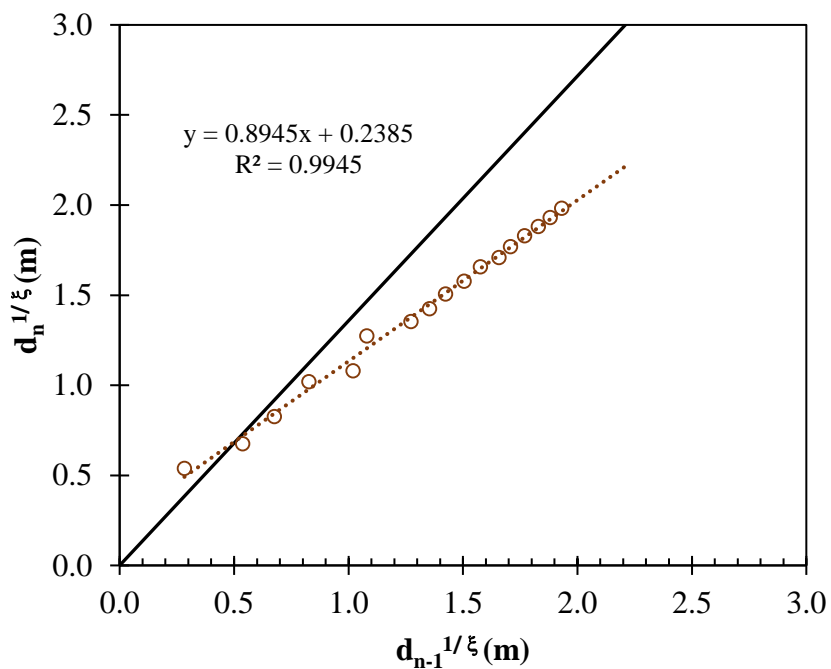


Figura A.9 Aplicación del método observacional de Guo et al. (2018b) en tramo de precarga con drenes verticales prefabricados sintéticos y aplicación de vacío dren a dren.

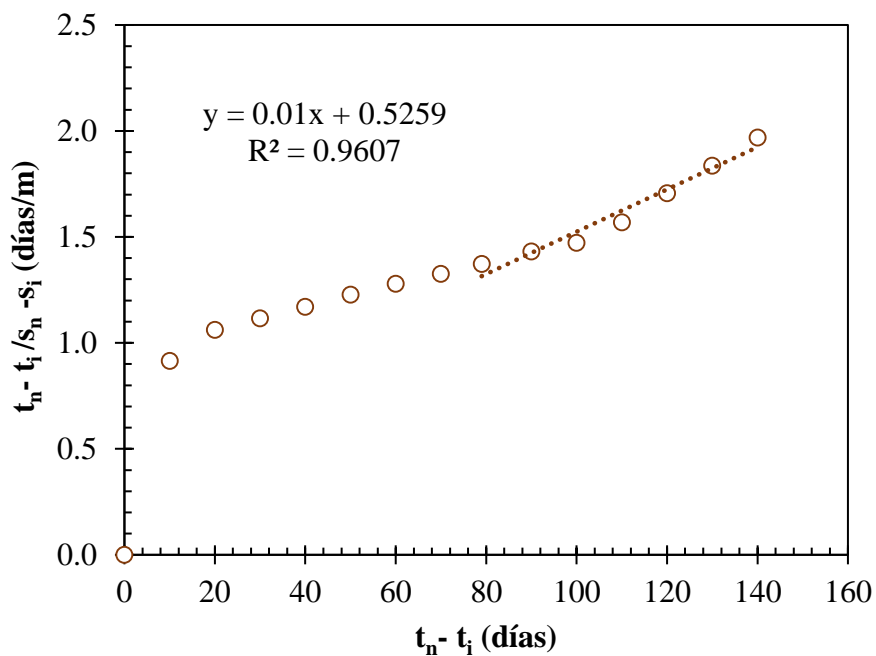


Figura A.10 Aplicación del método observacional de Tan et al. (1991) en tramo de precarga con drenes verticales prefabricados sintéticos y aplicación de vacío dren a dren.

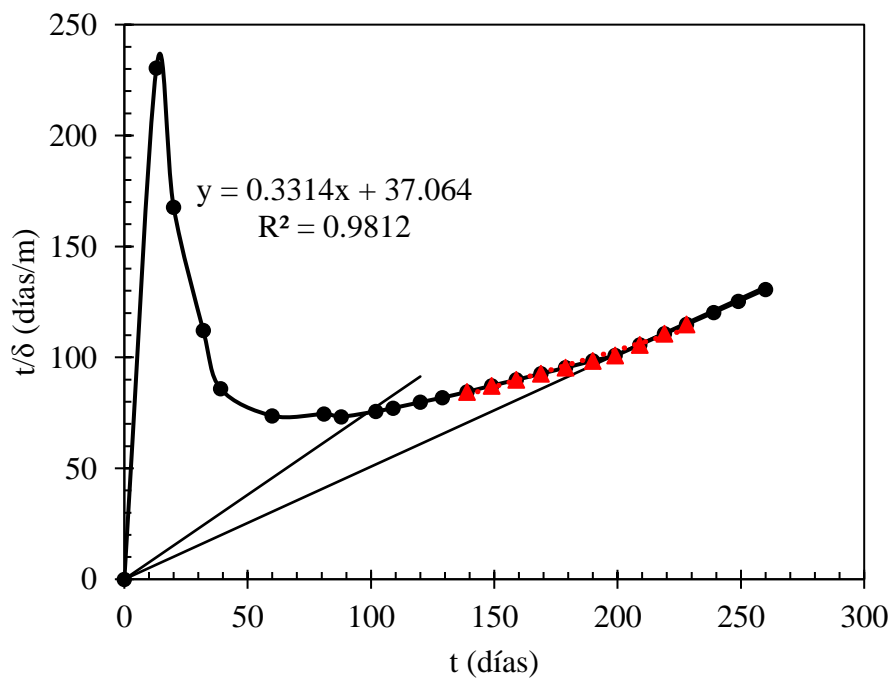


Figura A.11 Aplicación del método observacional de Guo et al. (2018a) en tramo de precarga con drenes verticales prefabricados sintéticos y aplicación de vacío dren a dren.

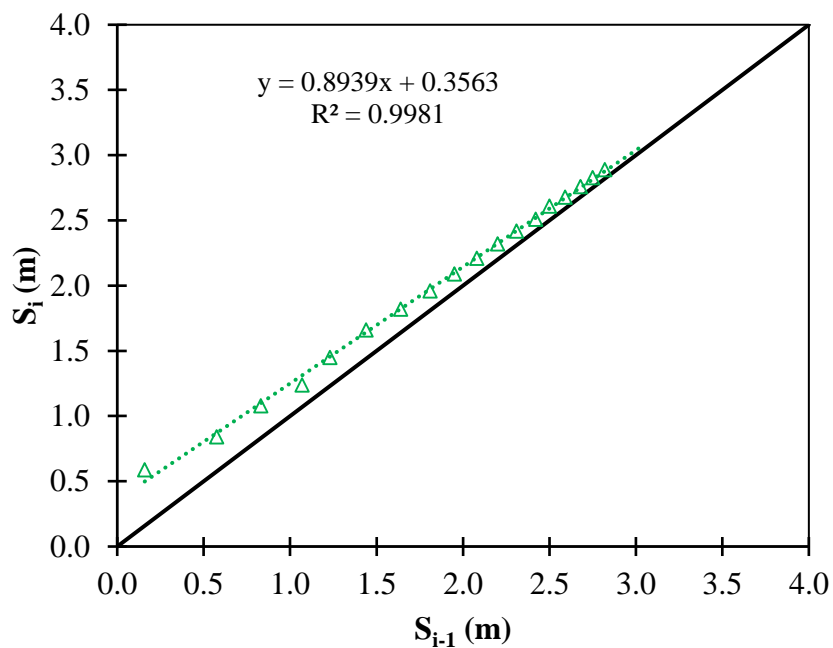


Figura A.12 Aplicación del método observacional de Asaoka (1978) en tramo de precarga con drenes verticales prefabricados sintéticos y aplicación de vacío mediante membrana hermética.

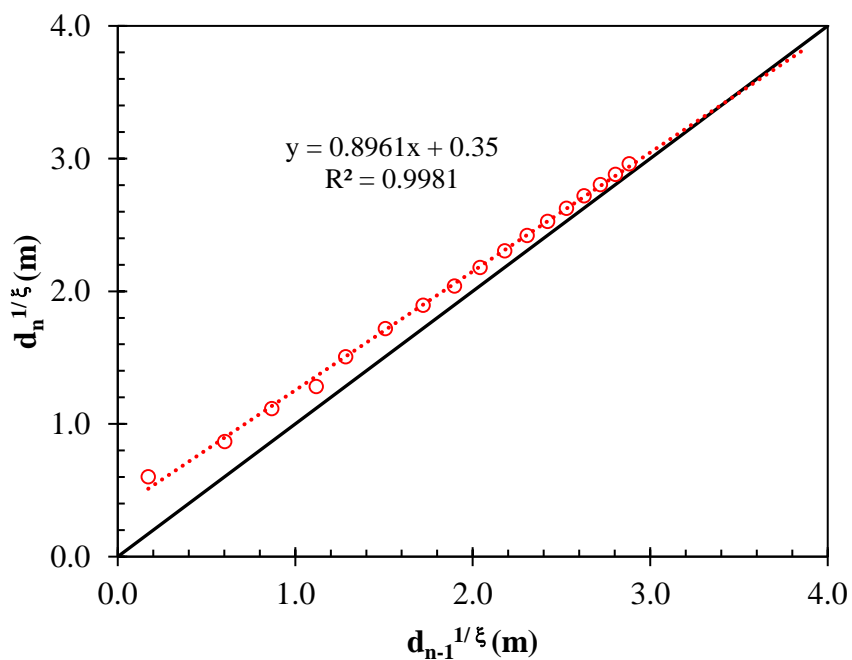


Figura A.13 Aplicación del método observacional de Guo et al. (2018b) en tramo de precarga con drenes verticales prefabricados sintéticos y aplicación de vacío mediante membrana hermética.

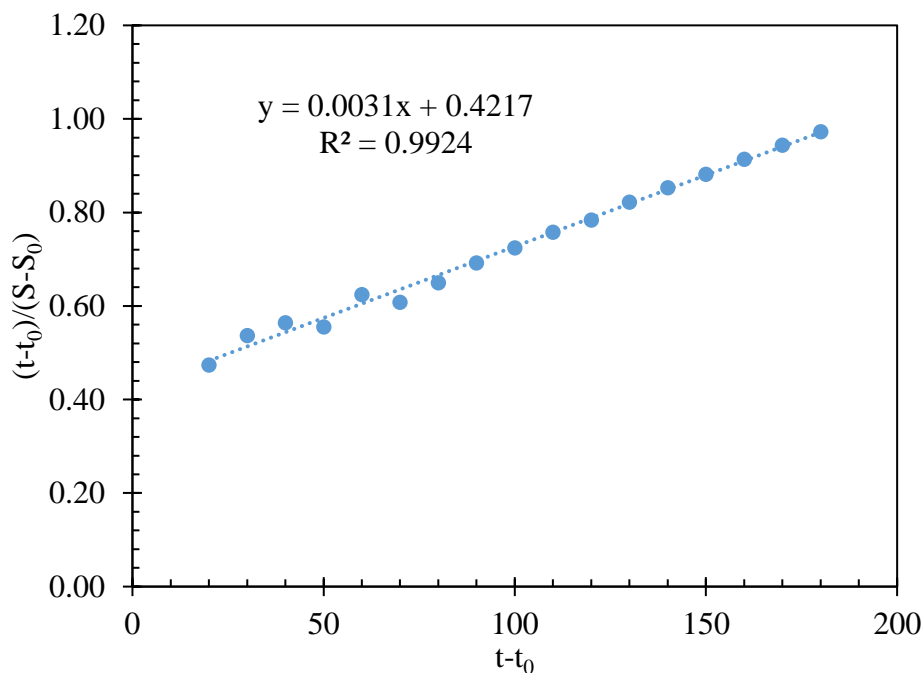


Figura A.14 Aplicación del método observacional de Tan et al. (1991) en tramo de precarga con drenes verticales prefabricados sintéticos y aplicación de vacío mediante membrana hermética.

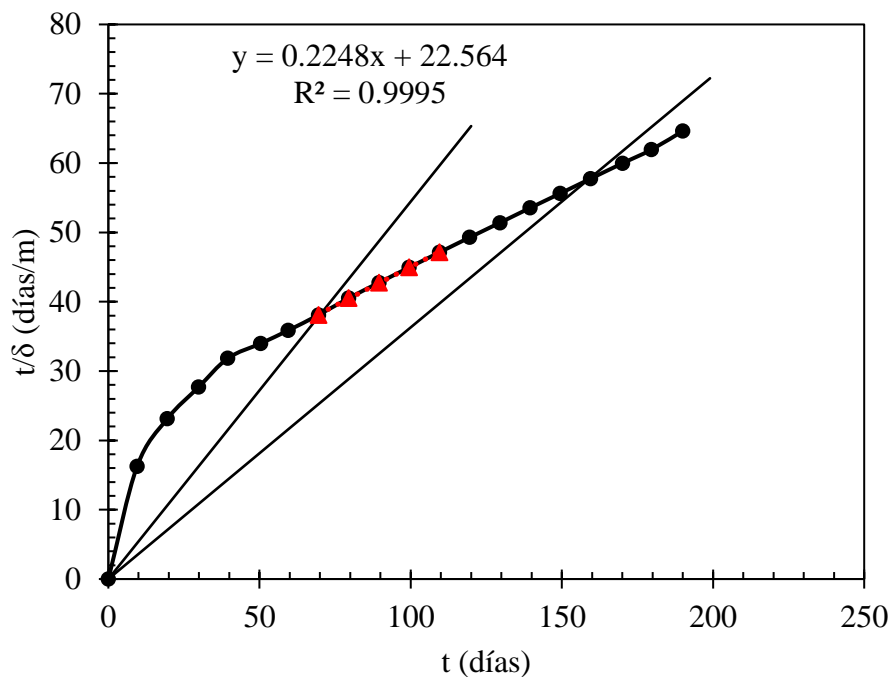


Figura A.15 Aplicación del método observacional de Guo et al. (2018a) en tramo de precarga con drenes verticales prefabricados sintéticos y aplicación de vacío mediante membrana hermética.