



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

APLICACIÓN DE LA MECÁNICA DE SUELOS NO
SATURADOS A LA INGENIERÍA DE CIMENTACIONES

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
Ing. HÉCTOR ÁLVARO NANDAR CASTELLANOS

TUTOR:
Dr. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
FACULTAD DE INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO, NOVIEMBRE DE 2018



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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: M.I. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA
Secretario: M.I. CARMELINO ZEA CONSTANTINO
Vocal: Dr. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
1.^{er} suplente: Dra. ALEXANDRA OSSA LOPEZ
2.^o suplente: Dra. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA

Lugares donde se realizó la tesis: POSGRADO DE INGENIERÍA – UNAM
Ciudad de México

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL
Y AMBIENTAL (DECA) – UPC
Barcelona

TUTOR DE TESIS:

Dr. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

FIRMA

*Dedicado a Dios
y a mi familia.*

Agradecimientos

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología CONACYT por su apoyo mediante el programa de becas nacionales para estudios de posgrado.

A la Coordinación de Estudios de Posgrado CEP por su apoyo mediante el Programa de Movilidad Internacional de Estudiantes.

Al Dr. Rigoberto Rivera Constantino por su apoyo y colaboración incondicionales para sacar adelante este trabajo. Su orientación para conseguir la estancia de investigación en la Universidad Politécnica de Cataluña UPC fue de especial importancia en el logro de los objetivos planteados.

A los profesores de la Universidad Politécnica de Cataluña UPC: Dr. Eduardo Alonso, Dr. Jean Vaunat y Dr. Alfonso Rodríguez, por su asesoría y colaboración durante mi estancia de investigación en Barcelona.

A mis sinodales: Dra. Norma Patricia López Acosta, Dra. Alexandra Ossa López, M.I. Agustín Deméneghi Colina y M.I. Carmelino Zea Constantino.

A mis padres Pastora Castellanos y Laureano Nandar por sus constantes manifestaciones de amor y apoyo, y especialmente por la confianza en mi depositada.

A mis hermanos: Karina, Amparo, Roberto y Mauricio, por su cariño y apoyo desinteresados; y a mis sobrinos: Lady, Milady, Lisbeth, Jessica y Jaider, por su amor y cariño, pero especialmente por ser la razón de querer volver.

A Inés Guevara por su apoyo y colaboración en todo momento de esta etapa de mi vida, por su amistad sincera y especialmente por «no dejarme morir».

A mis amigos y compañeros de posgrado, especialmente a María del Carmen Cano y a Carlos Aguilar por su colaboración y amistad sincera.

A mis amigos: Mauricio Cabrera, Johnny Narváez, Ricardo Benavides y Carlos Eduardo Arcos, porque aunque con humor negro, sus comentarios me dieron aliento e impulso para seguir adelante.

A México y a la Universidad Nacional Autónoma de México UNAM por darme esta gran oportunidad.

Resumen

La mecánica de suelos no saturados es una rama de la ingeniería civil que escasamente se ha implementado en la práctica profesional. El propósito fundamental de este trabajo es contribuir a disminuir la brecha existente entre los conceptos y las teorías fundamentales de la mecánica de suelos no saturados y la ingeniería práctica.

Inicialmente se presenta una revisión bibliográfica general de los aspectos más importantes de la mecánica de suelos no saturados, como es la curva característica o de retención, sus zonas y puntos de interés, los modelos de ajuste y los factores que influyen en su comportamiento. La resistencia al esfuerzo cortante y la capacidad de carga de los suelos no saturados, las variables de estado de esfuerzos y deformaciones, además de la contribución de la succión a la resistencia y capacidad de carga con base en el acoplamiento hidro-mecánico que ofrece la curva de retención. Se presenta también un resumen del modelo constitutivo BBM (*Barcelona Basic Model*) desarrollado dentro de la teoría elastoplástica con rigidización, que permite reproducir múltiples aspectos del comportamiento de los suelos no saturados, poco o moderadamente expansivos; y el BExM (*Barcelona Expansive Model*) que es una extensión del BBM, basado en el concepto de doble porosidad (microestructura y macroestructura), que permite describir el comportamiento de los suelos más expansivos.

Posteriormente, aplicando el modelo constitutivo BBM, se realizó el modelado numérico de un terraplén experimental construido con suelos finos no saturados, sometido a diferentes fases de inundación por la base, con el fin de describir los efectos de los humedecimientos en las deformaciones. Previamente se llevó a cabo el modelado numérico de dos ensayos edométricos con control de succión, realizados en laboratorio con muestras del suelo que conforma la estructura del terraplén, para determinar los parámetros propios del modelo constitutivo BBM requeridos para el modelado del terraplén. Los resultados obtenidos del modelado numérico se analizaron y compararon con las mediciones hechas *in situ* durante el período de monitoreo del terraplén experimental.

Contenido

Agradecimientos	III
Resumen	V
Contenido	VII
Lista de figuras	XI
Lista de tablas	XIII
Nomenclatura	XV
1. Introducción	1
1.1. Planteamiento del problema	1
1.2. Objetivos	1
1.2.1. Objetivo general	1
1.2.2. Objetivos específicos	1
1.3. Justificación y alcances	1
2. El contenido de agua y la succión en el suelo	3
2.1. Suelos no saturados	3
2.1.1. Suelos colapsables	4
2.1.2. Suelos expansivos	4
2.2. La succión en el suelo	5
2.2.1. Succión matricial	5
2.2.2. Succión osmótica	5
2.2.3. Medición y control de la succión	5
2.3. Curva de retención	8
2.3.1. Contenido de agua volumétrico	8
2.3.2. Contenido de agua normalizado	8
2.3.3. Zonas y puntos de interés de la curva de retención	9
2.3.4. Estimación de la curva de retención	10
2.3.5. Modelos ajuste de la curva de retención	10
2.3.5.1. Modelo de Brooks y Corey	10
2.3.5.2. Modelo de Van Genuchten	10
2.3.5.3. Modelo de Fredlund y Xing	10
2.3.6. Factores que afectan la curva de retención	11
2.3.6.1. Tipo de suelo	11
2.3.6.2. Densidad seca y energía de compactación	12
2.3.6.3. Humedad de compactación	12
2.4. Funciones de propiedades	12
2.5. Conductividad hidráulica	12
2.5.1. Permeabilidad relativa	13

2.5.2.	Permeabilidad intrínseca	13
3.	Resistencia al esfuerzo cortante y capacidad de carga	15
3.1.	Variables de estado para suelos no saturados	15
3.1.1.	Esfuerzo efectivo	15
3.1.1.1.	Ecuación de Bishop	15
3.1.1.2.	Ecuación de Jommi	16
3.1.2.	Estado de esfuerzos	16
3.1.3.	Estado de deformaciones	17
3.2.	Resistencia al esfuerzo cortante	18
3.2.1.	Criterio de falla extendido de Mohr–Coulomb	18
3.2.1.1.	Envolvente de falla no lineal	19
3.2.1.2.	Relación entre la resistencia al esfuerzo cortante y la curva de retención	20
3.3.	Capacidad de carga	21
3.3.1.	Teoría de capacidad de carga de Terzaghi	21
3.3.2.	Ecuación general de capacidad de carga	22
3.3.3.	Parámetros de diseño	22
3.3.3.1.	Enfoque del esfuerzo total	23
3.3.3.2.	Enfoque de las variables de estado de esfuerzos	24
3.3.3.3.	Relación entre la capacidad de carga y la curva de retención	24
4.	Modelos constitutivos para suelos no saturados	27
4.1.	Modelo constitutivo BBM	27
4.1.1.	Bases del modelo	27
4.1.2.	BBM para estado de esfuerzos isotrópicos	28
4.1.2.1.	Estados de esfuerzos que inducen a la fluencia	28
4.1.2.2.	Leyes de rigidización	30
4.1.3.	El BBM para estado de esfuerzos triaxiales	31
4.2.	Modelo constitutivo BExM	32
4.2.1.	Microestructura y macroestructura	33
4.2.1.1.	Interacción entre la microestructura y la macroestructura	34
4.2.2.	BExM para estado de esfuerzos isotrópicos	36
4.2.2.1.	Comportamiento elástico	36
4.2.2.2.	Comportamiento plástico	37
4.2.2.3.	Leyes de rigidización	37
4.2.3.	El BExM para estado de esfuerzos triaxiales	37
4.3.	Viscoplasticidad en el BBM y el BExM	38
5.	Proyecto experimental con suelos no saturados	41
5.1.	Terraplén experimental de Rouen	41
5.1.1.	Objetivos del proyecto	41
5.2.	Construcción	41
5.2.1.	Geometría y conformación	41
5.2.1.1.	Primera etapa	43
5.2.1.2.	Segunda etapa	43
5.2.1.3.	Tercera etapa	43
5.2.1.4.	Diques y obras complementarias	43
5.3.	Materiales	43
5.4.	Instrumentación	44
5.5.	Contenido de agua y densidad seca en la construcción	45
5.6.	Fases de saturación e inundación	45
5.6.1.	Saturación de la base drenante	45

5.6.2.	Primera inundación	45
5.6.3.	Segunda inundación	47
5.7.	Efectos causados por los humedecimientos	48
5.7.1.	Saturación de la base drenante	48
5.7.2.	Primera inundación	48
5.7.3.	Segunda inundación	48
5.8.	Medición de la succión	49
6.	Modelado numérico de ensayos edométricos con control de succión	51
6.1.	Modelado numérico con CODE_BRIGHT	51
6.2.	Trayectoria de esfuerzos	53
6.3.	Geometría de las probetas	53
6.4.	Condiciones iniciales y de contorno	54
6.5.	Resistencia y compresibilidad	54
6.6.	Esfuerzo de preconsolidación	56
6.7.	Acoplamiento hidro–mecánico	56
6.8.	Permeabilidad	57
6.9.	Definición del modelo computacional	59
6.10.	Análisis de resultados	59
6.10.1.	Deformación volumétrica	61
6.10.2.	Grado de saturación y relación de agua	61
6.10.3.	Diagramas SWEP	61
6.10.4.	Acoplamiento hidro–mecánico	64
6.10.5.	Parámetros del BBM	65
7.	Modelado numérico de un terraplén experimental	67
7.1.	Terraplén experimental de Rouen	67
7.2.	Geometría del modelo del terraplén	67
7.3.	Intervalos de tiempo y fases de inundación	69
7.4.	Condiciones iniciales y de contorno	69
7.5.	Porosidad y densidad seca	69
7.6.	Resistencia y compresibilidad	70
7.7.	Esfuerzo de preconsolidación	70
7.8.	Acoplamiento hidro–mecánico	70
7.9.	Permeabilidad	71
7.10.	Parámetros y propiedades del material SNEC	71
7.11.	Definición del modelo computacional	72
7.12.	Análisis de resultados	73
7.12.1.	Contenido de agua volumétrico	73
7.12.2.	Deformaciones verticales	78
7.12.3.	Acoplamiento hidro–mecánico	81
7.12.4.	Comportamiento de la base colapsable del terraplén	81
7.12.4.1.	Capa 1: de 0 a 0.53 m	81
7.12.4.2.	Capa 2: de 0.53 a 0.85 m	86
7.12.4.3.	Capa 3: de 0.85 a 1.15 m	86
7.12.4.4.	Capa 5: de 1.15 a 1.81 m	86
7.12.5.	Diagramas SWEP de la base colapsable del terraplén	86
7.12.5.1.	Capa 1: de 0 a 0.53 m	86
7.12.5.2.	Capa 2: de 0.53 a 0.85 m	86
7.12.5.3.	Capa 3: de 0.85 a 1.15 m	88
7.12.5.4.	Capa 5: de 1.15 a 1.81 m	88
7.12.6.	Perfiles de desplazamientos y deformaciones verticales	90

7.12.7. Grado de saturación	92
8. Conclusiones y líneas de investigación	95
8.1. Conclusiones	95
8.2. Líneas de investigación	96
Bibliografía	97

Lista de figuras

2.1. Zonas de un perfil de suelo no saturado	4
2.2. Técnicas experimentales de medición y control de la succión	7
2.3. Zonas y puntos de interés de la curva de retención	9
2.4. Curvas de retención representativas para arenas, limos y arcillas	11
2.5. Metodologías para determinar las funciones de propiedades del suelo	13
3.1. Estado de esfuerzos en un punto de un suelo no saturado	17
3.2. Envolvente de falla según el criterio extendido de Mohr–Coulomb	19
3.3. No linealidad de la envolvente de falla con respecto a la succión matricial	20
3.4. Superficie de falla por capacidad de carga bajo una cimentación rígida continua	22
3.5. Trayectoria de esfuerzos en una prueba de compresión inconfiada	23
4.1. Relación entre los esfuerzos de preconsolidación no saturado p_0 y saturado p_0^*	29
4.2. Definición de la succión de fluencia s_0 y las líneas de fluencia LC y SI	30
4.3. Superficies de fluencia en el espacio de esfuerzos (p, q, s)	32
4.4. Superficies de fluencia en el espacio de esfuerzos (p, q, s)	33
4.5. Líneas de fluencia en el plano de esfuerzos (p, s)	34
4.6. Mecanismos de interacción entre la microestructura y la macroestructura	35
4.7. Superficies de fluencia en el espacio de esfuerzos (p, q, s)	38
4.8. Modelo viscoplastico de Perzyna	39
5.1. Geometría de la estructura del terraplén	42
5.2. Perfiles esquemáticos de la estructura del terraplén	42
5.3. Numeración y geometría de las capas del terraplén	42
5.4. Terraplén experimental de Rouen al final de la construcción	43
5.5. Curvas granulométricas de los materiales A28 y SNEC	44
5.6. Cronograma con equivalencia entre las fechas de los eventos y el número de días de las etapas del terraplén	45
5.7. Posición de sondas y sensores en la sección transversal central del terraplén	46
5.8. Perfiles de contenido de agua y densidad seca	46
5.9. Representación esquemática de las fases de saturación e inundación	47
5.10. Nivel alcanzado por el frente de saturación completa en las fases de humedecimiento	48
6.1. Trayectoria de esfuerzos seguida en los ensayos edométricos con control de succión	54
6.2. Geometría y condiciones de contorno y flujo de agua en el modelo de los ensayos edométricos con control de succión	55
6.3. Parámetros de resistencia y compresibilidad del material A28	56

6.4. Isolíneas de esfuerzo de preconsolidación y de succión obtenidas para diferentes condiciones de compactación del material A28	57
6.5. Curvas de retención del material A28	58
6.6. Parámetros de permeabilidad saturada y relativa del material A28	59
6.7. Variación de la deformación volumétrica, la relación de agua y el grado de saturación con la succión matricial en los ensayos edométricos con control de succión	62
6.8. Diagrama SWEP obtenido del modelado numérico del ensayo edométrico con control de succión de la probeta ESC-1	63
6.9. Diagrama SWEP obtenido del modelado numérico del ensayo edométrico con control de succión de la probeta ESC-2	64
6.10. Curvas de retención experimental y calibradas en el modelado numérico de los ensayos edométricos con control de succión	65
6.11. Línea de fluencia LC y trayectorias de esfuerzos obtenidas del modelado numérico de los ensayos edométricos con control de succión	66
7.1. Geometría y condiciones de contorno y flujo de agua en las etapas del modelado del terraplén experimental	68
7.2. Relación entre la densidad seca y la relación de vacíos del material A28	70
7.3. Curvas de retención del material SNEC	72
7.4. Discretización del modelo del terraplén experimental usando elementos finitos	73
7.5. Evolución en el tiempo de los contenidos volumétricos de agua modelados y medidos con las sondas TDR-1W4, TDR-1W5 y TDR-1W6	76
7.6. Evolución en el tiempo de los contenidos volumétricos de agua modelados y medidos con las sondas TDR-2W9, TDR-3W10 y TDR-5W13	77
7.7. Evolución en el tiempo de las deformaciones verticales modeladas y medidas con los sensores LVDT-0D21, LVDT-0D6 y LVDT-0D1	79
7.8. Evolución en el tiempo de las deformaciones verticales modeladas y medidas con los sensores LVDT-1D9, LVDT-1D2 y LVDT-3D3	80
7.9. Curvas de retención experimentales y calibradas en el modelado numérico de las capas de la base colapsable del terraplén	81
7.10. Trayectorias de esfuerzos y evolución en el tiempo de diferentes parámetros de la capa 1 de la base colapsable del terraplén	82
7.11. Trayectorias de esfuerzos y evolución en el tiempo de diferentes parámetros de la capa 2 de la base colapsable del terraplén	83
7.12. Trayectorias de esfuerzos y evolución en el tiempo de diferentes parámetros de la capa 3 de la base colapsable del terraplén	84
7.13. Trayectorias de esfuerzos y evolución en el tiempo de diferentes parámetros de la capa 5 de la base colapsable del terraplén	85
7.14. Diagrama SWEP obtenido del modelado numérico en el punto central de la capa 1 de la base colapsable del terraplén	87
7.15. Diagrama SWEP obtenido del modelado numérico en el punto central de la capa 2 de la base colapsable del terraplén	88
7.16. Diagrama SWEP obtenido del modelado numérico en el punto central de la capa 3 de la base colapsable del terraplén	89
7.17. Diagrama SWEP obtenido del modelado numérico en el punto central de la capa 5 de la base colapsable del terraplén	90
7.18. Desplazamientos verticales en el eje central y costados W y E del terraplén	91
7.19. Deformaciones verticales en el eje central y costados W y E del terraplén	92
7.20. Perfiles de grado de saturación en el eje central del terraplén	93

Lista de tablas

2.1. Equipos y técnicas para medición y control de la succión	6
5.1. Propiedades físicas y clasificación de los materiales A28 y SNEC	44
6.1. Parámetros mecánicos requeridos por CODE_BRIGTH para el modelado mediante BBM	52
6.2. Parámetros de acoplamiento hidro–mecánico y de permeabilidad requeridos por CODE_BRIGTH para el modelado mediante BBM	53
6.3. Discretización de la trayectoria de esfuerzos de las pruebas edométricas con control de succión . .	54
6.4. Parámetros de ajuste de las curvas de retención del material A28	57
6.5. Parámetros mecánicos, de acoplamiento hidro–mecánico y de permeabilidad usados en el modelado numérico de los ensayos edométricos con control de succión mediante BBM	60
6.6. Parámetros las curvas de retención de las probetas ESC–1 y ESC–2 calibrados en el modelado numérico de los ensayos edométricos con control de succión	65
6.7. Parámetros del BBM para el material A28 calibrados en el modelado numérico de los ensayos edométricos con control de succión	66
7.1. Duración de las etapas en el desarrollo y monitoreo del terraplén experimental	69
7.2. Propiedades iniciales de las diferentes capas de material A28	71
7.3. Parámetros iniciales de las curvas de retención de cada capa de material A28	71
7.4. Parámetros mecánicos, de acoplamiento hidro–mecánico y permeabilidad usados en el modelado numérico del terraplén experimental mediante BBM	74
7.5. Propiedades y parámetros mecánicos del material SNEC usados en el modelado numérico del terraplén experimental mediante BBM	75
7.6. Parámetros de acoplamiento hidro–mecánico y permeabilidad del material SNEC usados en el modelado numérico del terraplén experimental mediante BBM	75

Nomenclatura

α	Exponente en el modelo de esfuerzo medio efectivo microestructural.	Δv_p	Variación de volumen debida a la descarga isótropa en el dominio elástico.
α	Parámetro de ajuste que es función ψ_a en la ecuación de Van Genuchten.	Δv_s	Variación de volumen debida a la disminución de la succión en el dominio elástico.
α	Parámetro que rige la regla de flujo en la superficie de fluencia LC del BBM.	$\dot{\lambda}$	Parámetro de consistencia que especifica la magnitud de $\dot{\epsilon}^{VP}$.
α_1	Variable interna que rige la ley de rigidización para SI y SD en el BExM.	η	Parámetro de viscosidad del suelo.
α_2	Variable interna que rige la ley de rigidización para LC en el BExM.	Γ	Parámetro de fluidez del suelo.
α_m	Parámetro que controla la tasa de incremento de la rigidez microestructural con el esfuerzo medio neto.	γ	Parámetro de F y G .
β	Parámetro que controla la tasa de crecimiento de la rigidez con la succión.	γ	Parámetro que rige la regla de flujo en la superficie de fluencia LC del BExM.
β_m	Parámetro que controla la rigidez microestructural.	γ	Peso unitario del suelo.
$\dot{\epsilon}$	Velocidad total de deformación.	Γ_0	Parámetro de fluidez inicial.
$\dot{\epsilon}^e$	Componente elástico de la velocidad de deformación.	\hat{p}	Esfuerzo medio efectivo microestructural.
$\dot{\epsilon}^{VP}$	Componente viscoplástico de la velocidad de deformación.	\hat{p}_i	Estado particular de esfuerzo medio efectivo microestructural.
σ	Tensor de esfuerzos.	κ	Parámetro de ajuste de la resistencia al esfuerzo cortante relativo a la curva de retención.
χ	Parámetro de la ecuación de esfuerzos efectivos de Bishop.	κ	Parámetro de rigidez elástica por cambios en el esfuerzo medio neto en el diagrama $(\ln p, e)$.
δ	Exponente de la función de fluidez (viscoplasticidad).	κ_m	Parámetro de rigidez elástica de la microestructura.
δ_{hk}	Función delta de Kronecker o tensor de sustitución.	κ_s	Parámetro de rigidez elástica por cambios en la succión en el diagrama $(\ln s, e)$.
Δc_u	Cambio en la resistencia al esfuerzo cortante no drenada.	λ	Exponente que equivale a m en el modelo generalizado de permeabilidad relativa.
		λ	Parámetro que corresponde a m en la ecuación de Van Genuchten.
		λ	Índice de distribución de tamaño de poros en la ecuación de Brooks y Corey.

$\lambda(0)$	Parámetro de rigidez plástica (rama virgen) por cambios en el esfuerzo medio neto en condiciones saturadas en el diagrama ($\ln p, e$).	σ_0	Tensión superficial del agua a la temperatura de medición de P_0 .
$\lambda(s)$	Parámetro de rigidez plástica (rama virgen) por cambios en el esfuerzo medio neto para una succión matricial dada en el diagrama ($\ln p, e$).	σ_1, σ_3	Esfuerzos principales totales.
λ_s	Parámetro de rigidez plástica (rama virgen) por cambios en la succión en el diagrama ($\ln s, e$).	σ_m	Esfuerzo medio.
$(J_1^{0*})_F$	Valor inicial de F .	σ_f	Esfuerzo total normal en el plano de falla.
$(J_1^{0*})_G$	Valor inicial de G .	σ_{hk}	Tensor de esfuerzo total.
$(k_{11})_0$	Permeabilidad intrínseca inicial en la primera dirección principal.	σ_v	Esfuerzo vertical.
$(k_{22})_0$	Permeabilidad intrínseca inicial en la segunda dirección principal.	$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	Esfuerzos normales totales en las direcciones x, y y z .
$(k_{33})_0$	Permeabilidad intrínseca inicial en la tercera dirección principal.	τ	Esfuerzo cortante.
\mathbf{m}	Tensor de segundo orden que determina la dirección de ε^{VP} .	τ_{ff}	Esfuerzo cortante de falla en el plano de falla.
e	Base de los logaritmos naturales.	θ	Contenido de agua volumétrico.
μ	Viscosidad dinámica del fluido.	θ_a	Contenido de aire volumétrico.
μ_{DRY}	Parámetro equivalente a M_{DRY} del modelo de Cam–Clay.	Θ_{ng}	Contenido de agua gravimétrico normalizado.
μ_{SAT}	Parámetro equivalente a M_{SAT} del modelo de Cam–Clay.	Θ_{nv}	Contenido de agua volumétrico normalizado.
ν	Relación de Poisson.	θ_r	Contenido de agua volumétrico residual.
ϕ	Ángulo de fricción interna.	θ_s	Contenido de agua volumétrico saturado.
ϕ'	Ángulo de fricción interna efectivo.	ε^e	Deformación elástica.
ϕ^b	Ángulo de succión.	ε^{VP}	Deformación viscoplástica.
ϕ_0	Porosidad de referencia inicial.	$\varepsilon_1, \varepsilon_3$	Deformaciones principales.
π	Succión osmótica.	$\varepsilon_1^e, \varepsilon_3^e$	Deformaciones principales elásticas.
ψ	Parámetro de ajuste de la capacidad de carga relativo a la curva de retención.	$\varepsilon_s, \varepsilon_s^e, \varepsilon_s^p$	Deformación total, elástica y plástica debidas al esfuerzo desviador q .
ψ	Succión total.	ε_{SM}^e	Deformación elástica de la macroestructura debida al esfuerzo desviador q .
ψ_a	Valor de succión de entrada de aire.	$\varepsilon_{VM}, \varepsilon_{VM}^e, \varepsilon_{VM}^p$	Deformación volumétrica total, elástica y plástica de la macroestructura.
ψ_r	Valor de succión residual.	$\varepsilon_{VSI}^p, \varepsilon_{VSD}^p, \varepsilon_{VLC}^p$	Deformación volumétrica plástica por activación de SI, SD y LC.
ρ	Densidad del fluido.	$\varepsilon_{vm}, \varepsilon_{vm}^e$	Deformación volumétrica total y elástica de la microestructura.
ρ_d	Densidad seca del suelo.	$\varepsilon_{VP}, \varepsilon_{VP}^e, \varepsilon_{VP}^p$	Deformación volumétrica total, elástica y plástica (asociada a la línea de fluencia LC) inducidas por cambios en el esfuerzo medio neto p .
σ	Esfuerzo normal total.	$\varepsilon_{VS}, \varepsilon_{VS}^e, \varepsilon_{VS}^p$	Deformación volumétrica total, elástica y plástica (asociada a la línea de fluencia SI) inducidas por cambios en la succión matricial s .
σ'	Esfuerzo normal efectivo.	ε_v	Deformación volumétrica.
		$\varepsilon_v, \varepsilon_v^e, \varepsilon_v^p$	Deformación volumétrica total, elástica y plástica.

$\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}$	Deformaciones longitudinales en las direcciones x , y y z .	G	Módulo de cortante del suelo.
φ	Función de sobreesfuerzo o fluencia.	g	Aceleración de la gravedad.
$\widehat{\sigma}_{hk}$	Esfuerzo medio del esqueleto de suelo en la ecuación de Jommi.	G_s	Densidad relativa de sólidos.
A	Coefficiente del modelo generalizado de permeabilidad relativa.	i	Gradiente hidráulico.
A	Sección transversal normal a la dirección del flujo de agua.	I_p	Índice de plasticidad.
a	Parámetro de F y G .	K	Permeabilidad absoluta o intrínseca.
a_1, a_2	Parámetros relacionados con los parámetros de rigidez elástica κ y κ_s , y con la relación de vacíos e .	k	Conductividad hidráulica o coeficiente de permeabilidad del suelo.
a_f	Parámetro de ajuste que es función ψ_a en la ecuación de Fredlund y Xing.	K_0	Coefficiente de presión lateral del suelo.
B	Ancho de cimentación.	k_2, k_3	Parámetros relacionados con k_s y con el modelo Cam–Clay.
b	Parámetro de no asociatividad relacionado con M .	K_m	Módulo volumétrico elástico microestructural.
c	Cohesión.	k_{ns}	Permeabilidad no saturada.
c'	Cohesión efectiva.	k_r	Permeabilidad relativa.
$C(\psi)$	Función de corrección de la ecuación de Fredlund y Xing.	k_s	Parámetro que describe el aumento de la cohesión con la succión.
c_u	Resistencia al esfuerzo cortante no drenada.	K_t	Módulo volumétrico elástico frente a cambios de esfuerzo.
D_{10}	Tamaño efectivo de los granos de suelo.	K_{\min}	Módulo de compresibilidad mínimo.
D_f	Profundidad de desplante.	M	Pendiente de la línea de estado crítico.
E	Módulo de elasticidad.	m	Exponente del modelo generalizado de permeabilidad relativa.
e	Relación de vacíos.	m	Parámetro de ajuste de la ecuación de Van Genuchten.
e_m, e_M	Relación de vacíos microestructural y macroestructural.	m_f	Parámetro de ajuste de la ecuación de Fredlund y Xing.
e_w	Relación de agua.	N	Exponente de calibración de la función de fluencia ($N \geq 1$).
F	Función de la superficie de fluencia.	n	Exponente (entero) de F y G .
F_0	Valor de referencia de F .	n	Parámetro de ajuste de la ecuación de Van Genuchten.
$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$	Factores de profundidad de la cimentación.	n	Porosidad.
$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$	Factores de inclinación de la carga.	$N(0)$	Volumen específico correspondiente a p^c en condiciones saturadas.
$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$	Factores de forma de la cimentación.	$N(s)$	Volumen específico para $p = p^c$.
f_{D0}, f_{D1}, n_D	Parámetros para estimar la función de acoplamiento f_D .	N_c, N_q, N_γ	Factores de capacidad de carga relativos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso unitario.
f_D, \hat{f}_i	Funciones de acoplamiento en la interacción entre la microestructura y la macroestructura.	n_f	Parámetro de ajuste de la ecuación de Fredlund y Xing.
f_{i0}, f_{i1}, n_i	Parámetros para estimar la función de acoplamiento f_i .	p	Esfuerzo medio neto o exceso de esfuerzo medio sobre la presión de aire.
		p'	Esfuerzo medio efectivo.

p^*, q^*, s^*	Coordenadas del punto de imagen para la regla de flujo en BExM.	S	Grado de saturación.
p^c	Esfuerzo de referencia.	s	Succión matricial.
P_0	Valor de entrada de aire inicial, equivalente a ψ_a .	s_0, s_h	Parámetros de endurecimiento.
p_0	Esfuerzo de preconsolidación en estado no saturado.	S_e	Grado de saturación efectivo.
p_0^*	Esfuerzo de preconsolidación en estado saturado.	S_{fl}, S_{ls}	Grado de saturación residual (S_r) y máximo (S_s).
p_{atm}	Presión atmosférica.	S_r	Grado de saturación residual.
p_s	Punto de intersección de las elipses de los modelos BBM y BExM con el eje p .	S_s	Grado de saturación máximo.
p_v	Esfuerzo vertical neto.	u_a	Presión de aire en el suelo.
Q	Potencial plástico o viscoplástico.	u_w	Presión de agua en el suelo.
q	Caudal del flujo de agua en el suelo.	V	Volumen total.
q	Esfuerzo desviador.	v	Velocidad del flujo de agua en el suelo.
q	Presión de sobrecarga en la cimentación.	v, v_m, v_M	Volumen específico total, microestructural y macroestructural.
q_p	Carga distribuida en el área de contacto de la cimentación.	V_v	Volumen de vacíos.
q_u	Capacidad de carga última.	V_w	Volumen de agua.
r	Parámetro que define la rigidez máxima del suelo.	w	Contenido de agua gravimétrico.
		w_r	Contenido de agua gravimétrico residual.
		w_s	Contenido de agua gravimétrico saturado.

Introducción

1.1. Planteamiento del problema

El estudio de la mecánica de suelos no saturados se inició en la década de los setenta donde se desarrollaron los conceptos y las teorías fundamentales. Sin embargo, estos conceptos y teorías han sido escasamente implementados en la práctica profesional, y aún no hacen parte de las áreas de formación en los programas de ingeniería civil y afines de la mayoría de los centros de formación universitaria.

Los avances tecnológicos actuales permiten el desarrollo de equipos de laboratorio para determinar los parámetros y propiedades de los suelos no saturados, incluyendo la medición y el control de la succión por diferentes métodos tanto directos como indirectos. Esto favorece la implementación de la mecánica de suelos no saturados en la ingeniería práctica e incentiva a continuar con la investigación.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Realizar una revisión general de los conceptos de la mecánica de suelos no saturados, las propiedades y comportamiento de los suelos bajo esta condición, los modelos constitutivos más relevantes desarrollados hasta la actualidad y su implementación en el modelado numérico, para su aplicación en la ingeniería de cimentaciones.

1.2.2. Objetivos específicos

- Revisar los conceptos generales y propiedades de los suelos no saturados.
- Estudiar la relación del contenido de agua con la succión en el suelo.
- Hacer una revisión de los conceptos de resistencia al cortante y capacidad de carga de los suelos no saturados.
- Trabajar en el modelado numérico de los suelos no saturados mediante modelos constitutivos implementados en aplicaciones de *software*.

1.3. Justificación y alcances

La implementación de la mecánica de suelos no saturados en la práctica de la ingeniería geotécnica requiere un cambio de paradigma de la metodología de la mecánica del suelo clásica (Fredlund, 2000).

Diversas obras de ingeniería civil se construyen sobre suelos residuales producto de la meteorización de las rocas y sobre suelos de origen sedimentario, que en la mayoría de los casos se encuentran en estado no saturado. Esta condición de no saturación está ligada a variables ambientales como el clima, el régimen de lluvias, las tasas de evaporación y transpiración, y las condiciones topográficas. A diferencia de los suelos secos o saturados, los suelos no saturados están conformados

por tres fases: sólida, líquida y gaseosa. Los espacios vacíos están ocupados por aire y por agua (Meza O., 2012).

La existencia de tres fases en los suelos no saturados implica que el estudio de sus propiedades y comportamiento como materiales de soporte de obras de ingeniería, se haga teniendo en cuenta otros conceptos y teorías adicionales a los conocidos en la mecánica de suelos clásica. A la fecha, se han logrado avances significativos a nivel de investigación, en lo referente al comportamiento de cambio de volumen (deformación), resistencia, flujo de agua, y técnicas para la medición y estimación de las propiedades de los suelos no saturados. Sin embargo, en la práctica profesional continúan aplicándose los conceptos de la mecánica de suelos clásica (Meza O., 2012).

El propósito de este trabajo hacer una revisión bibliográfica de los aspectos más importantes de la mecánica de suelos no saturados como es el estudio de la curva característica o de retención, la resistencia al esfuerzo cortante, la capacidad de carga, los modelos constitutivos más relevantes y el modelado numérico que involucra a los suelos no saturados.

Con relación a los modelos constitutivos, se estudia en detalle el BBM (*Barcelona Basic Model*) propuesto por Alonso *et al.* (1990), formulado dentro de la teoría elastoplástica con rigidización. Este modelo permite reproducir de manera consistente y unificada múltiples aspectos del comportamiento observado en los suelos no saturados, poco o moderadamente expansivos. Debido a las limitaciones del BBM para describir el comportamiento de los suelos más expansivos, Alonso *et al.* (1999) presentó una extensión mejorada del mismo, el modelo constitutivo BExM (*Barcelona Expansive Model*), el cual se basa en la consideración de dos niveles de estructura, la microestructura y la macroestructura relacionadas mediante una función de acoplamiento micro-macroestructural.

El modelo constitutivo BBM y su extensión a los suelos expansivos, el modelo constitutivo BExM, se encuen-

tran implementados en el *software* CODE_BRIGHT (*COupled DEformation, BRIne, Gas and Heat Transport*). CODE_BRIGHT es un programa basado en el Método de los Elementos Finitos MEF, desarrollado en el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad Politécnica de Cataluña UPC, que funciona en combinación con el pre y post procesador GiD, desarrollado por el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE.

Con el objetivo de evaluar las consecuencias de las inundaciones desde la base de terraplenes formados por suelos finos no saturados, entre finales 2004 y principios de 2007 fue construido y monitoreado un terraplén experimental en Rouen, Francia, por el LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*), el CER (*Centre d'Expérimentations Routières de Rouen*, CETE Normandie Centre) y la SNCF (*Société National des Chemins de Fer*). En particular, con el proyecto se trató de describir el humedecimiento de la base colapsable del terraplén y sus consecuencias sobre las deformaciones.

En este trabajo se realizó el modelado numérico del terraplén experimental de Rouen mediante el *software* CODE_BRIGHT. Loaiza C. (2016) hizo ya un primer trabajo de modelado del terraplén pero los resultados en cuanto al contenido volumétrico de agua y los desplazamientos verticales no fueron los mejores, por lo que se requiere hacer una selección de parámetros iniciales y su posterior calibración de manera más minuciosa. Para obtener los parámetros del suelo propios del modelo constitutivo BBM, fue necesario modelar primero dos ensayos edométricos con control de succión. Estos ensayos fueron realizados en laboratorio por Gómez (2009) sobre probetas hechas con el material con que fue construida la base colapsable del terraplén. Con los parámetros obtenidos y demás propiedades del material de cada una de las capas del terraplén, se realizó el modelado numérico y se hicieron las correspondientes comparaciones de los resultados con las mediciones presentadas por de (Ferber *et al.*, 2007) en los reportes de monitoreo.

El contenido de agua y la succión en el suelo

2.1. Suelos no saturados

En la actualidad se cuenta con un amplio conocimiento del comportamiento y propiedades de los suelos saturados, pero hay escasez de información y conocimientos acerca de los suelos no saturados.

Los suelos saturados están constituidos por un sistema de dos fases, la sólida (partículas de suelo) y la líquida (agua). Los suelos secos también se constituyen por dos fases, la sólida (partículas de suelo) y la gaseosa (aire). Por su parte, los suelos no saturados se ubican en una posición intermedia entre los secos y los saturados, constituyéndose por tres las fases, sólida, líquida y gaseosa. En los tres casos las fases interactúan estrechamente entre sí. Esta interacción implica recurrir a los principios de la termodinámica además de los de la mecánica y la hidráulica, para comprender el acoplamiento termo-hidro-mecánico de los suelos no saturados, lo cual dificulta su estudio.

Los suelos no saturados presentan un amplio intervalo de grados de saturación asociados a presiones de agua intersticial negativas, produciendo un amplio espectro de comportamientos. En general, la rigidez y la resistencia de un suelo no saturado son mayores que en condiciones saturadas. Considerar la posibilidad de que los suelos no saturados en algún momento van a llegar a estar saturados, y analizarlos bajo las teorías de la me-

cánica de suelos clásica, es algo usual en la ingeniería práctica que proporciona resultados conservadores.

En una representación del estado del suelo con respecto a las fases presentes y a la tendencia del grado de saturación S (Figura 2.1), un suelo no saturado se encuentra desde la zona capilar hasta la zona seca. En la zona capilar el suelo presenta un grado de saturación cercano al 100 %, donde la mayor parte de los vacíos se encuentran llenos de agua de manera continua, pudiendo existir una fase gaseosa discontinua en forma de burbujas de aire. En la zona de dos fases, agua y aire ocupan los poros del suelo, ambos de manera continua. En la zona seca (cerca a la superficie del terreno) el grado de saturación se aproxima a cero, la mayor parte de los vacíos se encuentran llenos de aire, pudiendo existir una fase líquida pero en estado discontinuo.

En las tres zonas correspondientes al suelo no saturado, el agua está sometida a presión negativa dada la diferencia entre la presión de aire y la presión de agua (succión). Los suelos que se encuentran por debajo del nivel freático se consideran en estado saturado, donde los espacios vacíos están ocupados completamente por agua a presión positiva.

Respecto al origen de los suelos no saturados, estos pueden ser de tipo natural como los sedimentarios o residuales, y de tipo artificial como los suelos resultantes de procesos de compactación, extensamente utilizados en

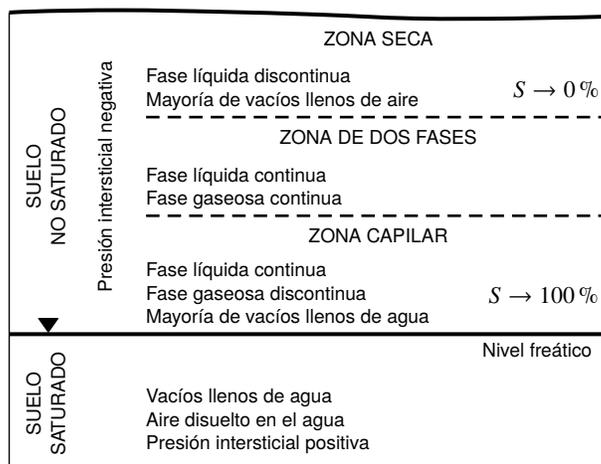


Figura 2.1: Zonas de un perfil de suelo no saturado (adaptada de Fredlund, 2000)

obras de tierra como presas, terraplenes, etc. (Barrera B., 2002).

Los fenómenos más característicos del comportamiento de los suelos no saturados se relacionan con sus deformaciones volumétricas al modificar el grado de saturación. Estas deformaciones pueden ser tanto positivas (disminución de volumen) como negativas (aumento de volumen), produciéndose los fenómenos de colapso o de hinchamiento respectivamente (Barrera B., 2002).

2.1.1. Suelos colapsables

El fenómeno de colapso está asociado a suelos con estructura muy abierta (macroporosa), de baja densidad. Las partículas más pequeñas se encuentran inicialmente en equilibrio, unidas entre sí por enlaces debidos a la tensión capilar. El incremento del grado de saturación provoca el debilitamiento o destrucción de estos enlaces estabilizadores, con el consiguiente colapso de la estructura. Durante el fenómeno de colapso se presenta un reacomodamiento de partículas que pasan a ocupar los poros que inicialmente estaban ocupados por aire, lo que produce reducciones volumétricas irreversibles sin que varíe el esfuerzo exterior aplicado (Barrera B., 2002).

En general, el colapso se presenta cuando el grado de saturación es inferior a un cierto valor crítico, a partir del cual un incremento en el contenido de agua puede debilitar suficientemente los enlaces existentes como para que se produzcan deslizamientos tangenciales en los contactos entre partículas (Barrera B., 2002).

El incremento del contenido de agua produce una reducción de la resistencia al esfuerzo cortante en los

contactos entre partículas sólidas. Si esta resistencia cae por debajo del esfuerzo impuesto por las cargas exteriores aplicadas, se produce el colapso que conduce a una nueva estructura capaz de resistir el nuevo estado de esfuerzos. Una vez que ha ocurrido el colapso la nueva estructura del suelo es estable y es incapaz de sufrir nuevos colapsos a menos que se incrementen nuevamente los esfuerzos exteriores impuestos y/o el grado de saturación (Barrera B., 2002).

El colapso es más importante en suelos de estructura floja, sin embargo, también se presenta en suelos compactados a densidades altas con contenidos de agua menores al óptimo. En un suelo granular donde las presiones intersticiales se consideran prácticamente nulas, el colapso se debe al debilitamiento de la estructura por acción del agua (Jiménez S. y De Justo A., 1975).

Los suelos identificados con estructura potencialmente colapsable tienen un origen bastante variable. Aunque los más extendidos son los de origen eólico (loess y arena eólica) se han observado colapsos en suelos aluviales, coluviales, residuales o en rellenos compactados (Barrera B., 2002). Los loess son los mayormente conocidos como suelos colapsables, se originan por disposición eólica de granos areno-limosos unidos por cemento calcáreo o arcilloso. En estado seco son muy resistentes y poco deformables, pero el incremento del contenido de agua produce la destrucción de los enlaces entre partículas causando el colapso.

2.1.2. Suelos expansivos

Los suelos expansivos son aquellos que al experimentar un incremento en el grado de saturación, presentan el

fenómeno de expansión o hinchamiento con magnitudes significativamente altas. Este aumento de volumen tiene una componente debida a la relajación de las tensiones intergranulares al aumentar el grado de saturación. Aunque en general se considera expansión a cualquier disminución en la deformación volumétrica, en este caso se refiere explícitamente al aumento de volumen provocado por un proceso de humedecimiento sin que varíe el esfuerzo exterior aplicado (Barrera B., 2002). En estos suelos, los cambios de volumen pueden ser importantes incluso para variaciones del contenido de agua inferiores al de saturación.

El carácter expansivo de un suelo está asociado a la presencia de partículas arcillosas que pueden provocar esta expansión, debido a su propiedad de admitir moléculas de agua en el interior de su red cristalina. Habitualmente, por su abundancia respecto a otras, se consideran como básicas para efecto de estudiar el fenómeno de expansión a la montmorillonita, la illita y la caolinita (Barrera B., 2002). El carácter expansivo de estos suelos también está asociado a densidades secas altas y a esfuerzos exteriores bajos. Un suelo expansivo presenta además una gran actividad y una elevada plasticidad.

2.2. La succión en el suelo

Cuando el agua entra en contacto con el suelo, este la puede retener o absorber. Se necesita energía externa para contrarrestar las fuerzas de retención y hacer que el suelo pierda agua. La energía aplicada por unidad de volumen de agua es lo que se conoce como succión del suelo. Entre más seco esté el suelo mayor será la succión. En la práctica, la succión se puede definir como un estado de presión negativa en el agua del suelo, que depende de diversos factores (Zepeda G., 2004).

La succión se manifiesta como una tensión interna en la estructura del suelo, producida principalmente por el fenómeno capilar y por la concentración de sales disueltas en el agua intersticial. La succión es responsable de la rigidez que presentan los suelos secos y su pérdida brusca de resistencia ante la hidratación. La succión total del suelo ψ se puede expresar mediante la ecuación

$$\psi = s + \pi \quad (2.1)$$

donde s es la succión matricial y π la succión osmótica.

2.2.1. Succión matricial

La succión matricial está relacionada principalmente con la interfaz agua-aire (membrana contráctil) y con

el fenómeno de capilaridad debido a la tensión superficial del agua (López A. y Mendoza P., 2016). También parece haber un componente de la succión matricial relacionado con las fuerzas de adsorción asociadas al contacto del agua con la superficie de las partículas sólidas, pero es difícil aislar y cuantificar este componente (Yong y Warkentin, 1966; citados por Fredlund *et al.*, 2012). La succión matricial se expresa como la diferencia entre la presión del aire y la presión del agua del suelo.

$$s = u_a - u_w \quad (2.2)$$

donde u_a es la presión de aire y u_w la presión del agua intersticial.

El valor de la succión matricial depende principalmente del grado de saturación del suelo. Cuando el grado de saturación disminuye, el menisco se retrae en espacios de poros pequeños, el radio de curvatura del menisco se reduce y de esta manera, la succión matricial se incrementa (Meza O., 2012). Además, la succión matricial depende de factores como granulometría, densidad, porosidad y tipo de suelo, entre otros.

2.2.2. Succión osmótica

Las sales disueltas reducen la presión de vapor en el espacio que se encuentra por encima de la interfase agua-aire, por lo que se requiere una mayor energía externa para contrarrestar las fuerzas de retención y hacer que el suelo pierda agua. Esta energía, llamada succión osmótica, es entonces la presión negativa independiente de los efectos de la capilaridad, que está asociada a la presencia de sales disueltas en el agua. La succión osmótica también tiene influencia en los suelos saturados debido a la presencia de sales disueltas en el agua intersticial de todos los suelos (López A. y Mendoza P., 2016).

Generalmente la succión osmótica se desprecia debido a su poca influencia en la succión total. Sin embargo, en suelos sometidos a contaminación química el efecto de la succión osmótica ocasiona cambios significativos en su comportamiento, por lo que se debe considerar su contribución a la succión total (López A. y Mendoza P., 2016).

2.2.3. Medición y control de la succión

Para medir la succión del suelo existen diversas técnicas o métodos generalmente separados en métodos directos e indirectos. Su elección depende del tipo de succión a medir (total o matricial), del rango de valores de succión buscado y del tiempo de equilibrio en el proceso de medición (Tabla 2.1).

Tabla 2.1: Equipos y técnicas para medición y control de la succión (adaptada de Gens y Romero, 2000)

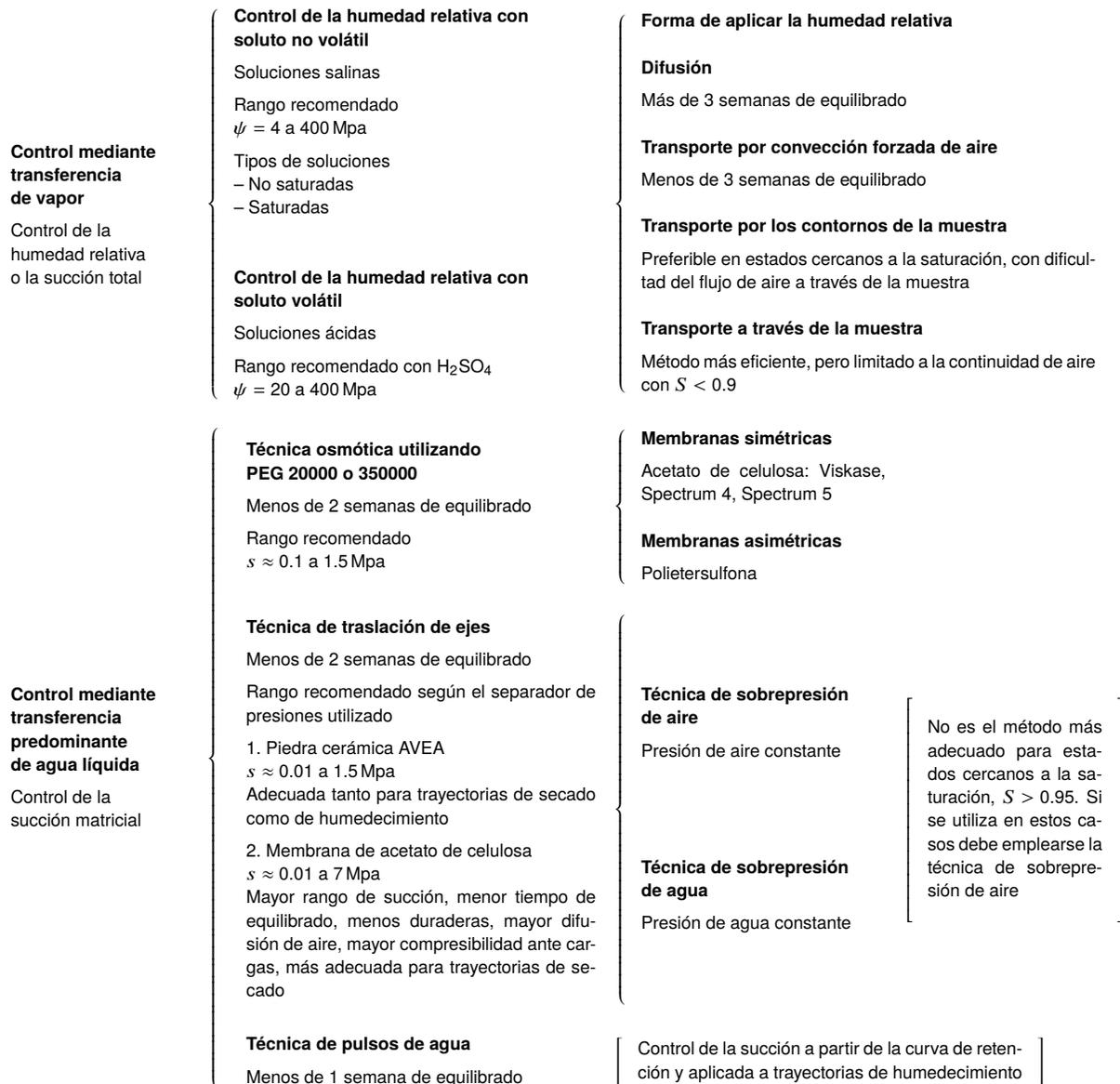
Equipo	Succión	Fenómeno medido	Rango MPa	Tiempo de equilibrio
Psicrómetro de transistor SMI	Total Osmótica	Humedad relativa (diferencia de temperatura)	0.3 – 25 70 (con equipos mejorados)	Minutos
Psicrómetro de termopares WESCOR	Total Osmótica	Humedad relativa (diferencia de temperatura)	0.3 – 7	Minutos
Higrómetro capacitivo/resistivo	Total	Humedad relativa (capacitancia/resistencia)	10 – 400	Minutos
Higrómetro de espejo (punto rocío)	Total	Humedad relativa (diferencia de temperatura)	3 – 400	Minutos
Papel de filtro	Total (sin contacto) Matricial (en contacto)	Contenido de agua	0.4 – 40	Mínimo 7 días
Placa de succión	Matricial	Tracción de agua	0 – 0.08	Horas/días
Placa de presión con membrana de acetato	Matricial	Traslación de ejes	0 – 7	Días/semanas
Tensiómetro	Matricial	Tracción de agua	0 – 0.08	Minutos
Tensiómetro Imperial College	Matricial Total (sin contacto)	Tracción de agua	0 – 2.1	Minutos
Celulosa porosa (bloque de yeso, fibra de vidrio)	Matricial	Resistencia eléctrica	0 – 1.5	Días/semanas
Conductividad térmica	Matricial	Conductividad térmica	0 – 1.5	Días/semanas
Sonda TDR con cerámica (también se usa sin cerámica)	Matricial	Constante dieléctrica	0 – 0.3 (porosidad de la cerámica 60 %)	Horas/días
Técnica de Squeezing	Osmótica	Conductividad eléctrica	0 – 3	Horas/días

Los métodos directos miden la humedad relativa del aire en el suelo, relacionada con la transferencia de vapor que a su vez está asociada a la succión total. Estos métodos también miden la tracción de la fase líquida, relacionada con la transferencia predominante de agua líquida, ligada a la definición de succión matricial (Barrera B., 2002).

Los métodos indirectos hacen uso de diferentes fenómenos físicos asociados al contenido de agua de un medio poroso en contacto o no con el suelo, como la variación de su masa (método de papel de filtro), de la resistencia o conductividad eléctrica (higrómetros resistivos), de la capacitancia (higrómetros capacitivos), de la conductividad térmica (sensores de conductividad térmica) y de la constante dieléctrica (sondas TDR). El

tiempo de equilibrado de estos sensores indirectos es generalmente mayor (Barrera B., 2002).

Los procedimientos que usan la transferencia de vapor con el suelo, se hacen en sistemas termodinámicamente cerrados en donde se controla la humedad relativa, la cual está relacionada con la succión total mediante la llamada ecuación psicométrica (Fredlund y Rahardjo, 1993). La transferencia de vapor se puede realizar por simple difusión, colocando la muestra en un recipiente cerrado, o en un sistema de convección forzada de aire donde se transporte el vapor, ya sea pasando por los contornos de la muestra o atravesándola (Figura 2.2). La transferencia de vapor atravesando la muestra es la técnica más eficiente, aunque está limitada a estados con continuidad de aire generalmente asociados a grados de



Nota: tiempos de equilibrado aproximados para suelos arcillosos con una distancia de drenaje de 10 mm

Figura 2.2: Técnicas experimentales de medición y control de la succión (adaptada de Gens y Romero, 2000)

saturación menores del 90 % (Barrera B., 2002).

Las técnicas que utilizan la transferencia predominante de agua líquida permiten realizar el control de la succión matricial. Las más conocidas son la técnica osmótica empleando polietilenglicol (PEG), la técnica de traslación de ejes y la técnica de pulsos de agua (Figura 2.2).

La técnica de control de succión más utilizada es la de traslación de ejes, propuesta originalmente por Hilf

(1956). Esta técnica permite realizar mediciones en laboratorio de la presión negativa del agua intersticial en suelos no saturados con fase de aire continua. La medición se realiza en muestras inalteradas o compactadas, con grados de saturación generalmente menores al 95 %. La presión negativa de agua en la muestra de suelo se contrarresta incrementando la presión de aire, hasta lograr el equilibrio (estado estacionario). La diferencia entre la presión de aire y la presión de agua en el estado de equilibrio es por definición la succión matricial.

El control de succión usando la técnica osmótica está basado en el principio de ósmosis. La ósmosis es un fenómeno físico relacionado con la capacidad de un disolvente de atravesar, con movimiento espontáneo, una membrana semipermeable. Esta capacidad depende de la diferencia de concentración entre los líquidos separados por la membrana. La membrana permite pasar moléculas pequeñas como el oxígeno y el agua, e impide el paso de moléculas mayores como el polietilenglicol (PEG). Cuando las concentraciones son diferentes entre ambas caras de la membrana, se origina una diferencia de energía que puede ser entendida como la diferencia de moléculas de agua libres entre las soluciones. Esta diferencia genera movilidad en el agua que atraviesa la membrana hasta equilibrar ambas soluciones (Otálvaro y Cordão-Neto, 2012). La técnica consiste en colocar muestras de suelo recubiertas por una membrana semipermeable, en baños de PEG con diferentes concentraciones hasta lograr el equilibrio entre las soluciones. Cada concentración de PEG corresponde a un valor determinado de succión matricial aplicado al suelo.

Entre los equipos que han sido adaptados para el control de la succión del suelo, y que con el tiempo se han ido perfeccionando, se encuentran las células edométricas con control de succión y las células triaxiales con control de succión.

No está dentro del alcance de este documento realizar una revisión exhaustiva de los equipos, técnicas y procedimientos de medición y/o control de la succión en los suelos no saturados (Tabla 2.1). Sin embargo, se puede encontrar información detallada al respecto en Jiménez S. (1990), Lee y Wray (1992), Fredlund y Rahardjo (1993), Lee y Wray (1995), Dineen (1997), Gens y Romero (2000), Zepeda G. (2004) y Fredlund *et al.* (2012).

2.3. Curva de retención

El contenido de agua y la succión en un suelo están estrechamente ligados. La relación existente entre estos dos parámetros se define como Curva de Retención, Curva Característica o Curva de Succión del suelo (Figura 2.3). La utilización de esta curva es fundamental para describir el comportamiento de un suelo no saturado. El principal obstáculo para la implementación de la mecánica de suelos no saturados en la ingeniería, es el excesivo costo de los procedimientos para medir directamente las propiedades del suelo bajo esta condición (Fredlund *et al.*, 2012). El uso de la curva de retención permite superar este inconveniente.

El acoplamiento hidro-mecánico de un suelo no sa-

turado se comprende con mayor claridad cuando los datos de la curva de retención (Figura 2.3) se trazan para una succión que va desde un valor bajo, menor o igual a 10^{-1} kPa, hasta un valor máximo de 10^6 kPa en escala logarítmica (Fredlund *et al.*, 2012).

La succión generalmente aumenta cuando el contenido de agua disminuye, lo que causa un aumento tanto de la resistencia al flujo como del esfuerzo efectivo. El agrietamiento por desecación es causado por el incremento del esfuerzo efectivo (Miller *et al.*, 2002).

En la curva de retención el contenido de agua del suelo puede expresarse en términos del grado de saturación S , del contenido de agua gravimétrico w o del contenido de agua volumétrico θ , siendo este último el generalmente utilizado.

2.3.1. Contenido de agua volumétrico

El contenido de agua volumétrico θ se define como la relación entre el volumen de agua V_w y el volumen total del suelo V . Recurriendo a las relaciones gravimétricas y volumétricas del suelo es posible expresar el contenido de agua volumétrico de diferentes formas.

$$\theta = \frac{V_w}{V} = \frac{SV_v}{V} = Sn = \frac{Se}{1+e} = \frac{wG_s}{1+e} \quad (2.3)$$

donde V_v es el volumen de vacíos, n la porosidad, e la relación de vacíos, w el contenido de agua gravimétrico y G_s la densidad relativa de sólidos del suelo.

2.3.2. Contenido de agua normalizado

En la práctica es conveniente utilizar el contenido de agua de manera normalizada. El contenido de agua volumétrico normalizado Θ_{nv} se expresa mediante la ecuación

$$\Theta_{nv} = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (2.4)$$

donde θ_s y θ_r son el contenido de agua volumétrico saturado y residual respectivamente.

El contenido de agua gravimétrico normalizado Θ_{ng} se expresa mediante la ecuación

$$\Theta_{ng} = \frac{w - w_r}{w_s - w_r} \quad (2.5)$$

donde w_s y w_r son el contenido de agua gravimétrico saturado y residual respectivamente.

El grado de saturación efectivo o normalizado S_e se expresa mediante la ecuación

$$S_e = \frac{S - S_r}{S_s - S_r} \quad (2.6)$$

donde S_s y S_r son el grado de saturación máximo y residual respectivamente.

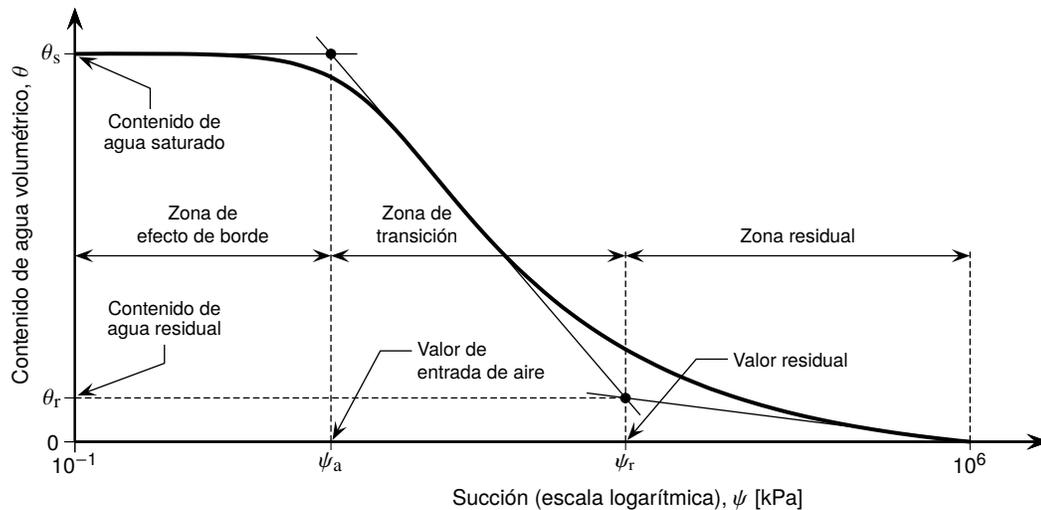


Figura 2.3: Zonas y puntos de interés de la curva de retención

2.3.3. Zonas y puntos de interés de la curva de retención

La curva de retención no es biunívoca para un suelo, su forma y posición no son las mismas para las trayectorias de secado y de humedecimiento, presentándose el fenómeno de «histéresis». Esto significa que la curva obtenida para un suelo durante la fase de secado no es exactamente igual a la correspondiente a la fase de humedecimiento, pudiéndose diferenciar tramos de humedecimiento y tramos de secado (Barrera B., 2002). El contenido de agua de un suelo sometido a una succión determinada es mayor si el suelo se ha secado para equilibrarse con esta succión que si se ha humedecido para llegar al equilibrio.

La curva de retención del suelo en la trayectoria de desaturación o secado (Figura 2.3) presenta tres zonas o etapas claramente identificables: la zona de efecto de borde (límite) o zona capilar, la zona de transición y la zona residual. Existen dos puntos de especial interés que son el valor de entrada de aire ψ_a y el contenido de agua residual θ_r . El primero define el límite entre la zona de efecto de borde y la de transición, y el segundo define el límite entre la zona de transición y la zona residual.

Valor de entrada de aire ψ_a : es la succión requerida para que el aire entre a los poros más grandes del suelo y se inicie la desaturación o pérdida de agua. En este punto existe una interfase agua-aire, pero a diferencia del aire el agua se encuentra de manera continua (Meza O., 2012). El valor de entrada de aire también se define como el valor que debe exceder la succión matricial antes del ingreso de aire en los macroporos del suelo (López A. y

Mendoza P., 2016).

Valor residual ψ_r : es el valor de succión a partir del cual la fase líquida del suelo deja de ser continua y adopta la forma de película delgada alrededor de las partículas sólidas (López A. y Mendoza P., 2016).

Contenido de agua residual θ_r : es el contenido de agua del suelo a partir del cual se requieren altos valores de succión para remover el agua adicional de la masa de suelo, y se presenta una reducción considerable de la permeabilidad (López A. y Mendoza P., 2016).

Contenido de agua saturado θ_s : es el contenido de agua del suelo en estado saturado.

Zona de efecto de borde: llamada también zona capilar, inicia en el valor cero de succión y termina en el valor de entrada de aire ψ_a . En esta zona el suelo permanece saturado por lo que la curva de retención presenta un tramo prácticamente horizontal.

Zona de transición: llamada también zona de desaturación, inicia en el valor de entrada de aire ψ_a y finaliza en el valor residual ψ_r , al cual se llega cuando el suelo pierde agua aproximándose al contenido de agua residual θ_r . En la zona de desaturación el agua intersticial es desplazada debido al ingreso de aire en los poros del suelo.

Zona residual: inicia en el valor residual ψ_r a partir del cual las succiones son muy altas y su incremento no produce cambios significativos en el contenido de agua. La permeabilidad en esta zona es casi nula.

2.3.4. Estimación de la curva de retención

Para estimar la curva de retención de un suelo pueden utilizarse varias aproximaciones. Se han hecho intentos de correlacionar los parámetros de ajuste de la curva de retención con parámetros del suelo como la plasticidad o con la curva granulométrica. Estas correlaciones se basan en un bajo número de datos, sin embargo, son de gran utilidad en la ingeniería práctica (Fredlund, 2000).

Una alternativa para seleccionar la curva de retención aproximada de un suelo es la consulta (minería de datos) en bases de datos compiladas de curvas para suelos similares. Consiste en comparar la curva granulométrica del suelo en estudio con las curvas granulométricas de otros suelos que ya cuenten con curvas de retención y seleccionar una curva aproximada.

Cuando no se cuenta con datos de laboratorio que relacionen la succión con el contenido de agua, es posible determinar una curva de retención de un suelo en función de sus propiedades índice mediante modelos de estimación. Aunque no hacen parte del alcance de este trabajo se pueden mencionar algunos de los principales modelos que existen, de los cuales López A. y Mendoza P. (2016) presentan una buena descripción: modelo de Fredlund *et al.* (1997), modelo de Scheinost *et al.* (1997), modelo Modificado de Kovacs (MK) de Aubertin *et al.* (2003), correlaciones de Zapata (1999), y modelo del sólido-poroso.

2.3.5. Modelos ajuste de la curva de retención

Cuando se cuenta con datos de pruebas de laboratorio que relacionen la succión con el contenido de agua, se pueden emplear modelos de ajuste basados en ecuaciones experimentales o empíricas que ayudan a definir la curva de retención con los datos de laboratorio. Aunque es usual que haya dispersión en los datos experimentales, los modelos ajustan o definen la tendencia de estos valores para obtener una curva representativa del suelo estudiado.

Se ha desarrollado una amplia gama de modelos para definir la curva de retención, los cuales se caracterizan por considerar parámetros de ajuste que proporcionan una gran flexibilidad para la representación de distintos tipos de suelo. Las ecuaciones matemáticas que utilizan estos modelos para describir la curva de retención, involucran parámetros empíricos de ajuste que están relacionados a los diferentes puntos y regiones característicos de la curva. Los modelos comúnmente utilizados incluyen las ecuaciones de Brooks y Corey (1964), Fredlund y Xing (1994) y Van Genuchten (1980).

Los modelos de ajuste de la curva de retención por lo general consideran como variable principal el contenido de agua volumétrico, sin embargo, también se pueden expresar con respecto al grado de saturación y al contenido de agua gravimétrico.

2.3.5.1. Modelo de Brooks y Corey

Brooks y Corey (1964) mediante la comparación de una gran cantidad de datos experimentales concluyeron que la curva de retención de un suelo se puede expresar mediante la ecuación

$$\Theta_{nv} = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left(\frac{\psi_a}{\psi} \right)^\lambda \quad \text{con } \psi > \psi_a \quad (2.7)$$

donde Θ_{nv} es el contenido de agua volumétrico normalizado (Ecuación 2.4), ψ_a el valor de entrada de aire, λ un parámetro característico del suelo, conocido como índice de distribución de tamaño de poros y está relacionado con la pendiente de la curva.

2.3.5.2. Modelo de Van Genuchten

El modelo propuesto por Van Genuchten (1980) relaciona el contenido de agua volumétrico normalizado con la succión del suelo mediante la ecuación

$$\Theta_{nv} = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left[\frac{1}{1 + (\alpha\psi)^n} \right]^m \quad (2.8)$$

donde α es un parámetro que representa el punto de entrada de aire del suelo y está relacionado con el inverso de este valor, n un parámetro que controla la pendiente de la curva en el punto de entrada de aire y m un parámetro que gira la porción inclinada de la curva y la meseta inferior sobre un punto por encima de la «rodilla» de la curva (Leong y Rahardjo, 1997).

La estabilidad del proceso de ajuste de la curva mejora al usar la relación $m = 1 - 1/n$, la cual fue recomendada por Van Genuchten (1980) y es ampliamente aceptada. De esta relación se tiene que $n = 1/(1 - m)$, y si además se deja α en términos del valor de entrada de aire, es decir, $\alpha = 1/\psi_a$, el modelo de Van Genuchten (1980) se puede escribir como

$$\Theta_{nv} = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left[1 + \left(\frac{\psi}{\psi_a} \right)^{\frac{1}{1-m}} \right]^{-m} \quad (2.9)$$

2.3.5.3. Modelo de Fredlund y Xing

Fredlund y Xing (1994) propusieron una ecuación para la curva de retención de un suelo que implica el ajuste de cuatro parámetros. Este modelo tiene como opción la función de corrección $C(\psi)$ que obliga a la curva a pasar por una succión de 10^6 kPa cuando el contenido de agua

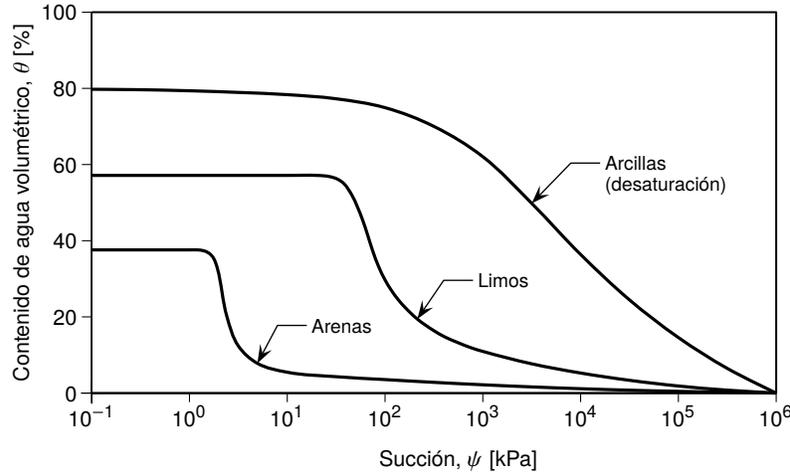


Figura 2.4: Curvas de retención representativas para arenas, limos y arcillas (adaptada de Fredlund *et al.*, 2012)

es nulo. Experimentalmente se ha comprobado que este comportamiento es común en todos los suelos.

$$\frac{\theta}{\theta_s} = C(\psi) \frac{1}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a_f} \right)^{n_f} \right] \right\}^{m_f}} \quad (2.10)$$

$$C(\psi) = 1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{\psi_r} \right)} \quad (2.11)$$

donde a_f es un parámetro de ajuste que es función del valor de entrada de aire del suelo, n_f es un parámetro de ajuste que es función de la tasa de extracción de agua del suelo una vez que se ha excedido el valor de entrada de aire, m_f es un parámetro de ajuste que es función del contenido de agua residual, ψ_r es la succión correspondiente al contenido de agua residual, y e es la base de los logaritmos naturales. Los parámetros a_f , n_f y m_f son similares a los parámetros α , m y n del modelo de Van Genuchten (1980).

La aplicación de este modelo asume que el contenido de agua volumétrico residual θ_r es lo suficientemente pequeño como para tenerse en cuenta (Ecuación 2.4). Cuando este valor es considerable, Fredlund y Xing (1994) introducen una ligera modificación a la Ecuación 2.10.

$$\Theta_{nv} = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = C(\psi) \frac{1}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a_f} \right)^{n_f} \right] \right\}^{m_f}} \quad (2.12)$$

2.3.6. Factores que afectan la curva de retención

La curva de retención es una representación de la capacidad de un suelo para retener agua bajo cierto valor de

succión aplicado. Esta capacidad se ve influenciada por diferentes factores como el tipo de suelo, el peso volumétrico y el estado de esfuerzos, entre otros. En el caso de los suelos compactados, influyen además de manera importante factores como la densidad de la muestra, la humedad de compactación, la energía y método de compactación, etc.

2.3.6.1. Tipo de suelo

Los valores de una curva de retención corresponden a un suelo determinado, con una densidad también determinada, dada su estructura, granulometría y composición mineralógica. La posición relativa, forma y pendiente de la curva son influenciadas directamente por la geometría y el tamaño de los poros, además de la magnitud y la composición mineralógica de la fracción fina (Barrera B., 2002). La curva presenta un comportamiento característico según el tipo de suelo al que esté asociada, como arcillas, limos o arenas (Figura 2.4).

El tamaño y distribución de las partículas del suelo que están directamente relacionados con el tamaño de los poros, la densidad y el contenido de arcilla, influyen de manera significativa en la forma de la curva de retención. Los suelos finos presentan un mayor valor de entrada de aire que los suelos gruesos, debido a que presentan un menor tamaño de poros y requieren de un mayor valor de succión para remover el agua e iniciar el proceso de pérdida de la saturación (Meza O., 2012).

A medida que el suelo es más plástico la capacidad de retención de agua es mucho mayor. Los suelos con menor plasticidad (retienen muy poca agua) presentan una curva de retención más plana cuando la gráfica se presenta en escala aritmética (Pérez G., 2008). Esto tie-

ne fundamento en los resultados presentados por Miller *et al.* (2002), sobre un estudio que muestra el efecto de la plasticidad del suelo y las condiciones de compactación en la tendencia de las curvas de retención.

Yang *et al.* (2004) determinaron la curva de retención de suelos arenosos para diferentes densidades secas, concluyendo que las formas de las curvas son similares a las distribuciones granulométricas de los suelos y se ven afectadas por su densidad seca. Las curvas de retención de suelos uniformes tienen pendientes más pronunciadas y menor histéresis total que las de los suelos menos uniformes. Un suelo de grano fino tiene un valor de entrada de aire mayor, un valor residual (matricial), un valor de entrada de agua y una histéresis total también mayores que un suelo de grano grueso.

El valor de entrada de agua es análogo al valor de entrada de aire, cuando la curva de retención se obtiene mediante un proceso de humedecimiento del suelo. Si el tamaño de grano efectivo D_{10} es pequeño, del orden de 3 a 6 mm, el valor residual (Figura 2.3) y el valor de entrada de agua tienden a acercarse al mismo valor.

2.3.6.2. Densidad seca y energía de compactación

Miller *et al.* (2002) realizaron pruebas para determinar la curva de retención de suelos arcillosos compactados, variando el contenido de agua y/o la succión y la energía de compactación. Las energías de compactación utilizadas fueron la modificada, la estándar y la reducida. Los suelos estudiados contenían fracciones de arcilla variables y de baja a alta plasticidad. Las pruebas mostraron que para una arcilla de alta plasticidad (CH), la curva de retención para la energía de compactación reducida está muy por debajo de las curvas correspondientes a las energías de compactación estándar y modificada, las cuales están más cercanas entre ellas. Lo anterior sugiere que la retención de agua es mayor cuando la porosidad disminuye, pero no de manera lineal, ya que para altas energías de compactación la diferencia entre las curvas de retención se hace menor.

Yang *et al.* (2004) determinaron las curvas de retención de suelos arenosos para diferentes densidades secas, y demostraron que los suelos con baja densidad seca tienen un valor de entrada de aire y un valor residual (succiones matriciales) menores que los suelos con alta densidad seca.

2.3.6.3. Humedad de compactación

La variación de la humedad de compactación no causa cambios significativos en la curva de retención del suelo. Las curvas determinadas con humedades en la rama

húmeda son muy similares a las determinadas con humedades en la rama seca. Esto se presenta especialmente para las energías de compactación altas (estándar y modificada), mientras que para la energía de compactación reducida se presentan ligeras variaciones (Miller *et al.*, 2002).

2.4. Funciones de propiedades

Todas las propiedades de los suelos relacionadas con su comportamiento en estado no saturado, se convierten en funciones no lineales de los estados de esfuerzos. Los módulos de compresibilidad correspondientes a cualquier estado de esfuerzos son un ejemplo de funciones de propiedades. En estado saturado, las propiedades del suelo son también una función del estado de esfuerzos, sin embargo, en este caso es posible caracterizar el comportamiento del suelo mediante la linealización de las propiedades o mediante el uso de parámetros constantes (Fredlund, 2000).

Las dificultades técnicas y económicas para determinar las propiedades de los suelos no saturados en laboratorio, hicieron que el enfoque habitual en las constantes de propiedades se desvíen al estudio de las funciones de propiedades no lineales. La curva de retención tiene una relación importante con las funciones de propiedades (Fredlund *et al.*, 2012).

En la Figura 2.5 se muestra un enfoque general para la determinación de las funciones de propiedades de los suelos no saturados, considerando varias alternativas. La realización de pruebas de medición directa en laboratorio para la obtención de las funciones. Pruebas de medición indirecta usando la curva de retención y los parámetros del suelo saturado que se suponen conocidos. A partir de las propiedades de clasificación del suelo como la curva granulométrica para estimar la curva de retención y calcular las funciones. Y finalmente, a partir de correlaciones usando resultados de pruebas de laboratorio anteriores (minería de datos) (Fredlund *et al.*, 2012).

2.5. Conductividad hidráulica

La ley de Darcy establece que hay una proporcionalidad directa entre la velocidad o el caudal del agua que circula por un suelo y el gradiente hidráulico, a través la constante k , conocida como conductividad hidráulica.

$$v = ki \quad (2.13)$$

$$q = kiA \quad (2.14)$$

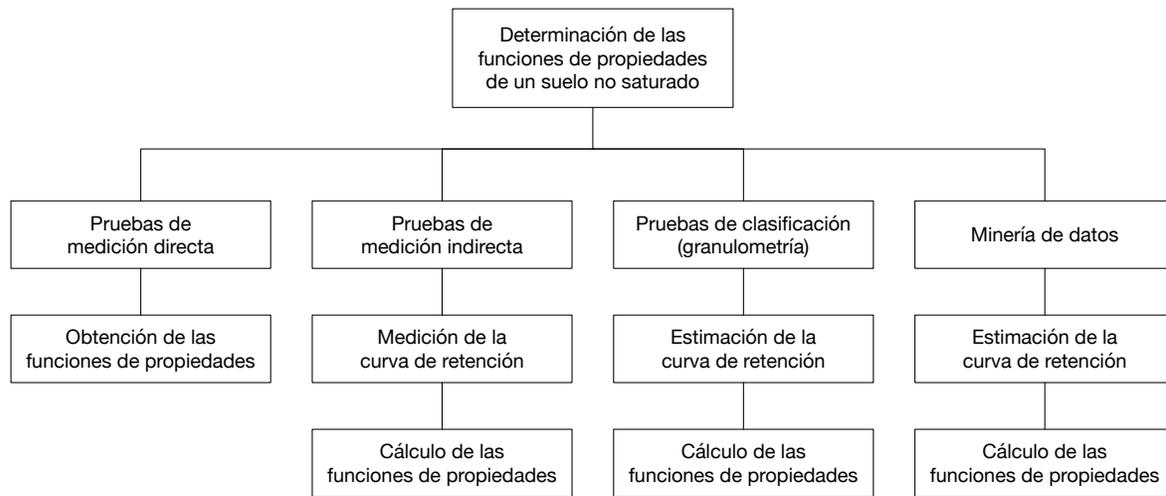


Figura 2.5: Metodologías para determinar las funciones de propiedades del suelo (adaptada de Fredlund *et al.*, 2012)

donde v es la velocidad del flujo, i el gradiente hidráulico, q el caudal del flujo, y A la sección transversal normal a la dirección del flujo.

La conductividad hidráulica es una propiedad del suelo también denominada coeficiente de permeabilidad y tiene dimensiones LS^{-1} . Este parámetro es de gran importancia en la solución de problemas geotécnicos, ya que exhibe una amplia gama de valores para suelos de grano grueso a muy fino, hasta de diez órdenes de magnitud. También muestra gran variabilidad en un mismo depósito de suelo dado (Mitchell y Soga, 2005).

La ley de Darcy (Ecuaciones 2.13 y 2.14) también es aplicable a los suelos no saturados, aunque en estos casos la conductividad hidráulica no es constante y depende del grado de saturación, es decir, de la cantidad de agua presente en los poros. Esto implica que la conductividad hidráulica también es función de la succión del suelo. La determinación de la conductividad hidráulica en suelos no saturados es más compleja que en suelos saturados, ya que se debe hacer bajo condiciones de saturación controlada.

2.5.1. Permeabilidad relativa

La permeabilidad relativa de un medio poroso con respecto a un fluido, es la relación entre la permeabilidad para un determinado grado de saturación o permeabilidad no saturada y la permeabilidad máxima o saturada.

$$k_r = \frac{k_{ns}}{k} \quad (2.15)$$

donde k_r es la permeabilidad relativa y k_{ns} la permeabilidad no saturada.

Existen varios modelos o ecuaciones para determinar la permeabilidad relativa de un suelo. Entre los más conocidos está el de Van Genuchten (1980), el cual está directamente relacionado con su modelo de ajuste de la curva de retención y se expresa como

$$k_r = \sqrt{\Theta_{nv}} \left[1 - \left(1 - \Theta_{nv}^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2 \quad (2.16)$$

donde Θ_{nv} es el contenido de agua volumétrico normalizado y m un parámetro de forma de la curva de retención (Ecuación 2.8).

La Ecuación 2.16 se puede expresar también en términos del grado de saturación efectivo S_e , siendo completamente equivalente.

$$k_r = \sqrt{S_e} \left[1 - \left(1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2 \quad (2.17)$$

Otro modelo generalizado para obtener la permeabilidad relativa de un suelo, en términos del grado de saturación efectivo es

$$k_r = AS_e^m \quad (2.18)$$

donde A es un coeficiente y m un exponente del modelo. En la práctica usualmente se toma $A = 1$ y $m = 3$.

2.5.2. Permeabilidad intrínseca

Factores como la distribución y tamaño de granos, la porosidad, la rugosidad de las partículas y la superficie específica, entre otros, influyen directamente en la conductividad hidráulica de un suelo. Sin embargo, esta no solamente depende de las propiedades del medio poroso sino también de las propiedades del fluido, especialmente de la viscosidad.

La permeabilidad intrínseca o absoluta es una propiedad del medio poroso, independiente de las características del fluido, la cual se relaciona con la conductividad hidráulica.

$$k = K \frac{\rho g}{\mu} \quad (2.19)$$

donde K es la permeabilidad intrínseca con dimensiones L^2 , ρ la densidad del fluido, g la aceleración de la gravedad y μ la viscosidad dinámica del fluido.

La conductividad hidráulica k incluye el efecto de las propiedades del fluido y del medio o espacio poroso, mientras que la permeabilidad intrínseca K teóricamente incluye solo propiedades geométricas del espacio poroso (Corey, 2003). Por la definición de permeabilidad intrínseca, solo se está independizando de las propiedades físicas del fluido y no de las posibles interacciones que el mismo pueda tener con las partículas (Montoro y Francisca, 2011).

Resistencia al esfuerzo cortante y capacidad de carga

3.1. Variables de estado para suelos no saturados

Las variables de estado se pueden definir dentro del contexto de la mecánica del medio continuo como variables independientes de las propiedades del suelo, requeridas para la caracterización de un sistema (Fung, 1965; citado por Fredlund, 2006).

3.1.1. Esfuerzo efectivo

En el caso de los suelos saturados, una sola variable de estado de esfuerzos es suficiente para describir el comportamiento de sus dos fases: sólida (partículas de suelo) y líquida (agua). Terzaghi (1943) presentó la ecuación de la variable esfuerzo efectivo σ' .

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (3.1)$$

donde σ es el esfuerzo normal total y u_w la presión de agua de poros.

El esfuerzo efectivo es una variable de estado comúnmente utilizada para definir el estado de esfuerzos de los suelos saturados, debido a que controla el proceso de cambio de volumen y las características de resistencia al esfuerzo cortante (Fredlund *et al.*, 2012). Skempton (1961) demostró que la ecuación de esfuerzo efectivo es

más compleja, aunque la propuesta por Terzaghi (1943) es una excelente aproximación en el caso especial de los suelos saturados.

Existen numerosas ecuaciones que relacionan una o más variables de esfuerzo a través de una propiedad del suelo. Es importante diferenciar entre el papel de estas ecuaciones y la descripción del estado de esfuerzos en un punto de un medio continuo (§ 3.1.2). El uso de ecuaciones de esfuerzo efectivo para suelos no saturados presenta limitaciones teóricas y de formulación (Fredlund *et al.*, 2012).

3.1.1.1. Ecuación de Bishop

La ecuación de esfuerzos efectivos de Bishop (1959) para suelos no saturados es la más antigua y conocida entre muchas que se han propuesto.

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w) \quad (3.2)$$

donde u_a es la presión de aire y χ un parámetro del suelo. La manera más utilizada para determinar χ es suponer que es igual al grado de saturación (o a una función del mismo), por lo que estaría limitado entre 0 y 1. El valor de 0 corresponde a suelos secos y el valor de 1 a suelos saturados, en donde esta ecuación se reduce a la ecuación de esfuerzos efectivos de Terzaghi (Ecuación 3.1).

La ecuación de Bishop (1959) relaciona el esfuerzo

normal neto con la succión matricial mediante la incorporación de una propiedad del suelo de un único valor χ . Por involucrar una propiedad del suelo, esta ecuación no se debe considerar como una descripción fundamental del de estado de esfuerzos (§ 3.1.2) sino como una ecuación constitutiva (Fredlund *et al.*, 2012).

Morgenstern (1979) (citado por Fredlund *et al.*, 2012) expresó las limitaciones de la ecuación de esfuerzos efectivos de Bishop (1959). El parámetro χ difiere según se determine para el comportamiento de cambio de volumen o para la resistencia al esfuerzo cortante. Aunque originalmente se pensó que χ era una función del grado de saturación, limitada entre 0 y 1, experimentos posteriores demuestran que su valor va más allá de estos límites. El esfuerzo efectivo es una variable del estado de esfuerzos y, por lo tanto, está relacionado solo con las consideraciones de equilibrio.

Pereira *et al.* (2010) realizaron un proceso de validación de la suposición de que $\chi = S$, mediante el análisis de una base de datos experimentales de un conjunto de suelos de baja a alta plasticidad. Concluyeron que esta suposición se debe tomar con precaución debido a que se presenta una desviación importante para suelos con plasticidades relativamente altas.

3.1.1.2. Ecuación de Jommi

Jommi (2000) propuso otra ecuación similar a la de Bishop (1959) para el desarrollo de modelos de comportamiento de los suelos no saturados, la cual se centra únicamente en la forma particular de esfuerzo $\hat{\sigma}_{hk}$, que es el esfuerzo medio del esqueleto de suelo. Esta variable de esfuerzo se define como la diferencia entre el esfuerzo total y el valor medio de las presiones de fluido ponderadas con el grado de saturación.

$$\hat{\sigma}_{hk} = \sigma_{hk} - [Su_w + (1 - S)u_a] \delta_{hk} \quad (3.3)$$

donde σ_{hk} es el tensor de esfuerzo total y δ_{hk} la función delta de Kronecker o tensor de sustitución. Jommi (2000) aclara que en esta ecuación el grado de saturación no debe considerarse un parámetro constitutivo, ya que representa una fracción de volumen.

Varios autores propusieron una única variable de estado de esfuerzos para los suelos no saturados, incluyendo alguna propiedad del suelo en sus ecuaciones. Las variables de estado utilizadas para describir el estado del esfuerzo deben ser independientes de las propiedades del suelo (Fung, 1965; citado por Fredlund, 2006). Entre los autores que propusieron este tipo de ecuaciones están Crony *et al.* (1958), Lambe (1960), Aitchison (1961), Jennings (1961), Aitchison (1965), Richards (1966), Aitchison (1973) y Vanapalli *et al.* (1996).

3.1.2. Estado de esfuerzos

Las variables de estado de esfuerzos (independientes de las propiedades del suelo) asociadas a un suelo no saturado están relacionadas con las consideraciones de equilibrio de un sistema multifásico, es decir, con la conservación de la energía. Estas variables forman uno o más tensores en el sistema tridimensional de coordenadas cartesianas (Fredlund, 2006).

Para describir el comportamiento de un suelo no saturado, este normalmente se considera como un sistema trifásico, conformado por las fases: sólida (partículas de suelo), líquida (agua) y gaseosa (aire). Fredlund y Morgenstern (1977) agregaron la superficie contráctil agua–aire como una cuarta fase en su análisis de esfuerzos en suelos no saturados sobre la base de la mecánica del medio continuo.

Existen tres posibles combinaciones de variables de estado de esfuerzos independientes, deducibles a partir de la mecánica del medio continuo, dependiendo de la presión de fase (líquida o gaseosa) o esfuerzo (esfuerzo total) de referencia utilizado para la derivación de las ecuaciones de equilibrio de la estructura del suelo. Cada forma de las ecuaciones de equilibrio contiene una combinación de dos variables de estado de esfuerzos. Esto significa que dos de tres posibles variables se pueden usar para describir el estado de esfuerzos de la estructura de un suelo no saturado. Las tres posibles variables de estado son el esfuerzo normal neto $\sigma - u_a$, el esfuerzo efectivo $\sigma - u_w$ y la succión matricial $u_a - u_w$; donde σ es el esfuerzo normal total, u_w es la presión de agua y u_a es la presión de aire (Fredlund *et al.*, 2012).

Utilizando la fase de aire como fase de referencia durante la derivación de las ecuaciones de equilibrio (en las direcciones x , y y z), se obtiene la combinación de variables de estado de esfuerzos independientes que resulta ser la de mayor facilidad de aplicación en la ingeniería práctica. Esta combinación está conformada por las variables de estado: esfuerzo normal neto $\sigma - u_a$ y succión matricial $u_a - u_w$ (Fredlund *et al.*, 2012).

Fredlund y Morgenstern (1977) establecieron que las variables de estado de esfuerzos deben crearse a partir de los componentes de las fuerzas individuales, que actúan sobre la superficie contráctil agua–aire y las fases sólida (partículas de suelo), líquida (agua) y gaseosa (aire). Se pueden extraer tres conjuntos independientes de esfuerzos normales de las ecuaciones de equilibrio de la estructura del suelo, para conformar las variables de estado de esfuerzos. Estos esfuerzos son el esfuerzo normal neto $\sigma - u_a$, la succión matricial $u_a - u_w$ y la presión de aire u_a . La presión de aire puede eliminarse si se supone que las partículas del suelo son incompre-

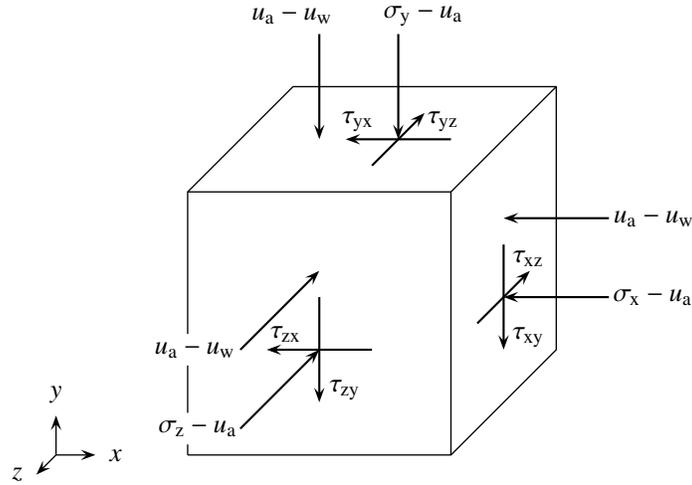


Figura 3.1: Estado de esfuerzos en un punto de un suelo no saturado (Fredlund *et al.*, 2012)

sibles, por lo que la combinación de variables de estado de esfuerzos para la estructura de un suelo no saturado es la conformada por el esfuerzo normal neto y la succión matricial. La primera comprende los efectos de la aplicación o eliminación de esfuerzo total, y la segunda comprende principalmente los efectos del agua (humedecimiento–secado) y en general el impacto del entorno climático sobre la superficie del suelo (Fredlund *et al.*, 2012).

Las variables de estado de esfuerzos actúan en las direcciones x , y y z (Figura 3.1), y forman dos tensores independientes que describen el estado de esfuerzos en un punto de la estructura de un suelo no saturado:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x - u_a & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - u_a & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - u_a \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

y

$$\begin{bmatrix} u_a - u_w & 0 & 0 \\ 0 & u_a - u_w & 0 \\ 0 & 0 & u_a - u_w \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

donde σ_x , σ_y y σ_z son los esfuerzos normales totales en las direcciones x , y y z respectivamente, y τ_{yx} , τ_{zx} , τ_{xy} , τ_{zy} , τ_{xz} y τ_{yz} son los esfuerzos cortantes en los planos x , y y z . En los símbolos de esfuerzo cortante, el primer subíndice denota el plano en el que actúa el esfuerzo cortante y el segundo subíndice se refiere a la dirección de actuación del mismo (Figura 3.1).

La presión de aire aparece en ambos tensores de esfuerzo (Ecuaciones 3.4 y 3.5), sin embargo, es la diferencia entre los componentes de esfuerzo la que permite

que los dos tensores se consideren como variables de estado de esfuerzos independientes (Fredlund *et al.*, 2012).

Si el grado de saturación se incrementa aproximándose al 100 %, la succión matricial tiende a cero, con lo que el segundo tensor (Ecuación 3.5) se anula y el suelo se comporta como un suelo saturado. En otras palabras, el segundo tensor se anula cuando la presión de agua u_w es igual a la presión de aire u_a , en cuyo caso solo queda el primer tensor (Ecuación 3.4) para representar el estado de esfuerzos del suelo saturado. Además, al ser $u_a = u_w$, el primer tensor se puede expresar en términos de la variable esfuerzo efectivo $\sigma - u_w$ de la mecánica de suelos clásica (Fredlund *et al.*, 2012):

$$\begin{bmatrix} \sigma_x - u_w & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - u_w & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - u_w \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

3.1.3. Estado de deformaciones

Las variables de estado de deformaciones son necesarias para describir los cambios relativos de volumen y las distorsiones de las diversas fases que componen un suelo no saturado. Las variables de estado de deformaciones pueden adoptar una variedad de formas, pero siempre deben satisfacer los requisitos de continuidad de un sistema multifásico, es decir, la conservación de la masa (Fredlund, 1973; citado por Fredlund, 2006)

Para determinar los cambios en el estado de deformaciones es necesario conocer ciertas propiedades del suelo como la relación de vacíos e , el contenido de agua gravimétrico w , la densidad relativa de sólidos G_s y el grado de saturación S , relacionadas entre sí mediante la

ecuación básica masa–volumen

$$Se = wG_s \quad (3.7)$$

Esta relación masa–volumen muestra que es necesario tener al menos dos relaciones constitutivas independientes para predecir los cambios de estado de deformaciones de fase para un suelo no saturado. Los cambios en la relación de vacíos e (cambios de volumen y distorsiones) están relacionados con cambios direccionales en un elemento de volumen representativo de la estructura del suelo. Los cambios de volumen y distorsiones se pueden escribir en forma de un tensor de deformaciones consistente, de acuerdo a la mecánica del medio continuo (Fredlund *et al.*, 2012):

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \gamma_{yx} & \gamma_{zx} \\ \gamma_{xy} & \varepsilon_{yy} & \gamma_{zy} \\ \gamma_{xz} & \gamma_{yz} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

donde ε_{xx} , ε_{yy} y ε_{zz} son las deformaciones longitudinales en las direcciones x , y y z respectivamente, y γ_{yx} , γ_{zx} , γ_{xy} , γ_{zy} , γ_{xz} y γ_{yz} son las deformaciones debidas al esfuerzo cortante en los planos x , y y z .

La deformación volumétrica ε_v es la traza del tensor de deformación.

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} \quad (3.9)$$

En un elemento de volumen representativo de la estructura del suelo, el cambio de volumen global es igual a la suma de los cambios en el contenido de agua volumétrico θ y el contenido de aire volumétrico θ_a (Fredlund *et al.*, 2012).

$$\varepsilon_v = d\theta + d\theta_a \quad (3.10)$$

Aunque la fase de aire es altamente compresible, un cambio en el contenido de aire volumétrico $d\theta_a$, simplemente se refiere a un cambio en la fracción del elemento de volumen representativo de la estructura que está compuesta por aire. El cambio de volumen global ε_v de un elemento de volumen representativo puede deberse a deformaciones en las direcciones x , y y z , sin embargo, los términos $d\theta$ y $d\theta_a$ no deben considerarse como deformaciones (Fredlund *et al.*, 2012).

3.2. Resistencia al esfuerzo cortante

Los principios generales asociados con la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo saturado también se aplican a los suelos no saturados. Los conceptos de deformación volumétrica y de cambios en la resistencia con

la deformación son similares para suelos saturados y no saturados.

Las teorías de resistencia al esfuerzo cortante para los suelos no saturados, son generalmente propuestas como extensiones de las ecuaciones matemáticas y conceptos utilizados en el caso de los suelos saturados. Así, por ejemplo, las extensiones del criterio de falla de Mohr–Coulomb se conocen como el criterio de falla «extendido de Mohr–Coulomb» para suelos no saturados (Fredlund *et al.*, 2012).

La ecuación de resistencia al esfuerzo cortante es una relación constitutiva que define esta propiedad en términos de las variables de estado de esfuerzos y las propiedades del suelo (Fredlund *et al.*, 2012). Las variables de estado de esfuerzos permiten describir los cambios en el estado de esfuerzos de un suelo. Las variables de estado más utilizadas son el esfuerzo total σ , la presión de poros u_w y el esfuerzo efectivo $\sigma - u_w$. Esta última es la variable de estado de esfuerzos fundamental para describir el estado de esfuerzos en suelos saturados, y es la responsable de los cambios tanto de volumen como de resistencia al esfuerzo cortante.

La resistencia al esfuerzo cortante de un suelo saturado puede describirse utilizando el criterio de falla de Mohr–Coulomb y la variable de estado esfuerzo efectivo (Terzaghi, 1943).

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u_w)_f \tan \phi' \quad (3.11)$$

donde τ_{ff} es el esfuerzo cortante de falla en el plano de falla, c' la cohesión efectiva, σ_f el esfuerzo total normal en el plano de falla y ϕ' el ángulo de fricción interna efectivo. La expresión $(\sigma_f - u_w)_f$ representa el esfuerzo normal efectivo de falla en el plano de falla.

La Ecuación 3.11 define una relación lineal entre la resistencia al esfuerzo cortante y el esfuerzo efectivo, mediante una línea conocida como envolvente de falla, que representa posibles combinaciones de esfuerzo cortante y esfuerzo normal efectivo en el plano de falla (Fredlund *et al.*, 2012).

3.2.1. Criterio de falla extendido de Mohr–Coulomb

En el caso de los suelos no saturados, por estar conformados por tres fases (sólidos, agua y aire), una sola variable no explica completamente su comportamiento. Las variables de esfuerzo que controlan el equilibrio de la estructura del suelo son las variables de estado de esfuerzos que controlan el comportamiento mecánico de los suelos. Fredlund y Morgenstern (1977) presentaron dos nuevas variables de estado de esfuerzos que son independientes entre sí, y que se derivan de las ecuaciones

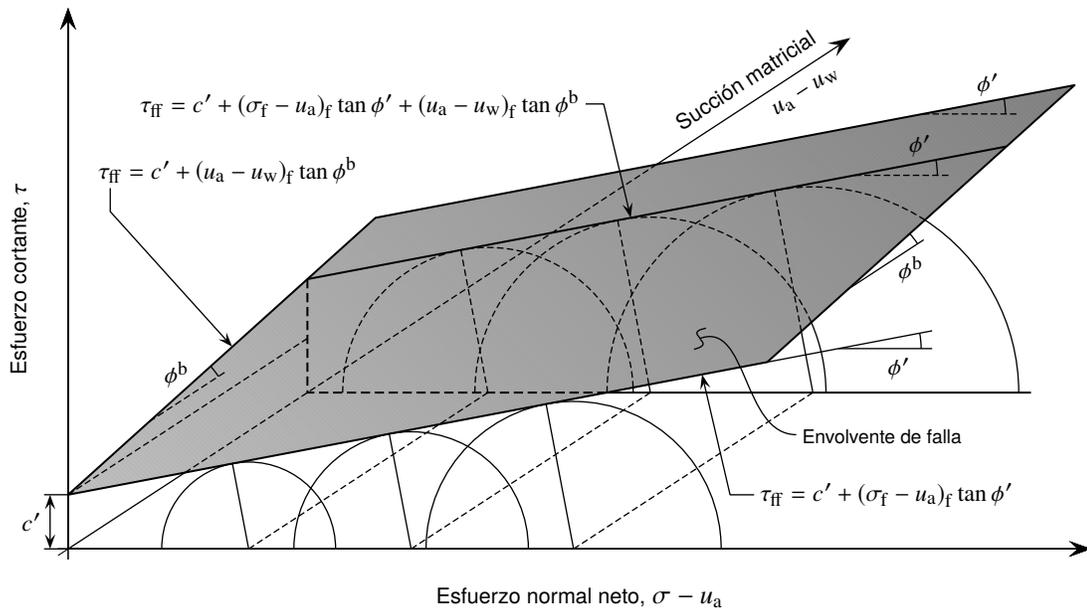


Figura 3.2: Envolvente de falla según el criterio extendido de Mohr-Coulomb

de equilibrio de la estructura del suelo (§ 3.1.2). Estas son el esfuerzo normal neto $\sigma - u_a$ y la succión matricial $u_a - u_w$.

Una vez definidas las variables de estado de esfuerzos que mejor representan el comportamiento de los suelos no saturados, junto con algunas propiedades del suelo, se obtiene la ecuación de resistencia al esfuerzo cortante conocida como criterio de falla extendido de Mohr-Coulomb, presentado por Fredlund *et al.* (1978).

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u_a)_f \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \tan \phi^b \quad (3.12)$$

donde τ_{ff} es el esfuerzo cortante de falla en el plano de falla, c' la cohesión efectiva, σ_f el esfuerzo total normal en el plano de falla, ϕ' el ángulo de fricción interna efectiva, y ϕ^b el ángulo de succión que define la tasa de cambio de la resistencia al esfuerzo cortante con relación al cambio en la succión del suelo. La expresión $(\sigma_f - u_a)_f$ representa el estado de esfuerzo normal neto de falla en el plano de falla, y la expresión $(u_a - u_w)_f$ representa la succión matricial de falla en el plano de falla.

La envolvente de falla del criterio extendido de Mohr-Coulomb (Ecuación 3.12) es una superficie en el espacio $(\tau, \sigma - u_a, u_a - u_w)$ (Figura 3.2).

Si el suelo se aproxima a la saturación, la presión de agua intersticial u_w se aproxima a la presión de aire u_a y en consecuencia la succión matricial $u_a - u_w$ tiende a cero. Entonces, se presenta una transición de

la resistencia al esfuerzo cortante del suelo no saturado (Ecuación 3.12) a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo saturado (Ecuación 3.11).

La envolvente de falla del criterio extendido de Mohr-Coulomb requiere la definición la cohesión efectiva c' , el ángulo de fricción interna efectiva ϕ' y el ángulo de succión ϕ^b . Los dos primeros se pueden medir utilizando muestras de suelo saturado en ensayos de laboratorio convencionales con aparatos triaxiales o de corte directo. El ángulo de succión ϕ^b se puede medir usando aparatos triaxiales o de corte directo debidamente modificados y equipados para ensayar suelos no saturados.

3.2.1.1. Envolvente de falla no lineal

Resultados experimentales con muestras de suelos no saturados mediante pruebas de corte directo, demuestran que la envolvente de falla con respecto a la succión matricial presenta una no linealidad significativa. La interpretación no lineal de los resultados de las pruebas de resistencia al esfuerzo cortante parece proporcionar una envolvente de falla única. Sin embargo, en algunos casos no suele ser necesario utilizar la interpretación no lineal (Gan *et al.*, 1988). Fredlund *et al.* (1987) también abordaron y discutieron detalladamente este comportamiento. La no linealidad significa que ϕ^b no es constante y se puede expresar como una función de la succión del suelo, y que la superficie de resistencia no varía li-

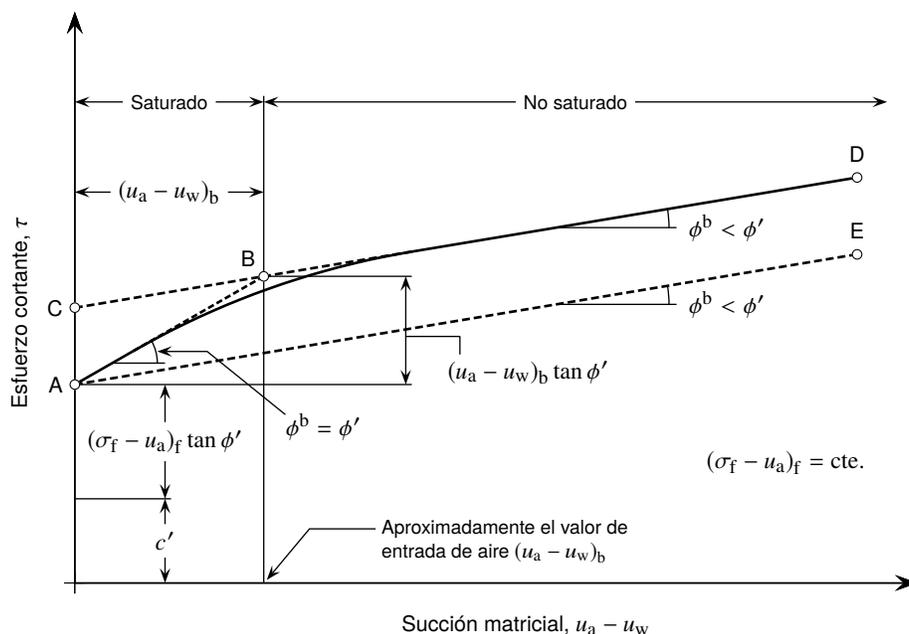


Figura 3.3: No linealidad de la envolvente de falla con respecto a la succión matricial (adaptada de Gan *et al.*, 1988)

nealmente con relación a la succión, sino que es una superficie curva (Figura 3.3).

Según la Figura 3.3, para succiones matriciales bajas, cuando el suelo permanece saturado (tramo AB), el ángulo ϕ^b es aproximadamente igual al ángulo ϕ' . La succión matricial en el punto B es aproximadamente igual al valor de entrada de aire del suelo $(u_a - u_w)_b$. Cuando la succión matricial supera este valor (tramo BD), comienza la desaturación y el ángulo ϕ^b tiende a un valor relativamente constante, menor que ϕ' .

Fredlund *et al.* (1987) propusieron cuatro procedimientos que pueden usarse para linealizar la envolvente de falla de la resistencia al esfuerzo cortante con respecto a la succión matricial (Figura 3.3), y así simplificar su aplicación.

Primero: utilizar la envolvente de falla del límite inferior, es decir, el tramo AE junto con el ángulo ϕ^b para todo el rango de succiones matriciales. Este procedimiento es el más sencillo y conservador porque proporciona resistencias al esfuerzo cortante menores que las reales.

Segundo: utilizar una envolvente de falla aproximada, bi-lineal, conformada por los tramos AB y BD para los dos rangos de succión correspondientes.

Tercero: separar la envolvente de falla en varios tramos rectos, cuando la envolvente obtenida con resultados experimentales es altamente no lineal.

Cuarto: trasladar el tramo AB al plano de resistencia al esfuerzo cortante τ frente al esfuerzo normal neto $\sigma - u_a$ (Figura 3.2), ya que en este tramo el ángulo ϕ^b es aproximadamente igual al ángulo ϕ' . En este caso, la envolvente de falla estaría conformada únicamente por el tramo BD junto con el ángulo ϕ^b . Este procedimiento elimina la necesidad de utilizar diferentes ecuaciones de resistencia al esfuerzo cortante para diferentes succiones matriciales. Para linealizar la envolvente de falla, se desprecia la porción correspondiente a las succiones matriciales bajas (tramo AB), trazando la envolvente a partir del valor de entrada de aire $(u_a - u_w)_b$ y no a partir del valor cero de succión. Se supone que el valor de entrada de aire permanece constante a varios esfuerzos de confinamiento netos.

3.2.1.2. Relación entre la resistencia al esfuerzo cortante y la curva de retención

Vanapalli *et al.* (1996) propusieron una relación no lineal para estimar la contribución a la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo no saturado, $\tan \phi^b$, debida a la succión matricial, usando la curva de retención y el ángulo de fricción interna efectivo del suelo, que se expresa mediante la ecuación

$$\tan \phi^b = \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right)^\kappa \tan \phi' = S^\kappa \tan \phi' \quad (3.13)$$

donde θ es el contenido de agua volumétrico, θ_s el con-

tenido de agua volumétrico saturado, S el grado de saturación y κ un parámetro de ajuste de la resistencia al esfuerzo cortante, utilizado para obtener el mejor ajuste entre los valores calculados y los experimentales.

La Ecuación 3.13 tiene en cuenta la variación no lineal de la resistencia al esfuerzo cortante con la succión de los suelos no saturados (Figura 3.3). Utilizando esta relación, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no saturados (Ecuación 3.12) se puede reescribir como

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u_a)_f \tan \phi' + (u_a - u_w)_f S^\kappa \tan \phi' \quad (3.14)$$

Vanapalli y Fredlund (2000) realizaron comparaciones entre valores experimentales y calculados de la resistencia al esfuerzo cortante, para varios suelos compactados estáticamente, usando la Ecuación 3.14. Los resultados obtenidos mostraron un grado razonable de precisión para un amplio rango de valores de succión (0 a 10 MPa).

Garven y Vanapalli (2006) determinaron una relación empírica entre el índice de plasticidad I_p y el parámetro de ajuste de la resistencia al esfuerzo cortante κ , realizando comparaciones de valores medidos y calculados de resistencia al esfuerzo cortante, para determinar κ . Este proceso continúa siempre que se disponga de nuevos datos experimentales (Fredlund *et al.*, 2012).

$$\kappa = 1 + 0.0975I_p - 0.0016I_p^2 \quad (3.15)$$

Vanapalli *et al.* (1996), extendiendo los mismos conceptos, propusieron otra relación para predecir la resistencia al esfuerzo cortante sin usar el parámetro de ajuste κ .

$$\tan \phi^b = \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \tan \phi' = \Theta_{nv} \tan \phi' \quad (3.16)$$

donde θ_r es el contenido de agua volumétrico residual y Θ_{nv} el contenido de agua volumétrico normalizado. Con esta relación la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no saturados (Ecuación 3.12) se puede reescribir como

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u_a)_f \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \Theta_{nv} \tan \phi' \quad (3.17)$$

Además, expresando la Ecuación 3.16 en términos del grado de saturación se tiene que

$$\tan \phi^b = \left(\frac{S - S_r}{S_s - S_r} \right) \tan \phi' = S_e \tan \phi' \quad (3.18)$$

donde S_s es el grado de saturación máximo, S_r el grado de saturación residual y S_e el grado de saturación efectivo. Con esta relación la resistencia al esfuerzo cortante

de los suelos no saturados (Ecuación 3.12) se puede reescribir como

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u_a)_f \tan \phi' + (u_a - u_w)_f S_e \tan \phi' \quad (3.19)$$

La principal limitación que tienen las ecuaciones que guardan relación entre la resistencia al esfuerzo cortante y la curva de retención del suelo, es que únicamente se pueden utilizar cuando se cuenta con resultados experimentales (Vanapalli y Mohamed, 2007).

3.3. Capacidad de carga

La capacidad de carga de los suelos no saturados se puede calcular siguiendo el mismo enfoque utilizado en la mecánica de los suelos saturados, es decir, aplicando la teoría de la capacidad de carga convencional con algunas modificaciones. Se puede asumir que la cohesión total está conformada por dos componentes, la cohesión efectiva y la cohesión asociada a la succión matricial.

3.3.1. Teoría de capacidad de carga de Terzaghi

Prandtl (1920) propuso un mecanismo de falla del suelo sometido a carga vertical, suponiendo que este tiene un peso unitario igual a cero, debido a la dificultad para resolver las ecuaciones que determinan el equilibrio plástico de la masa semi-infinita debida a la sobrecarga local. Con base en este mecanismo de falla, Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones aproximadamente superficiales. Esta teoría cubre el caso más general de suelos cohesivo-friccionantes y es la más usada para el cálculo de la capacidad de carga última en cimientos poco profundos.

Generalmente, una cimentación se considera superficial si su profundidad de desplante D_f es menor o igual a su ancho B . Sin embargo, otras investigaciones sugieren que las cimentaciones con una profundidad de desplante igual a tres o cuatro veces su ancho, también se pueden considerar como cimentaciones superficiales (Das, 2012).

La formulación de la capacidad de carga última de Terzaghi (1943) para una cimentación continua (corrida), supone que el suelo es homogéneo, que la base de la zapata es rugosa y que la superficie de deslizamiento está limitada por una línea recta y una espiral logarítmica (Figura 3.4). Esta superficie de falla está conformada por tres zonas simétricas: la zona triangular ACD (I), las zonas radiales de corte ADF y CDE (II) con las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica, y

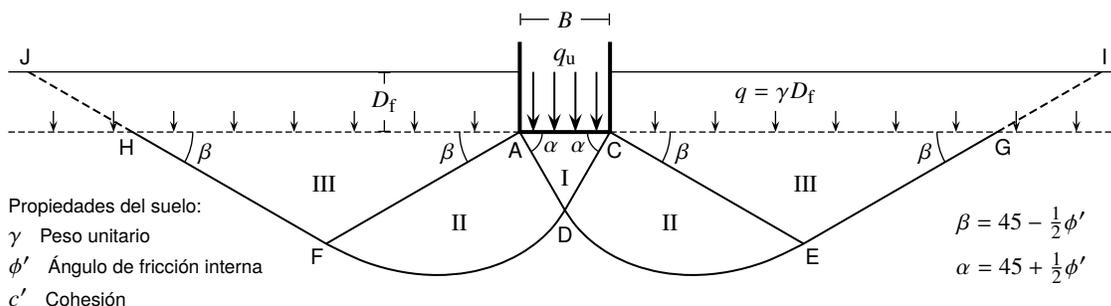


Figura 3.4: Superficie de falla por capacidad de carga bajo una cimentación rígida continua

las zonas triangulares pasivas de Rankine AFH y CEG (III). La resistencia al esfuerzo cortante del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ se desprecia al reemplazar el suelo arriba del fondo de la cimentación por la sobrecarga equivalente q (Das, 2012).

Aplicando un análisis de equilibrio, Terzaghi (1943) expresó la capacidad de carga última para una cimentación continua (Figura 3.4) mediante la ecuación

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (3.20)$$

donde q_u es la capacidad de carga última, c la cohesión del suelo, q la presión de sobrecarga ($q = \gamma D_f$), γ el peso unitario del suelo, B el ancho de la cimentación y, N_c , N_q y N_γ son los factores de capacidad de carga relativos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso unitario respectivamente.

El valor de cohesión utilizado en el análisis depende de cómo se defina la resistencia al esfuerzo cortante del suelo (drenada o no drenada). Los factores de capacidad de carga son adimensionales y además son funciones de ϕ' únicamente.

Varios investigadores desarrollaron los factores de capacidad de carga debidos a la cohesión N_c , a la sobrecarga N_q y al peso unitario N_γ . Entre los más reconocidos están Terzaghi (1943), Meyerhof (1951), Vesić (1973) y Kumbhojkar (1993). Los factores N_c y N_q propuestos por la mayoría de los investigadores son aproximadamente iguales. No existe un consenso general con respecto al factor de capacidad de carga debido al peso unitario N_γ , ya que los valores propuestos son significativamente diferentes. Kumbhojkar (1993) presentó un estudio extenso proponiendo valores de N_γ basados en análisis numéricos, que son relativamente más altos en comparación con los valores propuestos por anteriores investigadores (Vanapalli y Mohamed, 2007).

3.3.2. Ecuación general de capacidad de carga

La capacidad de carga última de Terzaghi (1943) (Ecuación 3.20), fue desarrollada para determinar la capacidad de carga última de cimentaciones continuas únicamente. Además, tampoco tiene en cuenta la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación (superficies de falla marcadas como GI y HJ en la Figura 3.4). Tampoco se considera una posible inclinación de la carga sobre la cimentación (Das, 2012). Meyerhof (1963) propuso una manera de ajustar la Ecuación 3.20 para considerar los efectos de forma y profundidad de la cimentación, así como de inclinación de la carga.

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (3.21)$$

donde F_{cs} , F_{qs} y $F_{\gamma s}$ son los factores de forma de la cimentación; F_{cd} , F_{qd} y $F_{\gamma d}$ son los factores de profundidad de la cimentación; y F_{ci} , F_{qi} y $F_{\gamma i}$ son los factores de inclinación de la carga. Todos estos factores son adimensionales.

Los de factores de forma, profundidad e inclinación de uso común se pueden consultar de manera detallada en Meyerhof (1963), De Beer (1970), Hansen (1970), Vesić (1973) y Hanna y Meyerhof (1981).

3.3.3. Parámetros de diseño

La selección de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante apropiados y un valor razonable de succión matricial de diseño, es el aspecto más importante a tener en cuenta cuando se usa la teoría de la plasticidad para determinar la capacidad de carga de los suelos no saturados.

El diseño puede basarse en un análisis de esfuerzos

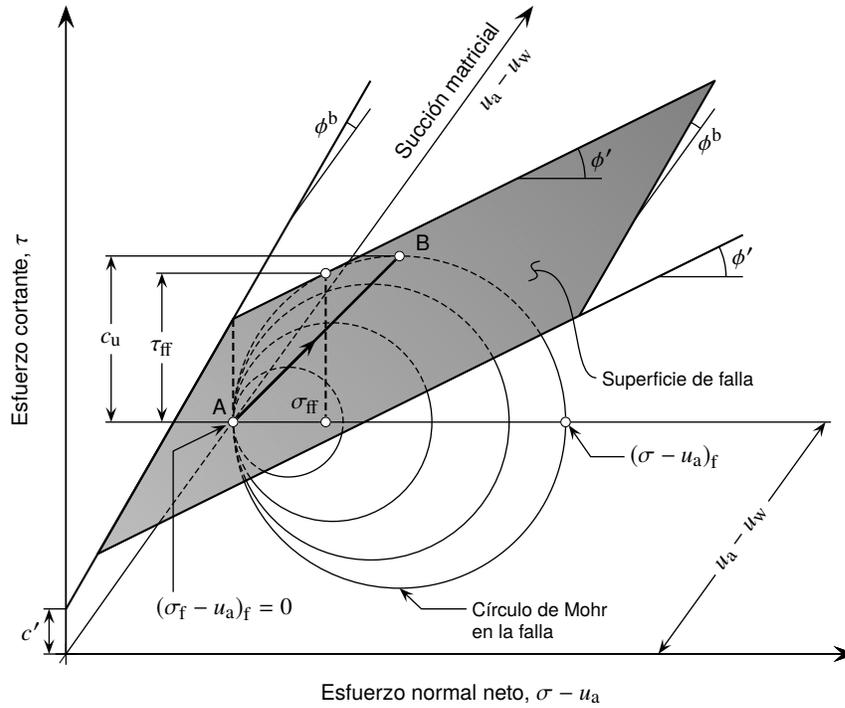


Figura 3.5: Trayectoria de esfuerzos en una prueba de compresión confinada (adaptada de Fredlund *et al.*, 2012)

totales o en un análisis de esfuerzos efectivos. Además, es posible utilizar el enfoque de esfuerzo total o el enfoque de variables de estado de esfuerzos (Fredlund *et al.*, 2012).

3.3.3.1. Enfoque del esfuerzo total

El enfoque del esfuerzo total es similar al procedimiento comúnmente utilizado en la determinación de la capacidad de carga última en ingeniería geotécnica.

En la Figura 3.5 se muestra la trayectoria de esfuerzos A→B seguida durante una prueba de compresión confinada a succión constante. Los resultados de la prueba se trasladan a la envolvente de falla del criterio extendido de Mohr–Coulomb para representar el estado de esfuerzos en la falla. Esta envolvente de falla permite visualizar la relación entre los resultados de la prueba de compresión confinada y la resistencia al esfuerzo cortante definida en términos de la succión matricial (Fredlund *et al.*, 2012).

La resistencia al esfuerzo cortante no drenada c_u es aproximadamente igual a la resistencia al esfuerzo cortante en la falla τ_{ff} (Figura 3.5). Entonces, se puede expresar la resistencia al esfuerzo cortante no drenada c_u en términos de la envolvente de falla del criterio extendido de Mohr–Coulomb, es decir, el valor de τ_{ff}

(Ecuación 3.12) puede ser utilizado para aproximar el valor de c_u (Fredlund *et al.*, 2012).

$$c_u \approx c' + (\sigma_f - u_a)_f \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \tan \phi^b \quad (3.22)$$

Las variaciones en las condiciones climáticas inducen cambios en la succión matricial del suelo, produciendo cambios en la resistencia al esfuerzo cortante no drenada c_u .

$$\Delta c_u = \Delta (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (3.23)$$

donde Δc_u es el cambio en la resistencia al esfuerzo cortante no drenada y $\Delta (u_a - u_w)$ el cambio en la succión matricial debido a los procesos de secado y humedecimiento del suelo.

La capacidad de carga última de un suelo arcilloso generalmente se calcula utilizando la resistencia al esfuerzo cortante no drenada c_u , de acuerdo con el enfoque del esfuerzo total. Bajo este enfoque se considera que $\phi = 0$ aproximadamente. Aplicando la condición $\phi = 0$ a la Ecuación 3.22 y reemplazando en la Ecuación 3.21, se obtiene la capacidad de carga última de la arcilla en términos de su resistencia al esfuerzo cortante no drenada (Fredlund *et al.*, 2012), que se expresa como

$$q_u = c_u N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} \quad (3.24)$$

3.3.3.2. Enfoque de las variables de estado de esfuerzos

Los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en un suelo no saturado son el ángulo de fricción interna efectivo ϕ' , la cohesión efectiva c' , y el ángulo de cambio de resistencia al esfuerzo cortante debido a cambios en la succión matricial ϕ^b . El ángulo ϕ^b varía de forma no lineal con respecto a la succión matricial (§ 3.2.1.1), sin embargo, por practicidad se utiliza la envolvente de falla con respecto a la succión matricial de manera linealizada (Fredlund *et al.*, 2012).

Los parámetros de resistencia requeridos para determinar la capacidad de carga última de manera convencional (Ecuación 3.20) son la cohesión total c y el ángulo de fricción interna efectivo ϕ' . El efecto de la succión matricial es unir las partículas del suelo. La contribución de la succión matricial a la resistencia al esfuerzo cortante se debe a las fuerzas de atracción entre los granos del suelo que surgen de esta tensión. Por lo tanto, se puede visualizar como una contribución a la resistencia de cohesión del suelo (Oloo, 1994). Entonces, utilizando los parámetros c' y $(u_a - u_w)_f \tan \phi^b$ de la resistencia al esfuerzo cortante (Ecuación 3.12), se puede obtener una expresión para calcular la cohesión total c .

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (3.25)$$

La capacidad de carga última (Ecuación 3.21), bajo el enfoque de las variables de estado de esfuerzos para suelos no saturados sería entonces

$$q_u = [c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b] N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (3.26)$$

Bajo este enfoque se requiere conocer el ángulo de succión ϕ^b y la succión matricial $u_a - u_w$. En la práctica es difícil obtener un valor de diseño apropiado para la succión matricial, y es recomendable utilizar un valor medido solo si hay cierta seguridad de que esta succión puede mantenerse en el suelo, para no poner en riesgo la estructura (Fredlund *et al.*, 2012).

3.3.3.3. Relación entre la capacidad de carga y la curva de retención

Vanapalli y Mohamed (2007), ampliando los conceptos de Vanapalli *et al.* (1996) respecto a la contribución a la resistencia al esfuerzo cortante debida a la succión matricial de un suelo no saturado (Ecuación 3.13), propusieron una relación similar para estimar la contribución a la capacidad de carga, $\tan \phi^b$, debida a la succión

matricial, usando la curva de retención y el ángulo de fricción interna efectivo del suelo.

$$\tan \phi^b = S^\psi \tan \phi' \quad (3.27)$$

donde S es el grado de saturación y ψ un parámetro de ajuste de la capacidad de carga, utilizado para obtener el mejor ajuste entre los valores calculados y los experimentales.

La contribución de la succión matricial a la capacidad de carga de un suelo no saturado, se puede visualizar como una contribución a la resistencia de cohesión del suelo (Oloo, 1994). Siguiendo el enfoque de las variables de estado de esfuerzos (§ 3.3.3.2), la cohesión total c (Ecuación 3.25) se puede expresar como

$$c = c' + (u_a - u_w) S^\psi \tan \phi' \quad (3.28)$$

La capacidad de carga última (Ecuación 3.21), bajo el enfoque de las variables de estado de esfuerzos para suelos no saturados, e incluyendo la cohesión total c (Ecuación 3.28) sería entonces

$$q_u = [c' + (u_a - u_w) S^\psi \tan \phi'] N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (3.29)$$

Vanapalli y Mohamed (2007) también consideraron la influencia del valor de entrada de aire $(u_a - u_w)_b$ de la curva de retención (Figura 3.3) en la estimación de la capacidad de carga. Hasta el valor de entrada de aire, la contribución de la succión matricial a la capacidad de carga es igual a $(u_a - u_w)_b (\tan \phi' - \tan \phi^b)$, determinada por Oloo (1994) y que equivale a $(u_a - u_w)_b (1 - S^\psi) \tan \phi'$ si se incluye la relación entre la capacidad de carga y la curva de retención (Ecuación 3.27). Siguiendo el enfoque de las variables de estado de esfuerzos (§ 3.3.3.2), la cohesión total c (Ecuación 3.25) se puede expresar como

$$c = c' + (u_a - u_w)_b (1 - S^\psi) \tan \phi' + (u_a - u_w)_{AVR} S^\psi \tan \phi' \quad (3.30)$$

donde $(u_a - u_w)_{AVR}$ es el valor promedio de la succión *in situ*.

El valor $(u_a - u_w)_{AVR}$ se determina promediando dos valores de succión matricial medidos, el primero cerca a la superficie de contacto de la zapata con el suelo, y el segundo en la parte inferior del bulbo de presiones (Vanapalli y Mohamed, 2007). El bulbo de presiones más comúnmente usado es el que corresponde a un esfuerzo de $0.2q_p$, donde q_p es la carga distribuida en el área de contacto de la cimentación. En la práctica cualquier esfuerzo menor de $0.2q_p$ se considera ya de poca importancia. Con base en el anterior criterio, el bulbo de presiones para una zapata cuadrada puede considerarse

de $1.5B$ de profundidad y $1.5B$ de ancho, siendo B el ancho de la zapata (Chen, 2000).

La capacidad de carga última (Ecuación 3.21), bajo el enfoque de las variables de estado de esfuerzos para suelos no saturados, e incluyendo la cohesión total c que considera el valor de entrada de aire de la curva de retención (Ecuación 3.30), se expresa como

$$q_u = \left[c' + (u_a - u_w)_b (1 - S^\psi) \tan \phi' + (u_a - u_w)_{AVR} S^\psi \tan \phi' \right] N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (3.31)$$

Al igual que en la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante, la principal limitación que tienen las ecuaciones que guardan relación entre la capacidad de carga y la curva de retención del suelo, es que única-

mente se pueden utilizar para predecir la capacidad de carga cuando se cuenta con resultados experimentales (Vanapalli y Mohamed, 2007).

De la misma manera que Garven y Vanapalli (2006) propusieron una relación entre el factor de ajuste de la resistencia al esfuerzo cortante κ y el índice de plasticidad I_p , para predecir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no saturados, Vanapalli y Mohamed (2007), con base en los resultados del estudio de cinco suelos, determinaron una relación entre el parámetro de ajuste de la capacidad de carga ψ y el índice de plasticidad del suelo I_p .

$$\psi = 1 + 0.34 I_p - 0.0031 I_p^2 \quad (3.32)$$

El proceso de ajuste de esta relación continúa siempre que se disponga de nuevos datos experimentales.

Modelos constitutivos para suelos no saturados

4.1. Modelo constitutivo BBM

4.1.1. Bases del modelo

Los suelos no saturados presentan diversos comportamientos según los cambios tanto a nivel de esfuerzos como de succión a los que se vean expuestos. El comportamiento volumétrico es el aspecto más estudiado en este tipo de suelos.

Basados en una serie de ensayos de consolidación isotrópica para examinar el comportamiento elastoplástico de un suelo no saturado, Alonso *et al.* (1990) presentaron un modelo constitutivo formulado dentro de la teoría elastoplástica con rigidización. Este modelo denominado BBM (*Barcelona Basic Model*) permite reproducir de manera consistente y unificada múltiples aspectos del comportamiento de los suelos no saturados poco o moderadamente expansivos.

El BBM al estar basado en la teoría de la plasticidad rigidizable, está conformado por leyes de rigidización (deformaciones elásticas), leyes de fluencia (deformaciones plásticas) y superficies de fluencia. El modelo asume que los mecanismos de cambio volumétrico actuantes en el suelo por efecto de carga y/o humedecimiento son similares y considera una misma superficie de fluencia para ambos casos. Esta superficie de fluencia denominada de carga y colapso LC (*Loading Collapse*),

representa el límite del comportamiento elástico frente a cambios en el nivel de carga y cambios en la succión del suelo.

Por otra parte, el BBM permite integrar como condición de contorno un modelo constitutivo para cuando el suelo está en estado saturado. Alonso *et al.* (1990) utilizan el modelo de estado crítico Cam-Clay modificado, pero dejan abierta la posibilidad de emplear otros modelos.

El BBM es capaz de reproducir la mayoría de las respuestas de los suelos no saturados bajo simples trayectorias de carga–descarga y de secado–humedecimiento. Estas son:

- Aumento de la resistencia al esfuerzo cortante y del esfuerzo de preconsolidación con el incremento de la succión.
- Desarrollo de expansiones reversibles por hinchamiento cuando la succión disminuye a bajos esfuerzos de confinamiento.
- Ocurrencia de deformaciones irreversibles por colapso cuando la succión disminuye a altos esfuerzos de confinamiento.
- Desarrollo de contracciones irreversibles cuando la succión aumenta por encima de un valor umbral alcanzado previamente.

4.1.2. BBM para estado de esfuerzos isotrópicos

4.1.2.1. Estados de esfuerzos que inducen a la fluencia

En la formulación del BBM se considera adecuado el plano (p, s) para describir los estados isotrópicos de un suelo no saturado. En este espacio s es la succión matricial (§ 2.2.1) y p es el esfuerzo medio neto o exceso de esfuerzo medio sobre la presión de aire.

$$s = u_a - u_w \quad (4.1)$$

$$p = \sigma_m - u_a \quad (4.2)$$

donde u_a es la presión de aire, u_w la presión de agua y σ_m el esfuerzo medio.

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad (4.3)$$

donde σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales totales.

En condiciones saturadas ($s = 0$) de la Ecuación 4.1 se tiene que $u_a = u_w$, y reemplazando en la Ecuación 4.2 se obtiene un esfuerzo medio neto $p = \sigma_m - u_w$ que equivale al esfuerzo medio efectivo p' .

Si durante un ensayo isotrópico se mantiene una succión constante en el suelo, al aplicar incrementos en el esfuerzo medio neto p en la rama virgen de la curva, el volumen específico $v = 1 + e$, donde e es la relación de vacíos, se puede obtener de manera análoga al de los suelos saturados.

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p^c} \quad (4.4)$$

donde p^c es un esfuerzo de referencia para el cual el volumen específico $v = N(s)$ para una succión matricial s dada, y $\lambda(s)$ es el parámetro de rigidez plástica que está en función de la succión matricial s . En otras palabras, $\lambda(s)$ es la pendiente de la rama virgen de la curva de consolidación para una succión matricial s dada en el diagrama $(\ln p, e)$. Cuando s aumenta $\lambda(s)$ decrece y el suelo adquiere mayor rigidez.

En el proceso de descarga y recarga a succión matricial constante, se considera que el suelo se comporta elásticamente según la relación

$$dv = -\kappa \frac{dp}{p} \quad (4.5)$$

donde κ es el parámetro de rigidez elástica por cambios en el esfuerzo medio neto o pendiente de la línea de descarga-recarga en el diagrama $(\ln p, e)$. Aunque es probable alguna dependencia de κ con respecto a la succión matricial s , se asume constante para garantizar que la parte elástica del modelo sea conservadora.

En la Figura 4.1a se observa la respuesta de dos muestras de un mismo suelo sometidas a dos estados de succión diferentes, la primera en estado saturado ($s = 0$) y la segunda a una succión matricial mayor y constante ($s = \text{cte.}$). De acuerdo al modelo, estas son trayectorias isotrópicas en las que varía el esfuerzo medio neto p . En el estado saturado, el esfuerzo de preconsolidación que se denomina p_0^* , es menor que para el estado no saturado en donde se denomina p_0 . La relación entre p_0^* y p_0 se obtiene siguiendo la trayectoria de esfuerzos entre los puntos 1, 2 y 3 (Figura 4.1b) que pertenecen a una misma curva de fluencia en el plano (p, s) .

Si se considera una trayectoria de esfuerzos en el dominio elástico para la muestra no saturada, que consiste en una descarga a succión matricial constante desde el punto 1 hasta el punto 2, y una posterior reducción de la succión matricial a esfuerzo medio neto constante hasta saturarla ($s = 0$), se llega al punto 3 (Figuras 4.1a y 4.1b). Así, se pueden relacionar los volúmenes específicos de las dos muestras (saturada y no saturada) con el mismo estado de esfuerzos final, de manera que

$$v_1 + \Delta v_p + \Delta v_s = v_3 \quad (4.6)$$

donde Δv_p es la variación de volumen debida a la descarga isotrópica en el dominio elástico, y Δv_s la variación de volumen debida a la disminución de la succión también en el dominio elástico. Bajo estas circunstancias tiene lugar una expansión reversible Δv_s que está dada por una expresión similar a la mostrada en la Ecuación 4.5 y que se expresa como

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{s + p_{\text{atm}}} \quad (4.7)$$

donde κ_s es el parámetro de rigidez elástica por cambios en la succión y p_{atm} es la presión atmosférica que se suma a s para evitar valores infinitos de dv cuando s tiende a cero (Alonso *et al.*, 1990).

A partir de la Ecuación 4.5 se tiene que la variación de volumen debida a la descarga isotrópica es

$$\Delta v_p = \kappa \ln \frac{p_0}{p_0^*} \quad (4.8)$$

De igual manera, de la Ecuación 4.7 se tiene que la variación de volumen debida a la disminución de la succión es

$$\Delta v_s = \kappa_s \ln \frac{s + p_{\text{atm}}}{p_{\text{atm}}} \quad (4.9)$$

De acuerdo a la Figura 4.1a y a la Ecuación 4.4 se obtienen los volúmenes específicos v_1 y v_3 .

$$v_1 = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_0}{p^c} \quad (4.10)$$

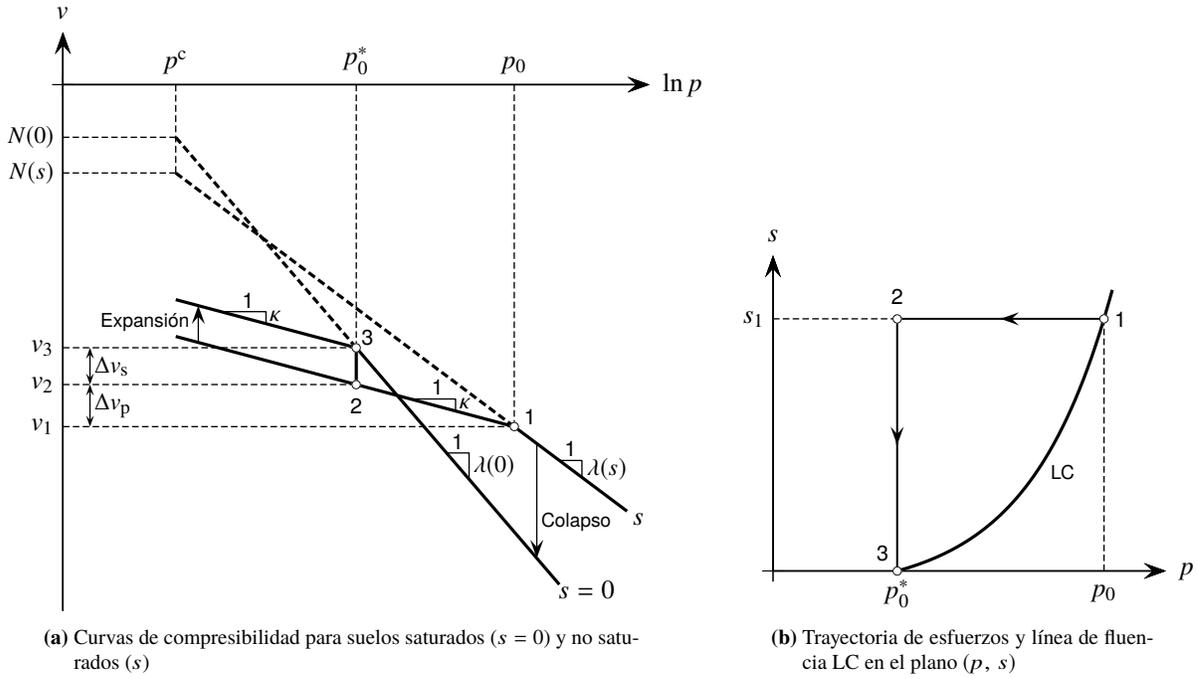


Figura 4.1: Relación entre los esfuerzos de preconsolidación no saturado p_0 y saturado p_0^* (Alonso *et al.*, 1990)

$$v_3 = N(0) - \lambda(0) \ln \frac{p_0^*}{p^c} \quad (4.11)$$

obtiene la expresión

$$p_0 = p^c \left(\frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad (4.14)$$

Reemplazando las Ecuaciones 4.8 a 4.11 en la Ecuación 4.6 se tiene que

$$\begin{aligned} N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_0}{p^c} + \kappa \ln \frac{p_0}{p_0^*} + \kappa_s \ln \frac{s + p_{\text{atm}}}{p_{\text{atm}}} \\ = N(0) - \lambda(0) \ln \frac{p_0^*}{p_0} \end{aligned} \quad (4.12)$$

La Ecuación 4.12 es una relación entre p_0 y s que está en función de los parámetros de referencia p_0^* y p^c , además de los parámetros del suelo $N(s)$, $\lambda(s)$, κ y κ_s . $N(0)$ y $\lambda(0)$ son los valores equivalentes de $N(s)$ y $\lambda(s)$ para el suelo en estado saturado.

Si se considera que p^c es el esfuerzo medio neto para el que se alcanza la curva virgen en estado saturado, partiendo de un estado no saturado a través de una trayectoria de disminución de la succión (humedecimiento) que solamente genera hinchamiento elástico (Figura 4.1a), se cumple que

$$\begin{aligned} \Delta v(p^c)|_s^0 = \Delta v_s = N(0) - N(s) \\ = \kappa_s \ln \frac{s + p_{\text{atm}}}{p_{\text{atm}}} \end{aligned} \quad (4.13)$$

Si se reemplaza la Ecuación 4.13 en la Ecuación 4.12 se

La Ecuación 4.14 define la línea de fluencia LC en el plano de esfuerzos (p, s) y determina los valores del esfuerzo de preconsolidación p_0 en función de la succión matricial s (Figura 4.1b). La posición de esta línea queda determinada por el esfuerzo de preconsolidación del suelo saturado p_0^* que se considera un parámetro de endurecimiento del modelo, aislándola de una familia de curvas en el plano (p, s) . Esta ecuación juega un papel fundamental en el modelo y explica tanto el incremento del esfuerzo de preconsolidación con la succión como el fenómeno de colapso por saturación. Si $p_0^* = p^c$, la línea de fluencia LC pasa a ser una recta vertical ($p_0 = p^c$), caso en el cual los cambios en la succión no producen deformaciones plásticas.

Para predecir adecuadamente el aumento de la rigidez del suelo con la succión, una rigidez asintótica máxima, probablemente la más cercana al comportamiento real, se puede predecir con la expresión

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[(1-r)e^{-\beta s} + r \right] \quad (4.15)$$

donde β es un parámetro que controla la tasa de crecimiento de la rigidez del suelo con la succión, y r es

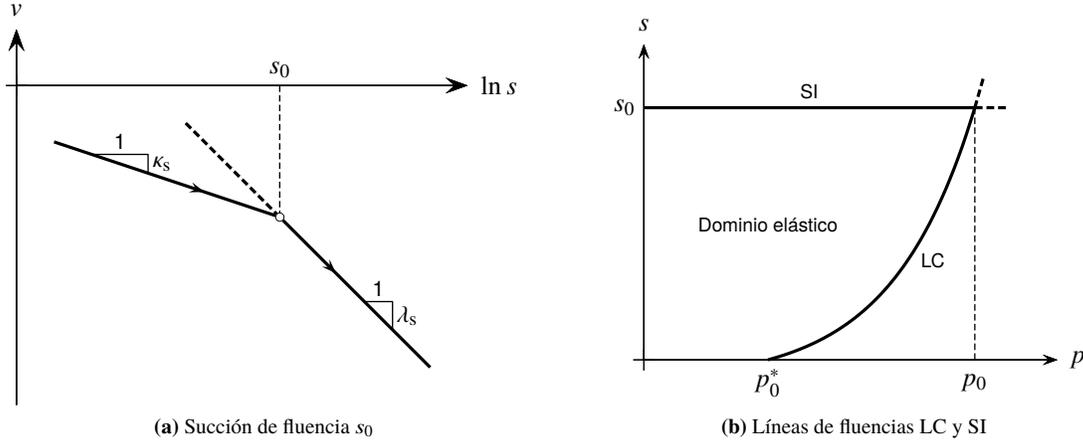


Figura 4.2: Definición de la succión de fluencia s_0 y las líneas de fluencia LC y SI (adaptada de Alonso *et al.*, 1990)

un parámetro constante que define la rigidez máxima del suelo cuando la succión tiende a infinito, es decir, $r = \lambda(s \rightarrow \infty)/\lambda(0)$. En esta ecuación e representa la base de los logaritmos naturales.

El modelo supone que una vez el suelo supere un valor máximo de succión s_0 , previamente alcanzado, comenzarán a desarrollarse deformaciones volumétricas irreversibles (plásticas). Como una elección preliminar y simple, antes de que se disponga de mayor evidencia experimental, se adopta la condición de fluencia

$$s = s_0 = \text{constante} \quad (4.16)$$

El parámetro s_0 es un parámetro de endurecimiento que limita la transición del estado elástico al estado plástico (rango virgen) cuando la succión se incrementa (Figura 4.2b). Este lugar geométrico se denomina línea de fluencia SI (*after Suction Increase*). Las líneas de fluencia LC y SI delimitan el dominio elástico en el plano (p, s) .

Adoptando una relación lineal entre v y $\ln(s + p_{\text{atm}})$ tanto en el dominio elástico como en el elasto-plástico, el cambio de volumen para los estados vírgenes es

$$dv = -\lambda_s \frac{ds}{s + p_{\text{atm}}} \quad (4.17)$$

donde λ_s es el parámetro de rigidez plástica por cambios en la succión matricial del suelo o pendiente de la rama virgen en el diagrama $(\ln s, e)$ (Figura 4.2a)

Para la rama elástica el cambio de volumen está expresado por

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{s + p_{\text{atm}}} \quad (4.18)$$

que es prácticamente la misma Ecuación 4.7 y en donde κ_s es el parámetro de rigidez elástica por cambios en la succión matricial o pendiente de la línea de

humedecimiento-secado en el diagrama $(\ln s, e)$ (Figura 4.2a). Podría existir cierta dependencia de λ_s y κ_s del esfuerzo medio neto p , pero por simplicidad se toman como constantes.

4.1.2.2. Leyes de rigidización

Según la Ecuación 4.5, un incremento en el esfuerzo medio neto p en la región elástica causa un incremento compresivo (valor positivo) en la deformación volumétrica elástica $\varepsilon_{\text{vp}}^e$.

$$d\varepsilon_{\text{vp}}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} \quad (4.19)$$

Cuando el esfuerzo medio neto p alcanza el valor del esfuerzo de preconsolidación p_0 (línea de fluencia LC) el suelo comienza a sufrir deformaciones elasto-plásticas. A partir de la Ecuación 4.4 se calcula el incremento de la deformación volumétrica total ε_{vp} .

$$d\varepsilon_{\text{vp}} = \frac{\lambda(s)}{v} \frac{dp_0}{p_0} \quad (4.20)$$

La diferencia entre el incremento de la deformación volumétrica total ε_{vp} y el incremento de la deformación volumétrica elástica $\varepsilon_{\text{vp}}^e$, es el incremento de la deformación volumétrica plástica $\varepsilon_{\text{vp}}^p$.

$$d\varepsilon_{\text{vp}}^p = \frac{\lambda(s) - \kappa}{v} \frac{dp_0}{p_0} \quad (4.21)$$

De manera alternativa, teniendo en cuenta la Ecuación 4.14 que describe la línea de fluencia LC, se puede demostrar que el incremento de la deformación volumétrica plástica $\varepsilon_{\text{vp}}^p$ también está dado por

$$d\varepsilon_{\text{vp}}^p = \frac{\lambda(0) - \kappa}{v} \frac{dp_0^*}{p_0^*} \quad (4.22)$$

De manera análoga, según la Ecuación 4.17, un incremento en la succión matricial s dentro del campo elástico genera un incremento en la deformación volumétrica elástica ε_{vs}^e que se expresa como

$$d\varepsilon_{vs}^e = \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{s + p_{atm}} \quad (4.23)$$

Si se alcanza la línea de fluencia SI, donde $s = s_0$ (Ecuación 4.16), se producirán deformaciones volumétricas totales ε_{vs} y plásticas ε_{vs}^p cuyos incrementos son respectivamente

$$d\varepsilon_{vs} = \frac{\lambda_s}{v} \frac{ds_0}{s_0 + p_{atm}} \quad (4.24)$$

$$d\varepsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{s_0 + p_{atm}} \quad (4.25)$$

Las deformaciones volumétricas plásticas controlan la posición de las líneas de fluencia LC y SI, que en principio, pueden moverse independientemente la una de la otra en el plano de esfuerzos (p, s) . Sin embargo, algunas pruebas experimentales sugieren que existe un determinado acoplamiento entre ellas (Josa *et al.*, 1987). Como una primera aproximación, argumentando que las deformaciones plásticas inducidas por los cambios de esfuerzo o de succión tienen efectos similares, un acoplamiento simple se logra si su posición está controlada por la deformación volumétrica plástica total

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vp}^p + d\varepsilon_{vs}^p \quad (4.26)$$

Las líneas de fluencia LC y SI están controladas entonces por los parámetros de endurecimiento p_0^* y s_0 respectivamente, y por el incremento de la deformación volumétrica plástica total ε_v^p . Entonces, a partir de las Ecuaciones 4.22 y 4.25 se obtienen las leyes de rigidez

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (4.27)$$

$$\frac{ds_0}{s_0 + p_{atm}} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_v^p \quad (4.28)$$

4.1.3. El BBM para estado de esfuerzos triaxiales

Para incluir el efecto del esfuerzo cortante se incorpora al modelo un tercer parámetro, el esfuerzo desviador q .

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (4.29)$$

donde σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales totales.

El estado de deformaciones está definido por la deformación volumétrica ε_v y la deformación por esfuerzo cortante ε_s .

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (4.30)$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (4.31)$$

donde ε_1 y ε_3 son las deformaciones principales.

Para que el modelo sea consistente, cuando la succión se reduce a cero debe predecir el comportamiento del suelo saturado. El modelo Cam-Clay modificado da una descripción cualitativa adecuada del comportamiento del suelo saturado, por lo que se adoptó como condición límite para cuando la succión es cero.

Entonces, se propone que la curva de fluencia para una muestra a succión matricial s constante, está descrita por una elipse que presenta un esfuerzo de preconsolidación isótropo dado por p_0 , previamente definido y que se encuentra en la línea de fluencia LC (Figura 4.3).

Es necesario establecer también los estados de falla para definir la elipse. El incremento de la resistencia inducida por la succión cuando esta es diferente de cero, se representa por una línea de estado crítico (CSL) paralela a la correspondiente a la condición saturada. Como una primera hipótesis, el efecto de la succión se representa por un incremento en la cohesión, manteniendo la pendiente M de la línea de estado crítico (CSL) para condiciones saturadas.

Si el incremento en la cohesión sigue una relación lineal con el incremento de la succión, las elipses interceptan al eje p en un punto $-p_s$ en el plano de esfuerzos (p, s) , para el cual

$$p = -p_s = -k_s s \quad (4.32)$$

donde k_s es un parámetro constante que describe o controla el aumento de la cohesión debido al incremento de la succión.

El segmento comprendido entre $-p_s(s)$ y $p_0(s)$ es el eje principal de la elipse cuya ecuación está dada por

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_0 - p) = 0 \quad (4.33)$$

que en términos de k_s (Ecuación 4.32) se puede expresar como

$$q^2 = M^2(p + k_s s)(p_0 - p) \quad (4.34)$$

También se propone que la superficie de fluencia SI se extiende dentro de la región $q > 0$ por medio de un plano paralelo al eje q , de tal manera que la ecuación $s = s_0 = \text{cte.}$ se mantiene en el espacio (p, q, s) . En la Figura 4.4 se muestra una vista tridimensional de las superficies de fluencia en el espacio (p, q, s) .

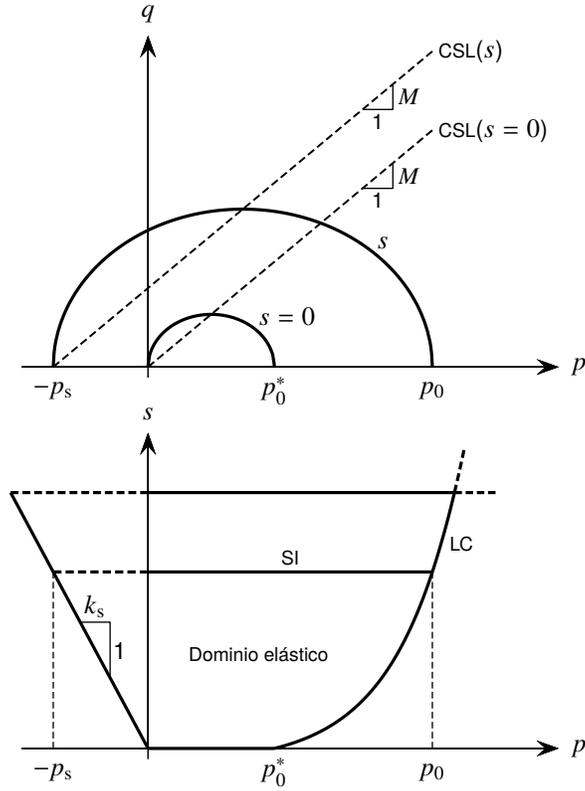


Figura 4.3: Superficies de fluencia en el espacio de esfuerzos (p, q, s) (adaptada de Alonso *et al.*, 1990)

Con respecto a la dirección de los incrementos de la deformación plástica asociados con la superficie de fluencia (Ecuación 4.34), se sugiere una regla de flujo no asociada en los planos $s = \text{cte.}$ mediante la ecuación

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p + k_s s - p_0)} \quad (4.35)$$

donde ε_s^p es la deformación plástica por esfuerzo desviador y α un parámetro elegido de tal manera que la regla de flujo prediga una deformación lateral igual a cero para los estados de esfuerzos correspondientes a los valores de K_0 dados por

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi' \approx \frac{6 - 2M}{6 + M} \quad (4.36)$$

donde K_0 es el coeficiente de presión lateral y ϕ' el ángulo de fricción interna efectivo del suelo. Debido a la relación entre K_0 y M esta regla de flujo no introduce parámetros constitutivos adicionales.

Las componentes de la deformación plástica ε_p^p asociada a la superficie de fluencia (Figura 4.4) están dadas por el vector $(d\varepsilon_{vp}^p, d\varepsilon_s^p)$. Para la segunda superficie de fluencia donde $s = s_0 = \text{cte.}$, el vector de incremento de la deformación plástica inducida por el incremento

de la succión es $(d\varepsilon_{vs}^p, 0)$, donde $d\varepsilon_{vs}^p$ está dada por la Ecuación 4.25. El incremento de la deformación elástica por esfuerzo cortante ε_s^e , inducido por cambios en el esfuerzo desviador q , se calcula mediante la ecuación

$$d\varepsilon_s^e = \frac{2}{3} (d\varepsilon_1^e - d\varepsilon_3^e) = \frac{dq}{3G} \quad (4.37)$$

donde ε_1^e y ε_3^e son las deformaciones principales elásticas y G el módulo de cortante del suelo.

4.2. Modelo constitutivo BExM

El BBM permite reproducir el comportamiento de los suelos no saturados poco o moderadamente expansivos. Sin embargo, presenta limitaciones en el modelado del comportamiento de los suelos muy expansivos. Alonso *et al.* (1999) mencionan que el modelo no puede reproducir la dependencia de las deformaciones y las presiones de hinchamiento sobre el estado inicial (Brackley, 1973) y sobre la trayectoria de esfuerzos (Justo *et al.*, 1984), la acumulación de deformaciones durante los ciclos de cambio de succión (Pousada P., 1982; Dif y Bluemel, 1991), y el hinchamiento secundario (Komornik y Zeitlen, 1965). Se cree que este comporta-

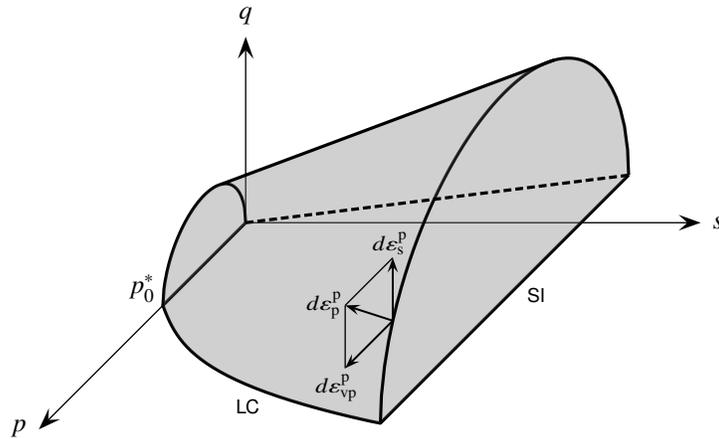


Figura 4.4: Superficies de fluencia en el espacio de esfuerzos (p, q, s) (Alonso *et al.*, 1990)

miento está relacionado con la existencia de fenómenos químico–hidro–mecánicos acoplados entre los distintos niveles de la estructura dentro del material.

Para superar estas limitaciones Alonso *et al.* (1999) presentaron el modelo constitutivo BExM (*Barcelona Expansive Model*) como una extensión mejorada del BBM, que se basa en la consideración de dos niveles de estructura: la microestructura y la macroestructura. Para su desarrollo consideraron el comportamiento del suelo expansivo sometido a carga y a cambios de succión, así como a ciclos de succión. La formulación del modelo presenta una descripción de su base conceptual, la formulación matemática y la evidencia experimental asociada.

En particular, el modelo BExM está diseñado con el propósito de manejar: la aparición de deformaciones irreversibles (plásticas) por hinchamiento durante el humedecimiento del suelo; la acumulación de deformaciones por compresión o extensión bajo ciclos de humedecimiento; y la dependencia de la respuesta del suelo de las trayectorias de esfuerzos seguidas, incluso bajo variación monótona creciente del grado de saturación (Mrad *et al.*, 2006).

4.2.1. Microestructura y macroestructura

Gens y Alonso (1992) presentaron una base conceptual de un modelo para arcillas expansivas no saturadas. Se basa en la distinción dentro del material de un nivel microestructural donde se presenta el hinchamiento de los minerales activos, y un nivel macroestructural responsable del reordenamiento estructural mayor. Adoptando hipótesis sencillas sobre el acoplamiento entre los dos niveles es posible reproducir las características princi-

pales del comportamiento de las arcillas expansivas no saturadas. Dichas hipótesis son:

- El nivel microestructural se considera esencialmente saturado y se mantiene el concepto de esfuerzo efectivo.
- La microestructura tiene un comportamiento volumétrico elástico independiente de la macroestructura.
- Existe un equilibrio mecánico, hidráulico y químico entre la microestructura y la macroestructura.
- El acoplamiento entre la microestructura y la macroestructura da como resultado la posible acumulación de deformaciones elastoplásticas macroestructurales cuando se producen deformaciones elásticas microestructurales.

Bajo estas suposiciones, en condiciones saturadas el comportamiento mecánico lo controla por una parte el esfuerzo medio efectivo $p' = \sigma_m - u_w$, que puede expresarse en términos del esfuerzo medio neto $p = \sigma_m - u_a$ y la succión matricial $s = u_a - u_w$ mediante la expresión

$$p' = p + s \quad (4.38)$$

y por otra parte el incremento de la deformación volumétrica microestructural $d\varepsilon_{vm}^e$ (definido más adelante) que se presenta en el dominio elástico (Figura 4.5), y que depende únicamente del incremento del esfuerzo medio efectivo dp' .

$$dp' = d(p + s) \quad (4.39)$$

Así, es posible trazar la línea recta $p + s = \text{cte.}$ que pasa por el estado de esfuerzos actual C (esfuerzo–succión) a lo largo de la cual no se producen deformaciones microestructurales (Figura 4.5). Esta línea se llama Línea Neutral (NL), se mueve con el estado de esfuerzos

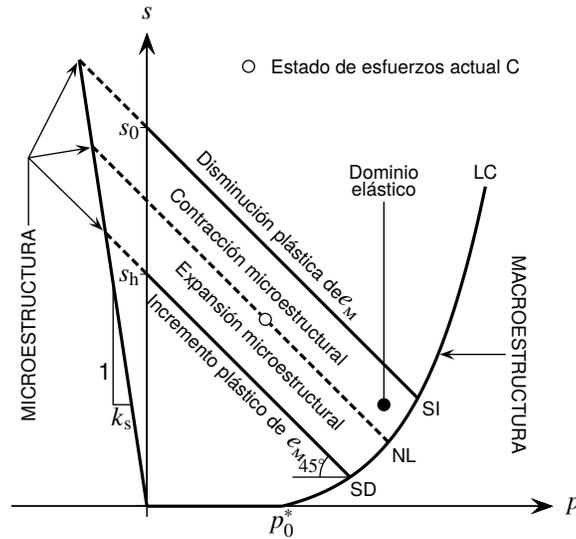


Figura 4.5: Líneas de fluencia en el plano de esfuerzos (p, s) (modificada de Alonso *et al.*, 1999)

actual C y limita en todo momento la zona de expansión microestructural de la zona de contracción microestructural en el plano (p, s). La línea NL en general tiene una inclinación de 45° , sin embargo, Alonso *et al.* (1999) mencionan que dependiendo del tipo de expansión microestructural del material, la inclinación de NL puede divergir de 45° en algunos estados de esfuerzos.

La expansión microestructural puede afectar la disposición estructural de la macroestructura induciendo un aumento irreversible de la relación de vacíos e . Recíprocamente, la contracción microestructural puede inducir una disminución irreversible de la relación de vacíos e . Para representar estos fenómenos se introducen dos lugares geométricos de fluencia adicionales en el modelo: la línea de aumento de succión SI (*Suction Increase*) y la línea de reducción de succión SD (*Suction Decrease*). Son paralelas a la línea neutral NL y definen el dominio elástico de la microestructura donde las deformaciones volumétricas son solo reversibles.

Las líneas SI y SD se activan cuando son tocadas por la línea NL, es decir, cuando el estado de esfuerzos (esfuerzo–succión) alcanza una de estas dos líneas (Figura 4.5). De esta manera, las líneas SI y SD definen el inicio de las deformaciones volumétricas plásticas macroestructurales debidas a la contracción o a la expansión microestructural respectivamente.

El comportamiento de la macroestructura se define en términos del BBM (Alonso *et al.*, 1990) representado por la línea de fluencia LC (*Loading Collapse*). Cuando la trayectoria de esfuerzos cruza la línea LC se producen deformaciones volumétricas macroestructurales irrever-

sibles. Esto se debe a una disminución de la succión (que induce deformaciones por colapso) o a un aumento de la carga (que induce deformaciones por carga). A la izquierda la línea LC, en el dominio elástico, un cambio de p o s induce deformaciones reversibles (Figura 4.5).

La deformación volumétrica plástica macroestructural ϵ_{vm}^p no solo depende de la deformación volumétrica elástica microestructural ϵ_{vm}^e , sino también del nivel de esfuerzos y del estado de compactación de la macroestructura. El incremento de la deformación volumétrica plástica macroestructural debido al incremento de la expansión o contracción microestructural respectivamente, se expresa como

$$d\epsilon_{vm}^p = f_D d\epsilon_{vm}^e \quad \text{cuando se activa SD} \quad (4.40)$$

$$d\epsilon_{vm}^p = f_I d\epsilon_{vm}^e \quad \text{cuando se activa SI} \quad (4.41)$$

donde f_D y f_I son dos funciones de acoplamiento que dependen de la relación p/p_0 para un estado de esfuerzos isotrópicos. La relación p/p_0 es una medida de la distancia desde el estado de esfuerzos actual a la línea de fluencia de la macroestructura LC, y tiene el mismo significado que la relación de sobreconsolidación para un suelo saturado consolidado isotrópicamente.

4.2.1.1. Interacción entre la microestructura y la macroestructura

Los distintos mecanismos de interacción entre la microestructura y la macroestructura se representan por medio de las funciones de acoplamiento f_I y f_D , en una gráfica que relaciona p/p_0 con $d\epsilon_{vm}^p/d\epsilon_{vm}^e$ (Figura 4.6). Estos

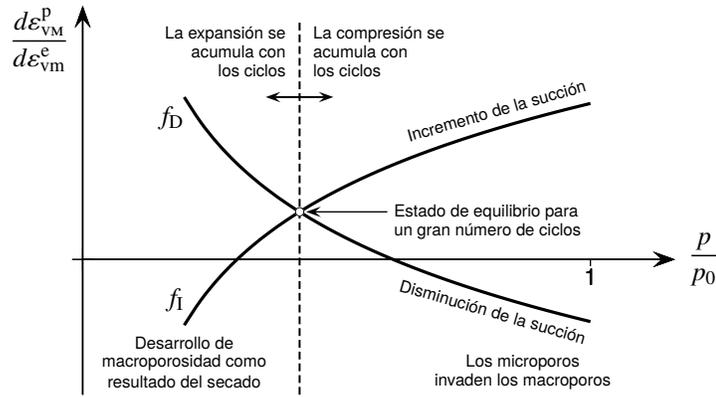


Figura 4.6: Mecanismos de interacción entre la microestructura y la macroestructura (adaptada de Alonso *et al.*, 1999)

mecanismos de interacción fueron demostrados experimentalmente por diferentes autores.

Pousada P. (1982) analizando una arcilla expansiva compactada de Madrid, demostró que para muestras que tienen el mismo historial de compactación la deformación plástica macroestructural disminuye cuando aumenta el esfuerzo vertical aplicado. Esto explica el hecho de que la expansión microestructural tiene menos efecto sobre una macroestructura densa que sobre una suelta. Por lo tanto, f_D se toma como una función decreciente con respecto a p/p_0 . Un razonamiento físico paralelo permite suponer que f_I es una función creciente con respecto a p/p_0 .

Dif y Bluemel (1991) con base en estudios sobre la arcilla de Hoheneggelsen mostraron que la deformación macroestructural elastoplástica acumulada durante un ciclo en el que SI y SD se activan alternativamente, depende del nivel de esfuerzo y de humedecimiento histórico del suelo. Además, mostraron que esta cantidad parece tender a un valor estacionario o estado de equilibrio cuando se realiza un gran número de ciclos.

Cuando los ciclos de succión se realizan a p constante y a bajo esfuerzo de confinamiento (lado izquierdo del estado de equilibrio), la deformación plástica durante el humedecimiento predomina sobre la deformación plástica durante el secado, dando lugar a una expansión global del material al final de un ciclo. Este incremento de volumen hace que la línea de fluencia LC se contraiga y la relación p/p_0 aumente. La expansión global al final de cada nuevo ciclo es menor que en el anterior. Si se realiza un gran número de ciclos la línea LC se mueve de tal manera que la relación p/p_0 termina en el estado de equilibrio.

Si los ciclos se inician a p constante y a alto esfuerzo de confinamiento (lado derecho del estado de equilibrio)

se produce el mecanismo opuesto y el material se contrae. La línea LC se expande y p/p_0 disminuye. Después de un gran número de ciclos la línea LC encuentra una localización tal que lleva a p/p_0 al estado de equilibrio.

En el estado de equilibrio todavía se desarrollan deformaciones macroestructurales plásticas, pero no se observan cambios globales de volumen debido a que las deformaciones se compensan durante el paso de un aumento a un decremento de la succión.

En las arcillas altamente activas, la expansión de la microestructura puede resultar en la invasión de la macroporosidad cuando la macroestructura es lo suficientemente blanda. Este mecanismo provoca una disminución de la relación de vacíos macroestructurales mientras que la relación de vacíos microestructurales aumenta. Este hecho fue reportado por Komine y Ogata (1994) basados en pruebas realizadas sobre bentonita usada en la disposición de desechos radiactivos.

El incremento de la deformación volumétrica macroestructural $d\varepsilon_{vm}$ y el incremento de la deformación volumétrica microestructural $d\varepsilon_{vm}^e$ se definen como

$$d\varepsilon_{vm} = \frac{de_M}{1 + e_M} \quad (4.42)$$

$$d\varepsilon_{vm}^e = \frac{de_m}{1 + e_m} \quad (4.43)$$

donde e_M y e_m son la relación de vacíos macroestructural y microestructural respectivamente.

La invasión de los macroporos corresponde a la situación cuando $d\varepsilon_{vm}$ es positivo y $d\varepsilon_{vm}^e$ negativo. Dado que la mayor parte de la deformación macroestructural es de origen plástico, la relación $d\varepsilon_{vm}^p/d\varepsilon_{vm}^e = f_D$ debe ser negativa a altos valores de p/p_0 para materiales muy expansivos (Figura 4.6).

Aunque aún no hay un conocimiento claro, trabajos experimentales sugieren que durante el secado de los suelos expansivos hay una acumulación de agregados acompañada por un aumento en la macroporosidad. En cuanto a la formulación del mecanismo de invasión de macroporos, el aumento de la macroporosidad puede ser introducido en el modelo considerando valores negativos para la relación $d\varepsilon_{vm}^p/d\varepsilon_{vm}^e = f_i$ a bajos valores de p/p_0 (Figura 4.6).

En resumen, los distintos mecanismos de interacción entre la microestructura y la macroestructura representados por medio de las funciones de acoplamiento f_i y f_b (Figura 4.6) son: la expansión global del material durante la aplicación de los ciclos de succión a bajo esfuerzo de confinamiento, la contracción global del material durante la aplicación de ciclos de succión a alto esfuerzo de confinamiento, la atenuación de los cambios de volumen con la progresión de los ciclos de succión, la invasión de los macroporos por el material de la microestructura, y el desarrollo de macroporosidad durante el fuerte secado.

4.2.2. BExM para estado de esfuerzos isotrópicos

El enfoque adoptado en el BBM (*Barcelona Basic Model*) y en los modelos elastoplásticos más recientes para suelos no saturados, considera dos campos de esfuerzo independientes que controlan el comportamiento macroestructural: el esfuerzo medio neto p y la succión matricial s . El nivel microestructural se considera esencialmente saturado pero la definición de esfuerzo efectivo para este nivel presenta ciertas dificultades. Si fuera posible distinguir claramente los agregados que presentan microporosidad y los que presentan macroporosidad, sería razonable aceptar la definición clásica de esfuerzo efectivo. Sin embargo, aunque la distribución del tamaño de poros exhibe tamaños frecuentemente dominantes identificados como picos en las gráficas de densidad en función del tamaño de poros, hay una transición continua de las dimensiones de los poros.

Manteniendo un enfoque simple, el comportamiento de la microestructura se formaliza por medio de un concepto de esfuerzo efectivo generalizado para condiciones no saturadas. De esta manera, el esfuerzo medio efectivo microestructural \hat{p} se define como

$$\hat{p} = p + S^\alpha s \quad (4.44)$$

donde S es el grado de saturación y α un exponente del modelo. Cuando $\alpha = 0$ esta ecuación se transforma en la definición de esfuerzo medio efectivo saturado (Ecuación 4.38), y cuando $\alpha = 1$ corresponde al esfuerzo

medio efectivo de Bishop (1959) con $S = \chi$ (Ecuación 3.2).

En un estado de esfuerzos \hat{p}_i la ecuación de la línea NL es $\hat{p} = \hat{p}_i$ y su inclinación en el plano de esfuerzos (p, s) puede variar dependiendo del estado de esfuerzos (esfuerzo–succión), del valor de α y de la curva de retención del material.

4.2.2.1. Comportamiento elástico

La deformación volumétrica elástica microestructural $d\varepsilon_{vm}^e$ se obtiene mediante una ley no lineal apropiada que permite considerar dos leyes constitutivas alternativas, dependiendo del tipo de expansión a modelar.

$$d\varepsilon_{vm}^e = \frac{d\hat{p}}{K_m} \quad \text{con} \quad K_m = \begin{cases} \frac{e^{-\alpha_m \hat{p}}}{\beta_m} \\ 0 \\ \frac{v_m \hat{p}}{\kappa_m} \end{cases} \quad (4.45)$$

donde K_m es el módulo volumétrico elástico microestructural, κ_m es el parámetro de rigidez elástica (recompresión) de la microestructura, v_m es el volumen específico de la microestructura ($v_m = 1 + e_m$), α_m es un parámetro que controla la tasa de incremento de la rigidez microestructural del suelo con el esfuerzo medio neto, y β_m es un parámetro que controla la rigidez microestructural del suelo. La primera alternativa se deriva de modelos de tipo exponencial que describen la distancia entre partículas como una función del esfuerzo efectivo en las teorías de doble capa. La segunda es una relación logarítmica establecida frecuentemente en modelos constitutivos de suelos.

Como en el BBM la deformación volumétrica elástica macroestructural $d\varepsilon_{vm}^e$ se expresa como una función del esfuerzo medio neto p y la succión matricial s .

$$d\varepsilon_{vm}^e = \frac{\kappa}{v_m} \frac{dp}{p} + \frac{\kappa_s}{v_m} \frac{ds}{s + p_{atm}} \quad (4.46)$$

donde v_m es el volumen específico de la macroestructura ($v_m = 1 + e_m$), κ es el parámetro de rigidez elástica o pendiente de la línea de descarga–recarga en el diagrama ($\ln p, e$), y κ_s es el parámetro de rigidez elástica por cambios en la succión o pendiente de la línea de humedecimiento–secado en el diagrama ($\ln s, e$).

El incremento de la deformación volumétrica elástica total ε_v^e se expresa como

$$d\varepsilon_v^e = d\varepsilon_{vm}^e + d\varepsilon_{vm}^e \quad (4.47)$$

4.2.2.2. Comportamiento plástico

La línea neutra NL se considera con una inclinación de 45° y las líneas de fluencia SI y SD se toman paralelas a ella (Figura 4.5), expresándose respectivamente mediante las ecuaciones

$$\hat{p} - s_h = 0 \quad (4.48)$$

$$s_0 - \hat{p} = 0 \quad (4.49)$$

donde s_0 y s_h son parámetros de endurecimiento del modelo.

La variación del esfuerzo de preconsolidación p_0 con la succión matricial s (Figura 4.5) define la forma de la línea de fluencia LC en el plano (p, s) mediante las ecuaciones

$$p_0 = p^c \left(\frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad (4.50)$$

y

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[(1-r)e^{-\beta s} + r \right] \quad (4.51)$$

que son las mismas Ecuaciones 4.14 y 4.15 respectivamente, correspondientes al modelo BBM. Es importante recordar que en estas ecuaciones $\lambda(s)$ es la pendiente de la línea de consolidación virgen a una succión matricial s dada en el diagrama $(\ln p, e)$, $\lambda(0)$ es la pendiente de la línea de consolidación virgen en estado saturado en el diagrama $(\ln p, e)$, p_0^* es la presión de preconsolidación en estado saturado, p^c es una presión de referencia, β es un parámetro que controla la tasa de crecimiento de la rigidez del suelo con la succión, r es un parámetro constante que define la rigidez máxima del suelo cuando la succión tiende a infinito, y e representa la base de los logaritmos naturales.

4.2.2.3. Leyes de rigidización

Las leyes de rigidización para SI y SD se rigen por las deformaciones volumétricas macroestructurales plásticas inducidas por la activación de estas líneas de fluencia. Se define la variable interna α_1 de tal manera que

$$d\alpha_1 = d\varepsilon_{vSI}^p + d\varepsilon_{vSD}^p \quad (4.52)$$

donde $d\varepsilon_{vSI}^p$ y $d\varepsilon_{vSD}^p$ son las deformaciones volumétricas plásticas debidas a la activación de las líneas SI y SD respectivamente.

Para el rigidización de la línea de fluencia LC se define la variable interna α_2 de tal manera que

$$d\alpha_2 = d\varepsilon_{vSI}^p + d\varepsilon_{vSD}^p + d\varepsilon_{vLC}^p \quad (4.53)$$

donde $d\varepsilon_{vLC}^p$ es la deformación volumétrica plástica debida a la activación de la línea LC.

Entonces, las leyes de rigidización para las líneas de fluencia SI y SD regidas por la variable interna α_1 se expresan respectivamente como

$$ds_0 = \frac{K_m d\alpha_1}{f_I} \quad \text{si está activa la línea SI} \quad (4.54)$$

$$ds_h = \frac{K_m d\alpha_1}{f_D} \quad \text{si está activa la línea SD} \quad (4.55)$$

La ley de rigidización para LC es prácticamente la misma correspondiente al BBM (Ecuación 4.27), está regida por la variable interna α_2 y se expresan como

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{(1+e_m) d\alpha_2}{\lambda(0) - \kappa} \quad (4.56)$$

Estas leyes de rigidización proporcionan un acoplamiento unidireccional en el sentido de que LC se mueve cuando se activa SI o SD, mientras que la activación de LC no produce ninguna rigidización de SI y SD.

Es posible seleccionar cualquier función matemática adecuada para f_I y f_D considerando los distintos mecanismos de interacción entre la microestructura y la macroestructura (Figura 4.6). Una posible elección está dada por las funciones

$$f_I = f_{I0} + f_{I1} \left(\frac{p}{p_0} \right)^{n_I} \quad (4.57)$$

$$f_D = f_{D0} + f_{D1} \left(1 - \frac{p}{p_0} \right)^{n_D} \quad (4.58)$$

donde f_{I0} , f_{I1} , f_{D0} , f_{D1} , n_I y n_D son parámetros del modelo.

4.2.3. El BExM para estado de esfuerzos triaxiales

Para el estado de esfuerzos triaxiales se utiliza la variable esfuerzo desviador q . Al igual que el BBM, el BExM se basa en modelo Cam–Clay modificado para representar el suelo en estado saturado. En el plano de esfuerzos (p, q) la línea de fluencia para una prueba a succión constante describe una elipse. Las líneas de fluencia SI y SD se extienden hacia la región $q > 0$ por medio de planos paralelos al eje q (Figura 4.7).

Bajo condiciones triaxiales, la deformación elástica macroestructural tiene una componente de distorsión adicional que corresponde al incremento de la deformación elástica por esfuerzo desviador ε_{SM}^e , inducido por cambios en el esfuerzo desviador q y dado por la elasticidad isotrópica clásica.

$$d\varepsilon_{SM}^e = \frac{dq}{3G} \quad (4.59)$$

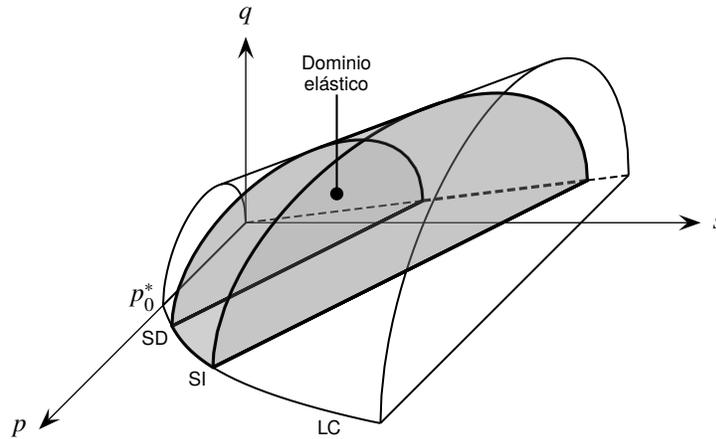


Figura 4.7: Superficies de fluencia en el espacio de esfuerzos (p, q, s) (modificada de Mrad *et al.*, 2006)

$$G = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} K_t \quad (4.60)$$

donde K_t es el módulo volumétrico elástico frente a los cambios de esfuerzo, G el módulo de cortante, y ν la relación de Poisson asumida como constante en el modelo.

La deformación elástica microestructural no presenta el componente de distorsión adicional por esfuerzo cortante, es decir, sigue siendo volumétrica.

En el espacio de esfuerzos (p, q, s) la superficie de fluencia LC (Figura 4.7) se expresa mediante la ecuación

$$q^2 = M^2 (p + k_s s) (p_0 - p) \quad (4.61)$$

que es la misma Ecuación 4.34 correspondiente al BBM, donde M es la pendiente de la línea de estado crítico, k_s el parámetro que describe el aumento de la cohesión con la succión, y p_0 el esfuerzo de preconsolidación dado por las Ecuaciones 4.50 y 4.51. Las ecuaciones de las líneas de fluencia SI y SD son las mismas del estado de esfuerzos isotrópicos.

Debido a que las leyes de rigidización dependen únicamente de la deformación volumétrica plástica, no se introducen cambios significativos con respecto a la formulación para el estado de esfuerzos isotrópicos. La única diferencia radica en que cuando existe un esfuerzo desviador la distancia desde el estado de esfuerzos actual a la superficie de fluencia LC no puede expresarse por p/p_0 . En este caso, la medida adoptada para esta distancia relacionada con las funciones f_I y f_D es p^*/p_0 , donde

$$p^* = p + \frac{q^2}{M^2 (p + k_s s)} \quad (4.62)$$

Se considera que no hay asociatividad para todas las

superficies de fluencia. La regla de flujo para la superficie de fluencia LC se expresa mediante la ecuación

$$\gamma q^2 - M^2 (p + k_s s) (p_0 - p) = 0 \quad (4.63)$$

donde γ se elige de tal manera que la regla de flujo prediga una deformación lateral igual a cero para los estados de esfuerzos correspondientes a los valores de K_0 para carga saturada.

Cuando se alcanza la superficie de fluencia SI o SD con un esfuerzo medio neto p , un esfuerzo desviador q y una succión matricial s , la dirección de la deformación volumétrica plástica está dada por la regla de flujo en el punto de imagen sobre la superficie de fluencia LC. Las coordenadas del punto de imagen (p^*, q^*, s^*) están dadas por

$$(p^*, q^*, s^*) = \left(\frac{\eta^2 k_s s - M^2 p_0}{\eta^2 + M^2}, \eta (p + k_s s), s \right) \quad (4.64)$$

donde

$$\eta = \frac{q}{p + k_s s} \quad (4.65)$$

El concepto de punto de imagen se aplica para definir la regla de flujo para un estado genérico. El punto de imagen se obtiene como una proyección del estado de esfuerzos actual sobre la superficie de fluencia LC. Una descripción detallada de este tema se encuentra en Sánchez *et al.* (2005).

4.3. Viscoplasticidad en el BBM y el BExM

El BBM y el BExM son modelos generales para suelos no saturados basados en la teoría de la viscoplasticidad de Desai y Zhang (1987) y Perzyna (1966), para

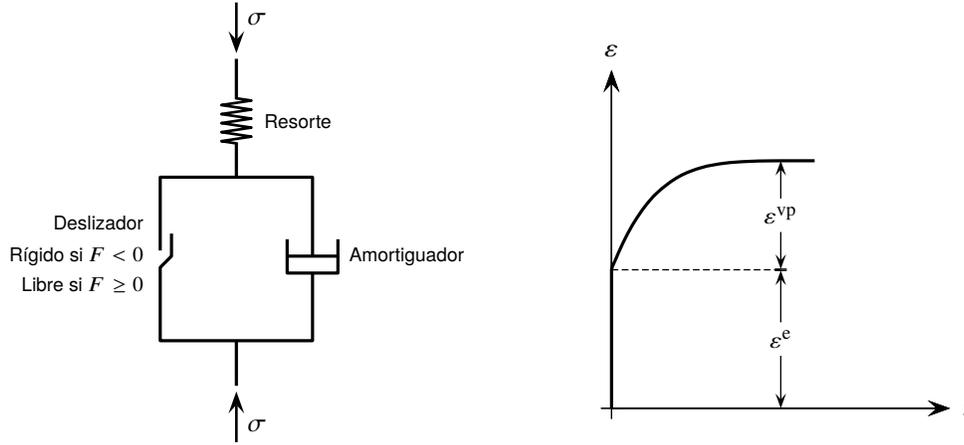


Figura 4.8: Modelo viscoplastico de Perzyna (adaptada de Perzyna, 1966)

reproducir el comportamiento del suelo dependiente del tiempo.

En el modelo de Perzyna (1966), el fenómeno de fluencia se caracteriza porque las deformaciones no son solamente función del estado de esfuerzos, sino también del tiempo. Además de una deformación instantánea, el material sufre deformaciones de fluencia (viscoplasticas), que generalmente aumentan con la duración de las fuerzas actuantes (Figura 4.8). En el comportamiento viscoplastico, la viscosidad es una propiedad del material que solamente se activa en el momento en que se excede la resistencia última del suelo y donde éste comienza a deformarse a un esfuerzo constante con el tiempo (Rojas y León, 2008).

Una formulación bajo un enfoque viscoplastica ofrece ventajas computacionales, proporciona una solución única y se utiliza como un procedimiento de regularización. El comportamiento de colapso puede verse como un proceso de ablandamiento, introduciendo dificultades numéricas. En algunos casos, la inestabilidad se produce porque el colapso se concentra en elementos aislados, mientras que otros cercanos experimentan una relajación inducida por el esfuerzo y vuelven a las condiciones elásticas. Este fenómeno complica el modelado del colapso generalizado. El enfoque viscoplastico ayuda en este sentido porque homogeniza la distribución espacial de las deformaciones por colapso. Siempre se puede garantizar una solución lo más cercana posible a la solución elastoplastica «verdadera», aumentando lo suficiente el parámetro de fluidez Γ de la formulación viscoplastica (Alonso *et al.*, 2005).

Según la teoría de la viscoplasticidad, para pequeñas deformaciones, la velocidad total de deformación $\dot{\epsilon}$ en cualquier punto del material elastoviscoplastico se

puede representar como

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^{vp} \quad (4.66)$$

donde $\dot{\epsilon}^e$ es el componente elástico y $\dot{\epsilon}^{vp}$ el componente viscoplastico de la velocidad total de deformación. Este último evoluciona a través de la regla de flujo

$$\dot{\epsilon}^{vp} = \dot{\lambda} \mathbf{m} \quad (4.67)$$

donde $\dot{\lambda}$ es un parámetro no negativo, conocido como parámetro de consistencia (Simo y Hughes, 1998, mencionado por Heeres *et al.*, 2002) que especifica la magnitud de $\dot{\epsilon}^{vp}$, y \mathbf{m} es un tensor de segundo orden que determina la dirección de $\dot{\epsilon}^{vp}$.

Generalmente \mathbf{m} se deriva del potencial plástico (o viscoplastico) Q equivalente a una función de fluencia, y del tensor de esfuerzos σ según la ecuación

$$\mathbf{m} = \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \quad (4.68)$$

Perzyna (1966) define la variación de las deformaciones viscoplasticas con respecto al tiempo $\dot{\epsilon}^{vp}$, como un tensor dependiente de la viscosidad, de la resistencia máxima del suelo proporcionada por la denominada función de fluencia, y de la variación del potencial plástico respecto al tensor de esfuerzos.

$$\dot{\epsilon}^{vp} = \frac{1}{\eta} \langle \varphi(F) \rangle \mathbf{m} = \frac{1}{\eta} \langle \varphi(F) \rangle \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \quad (4.69)$$

donde η es el parámetro de viscosidad durante la deformación viscoplastica y corresponde a la viscosidad del amortiguador en un modelo matemático representativo del sistema, y φ es una función de sobreesfuerzo que depende de la función de fluencia del suelo F (Figura 4.8),

de manera que

$$\langle \varphi(F) \rangle = \begin{cases} \varphi(F) & \text{si } \varphi(F) \geq 0 \\ 0 & \text{si } \varphi(F) < 0 \end{cases} \quad (4.70)$$

La siguiente expresión es ampliamente utilizada tanto por Perzyna como por otros autores para determinar la función de fluencia.

$$\varphi(F) = \left(\frac{F}{F_0} \right)^N \quad (4.71)$$

donde F_0 es un valor de referencia de F que hace adimensional a la expresión, usualmente es el esfuerzo de fluencia inicial, y N es un exponente de calibración mayor o igual a 1. Usualmente $F = Q$.

La Ecuación 4.69 también se puede escribir de la forma

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\text{vp}} = \Gamma \langle \varphi(F) \rangle \frac{\partial Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (4.72)$$

donde Γ es el parámetro de fluidez, que es el inverso del parámetro de viscosidad η .

Proyecto experimental con suelos no saturados

5.1. Terraplén experimental de Rouen

A finales de 2004 fue construido un terraplén experimental en Rouen, Francia, por el LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*), el CER (*Centre d'Expérimentations Routières de Rouen*, CETE Normandie Centre) y la SNCF (*Société National des Chemins de Fer*), mediante un acuerdo de asociación para el financiamiento, instrumentación, inundación y monitoreo del terraplén a lo largo del tiempo (Ferber *et al.*, 2007).

La información general del terraplén experimental como objetivos, geometría, materiales, construcción, monitoreo, etc., fue obtenida del reporte final del proyecto presentado por Ferber *et al.* (2007), y de algunos otros artículos escritos al respecto.

5.1.1. Objetivos del proyecto

El objetivo principal del proyecto fue evaluar las consecuencias de la inundación por la base de terraplenes formados por suelos finos no saturados. En particular, se trató de describir el humedecimiento de la base del terraplén y sus consecuencias sobre las deformaciones. Además, se investigó la influencia de los cambios climáticos en el comportamiento del suelo, los cambios en el contenido de agua y la temperatura, y los desplazamientos

verticales y horizontales inducidos. Todo esto con el fin obtener datos útiles para evaluar el riesgo que implica el uso de suelos sensibles al agua (expansivos o colapsables) en terraplenes construidos en zonas propensas a inundaciones.

5.2. Construcción

5.2.1. Geometría y conformación

El terraplén experimental de Rouen, sin incluir la base granular (drenante) y las rampas de acceso, tiene una base inferior de 21.2 m de largo por 10 m de ancho, una base superior de 10 m de largo por 5 m de ancho, y una altura de 5.27 m. Las pendientes son del orden de 3H:2V (Figuras 5.1 y 5.2).

La estructura está conformada por dos tipos de materiales (§ 5.3), el material A28 que va desde la base inferior hasta una altura de 1.81 m y el material SNEC que va desde la altura de 1.81 m hasta la base superior. El relleno se realizó sobre una base granular conformada por una capa de grava de 0.3 m de espesor aproximadamente, que funciona como base para drenaje y que a su vez se encuentra sobre una geomembrana (DEG) de sellado. Las diferentes capas del terraplén, además de algunas obras complementarias (Figura 5.3), se construyeron en varias etapas.

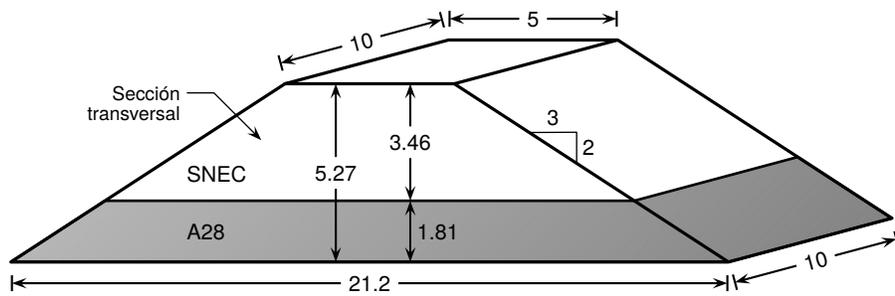


Figura 5.1: Geometría de la estructura del terraplén (dimensiones en metros)

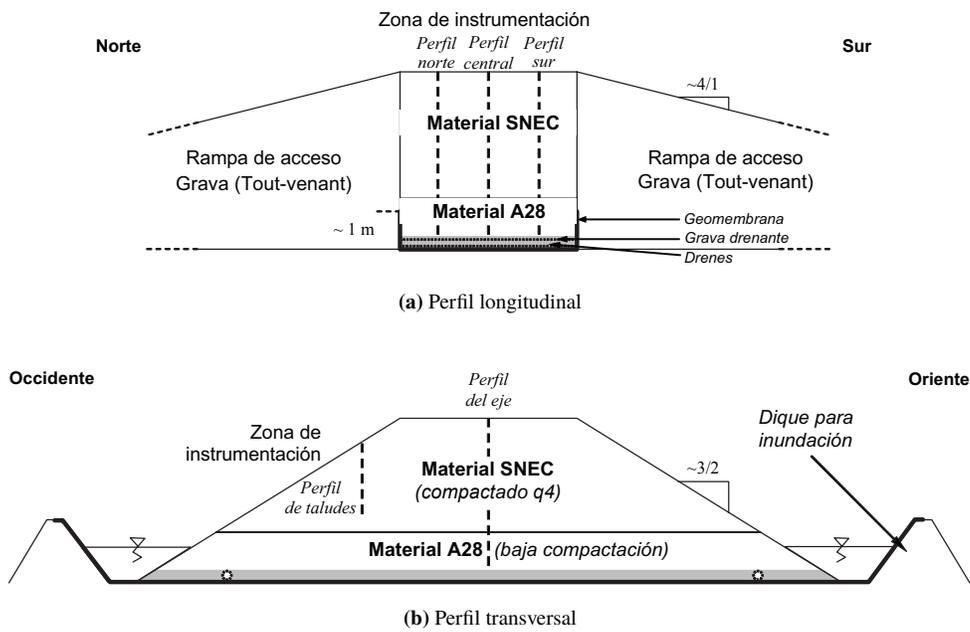


Figura 5.2: Perfiles esquemáticos de la estructura del terraplén (adaptada de Ferber *et al.*, 2007)

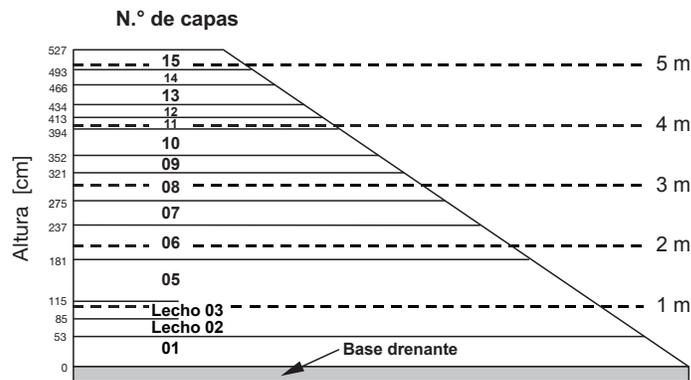


Figura 5.3: Numeración y geometría de las capas del terraplén (adaptada de Ferber *et al.*, 2007)



Figura 5.4: Terraplén experimental de Rouen al final de la construcción (Cui *et al.*, 2010)

5.2.1.1. Primera etapa

En esta etapa se realizó la preparación del terreno para soporte, la instalación de la geomembrana impermeabilizante y la construcción de la base granular de drenaje de 0.3 m de espesor. La base granular se equipó con dos sistemas de drenaje longitudinales, destinados a eliminar las aguas superficiales para evitar el ascenso capilar en el material de la base del relleno antes de las inundaciones.

5.2.1.2. Segunda etapa

En esta etapa se llevó a cabo la construcción del tercio inferior que comprende las capas 1 a 5 de la estructura con material A28 (Figura 5.3), y una altura de 1.81 m medidos desde la cota superior de la base drenante. Esta parte de la estructura fue voluntariamente subcompactada, esperando un porcentaje de compactación inferior al 80% del Proctor Normal, con el fin de obtener una capa colapsable y permitir los asentamientos durante las pruebas de humedecimiento. La primera capa se realizó con un espesor de 0.53 m y una baja energía de compactación, pero esto no impidió que se alcanzara un grado de compactación del 90% del Proctor Normal. Por esta razón, el resto del tercio inferior (capas 2 a 5) se construyó con menor energía de compactación. La capa 4, originalmente incluida en el proyecto, se eliminó para duplicar la altura de la capa 5 y así acentuar la naturaleza colapsable de esta parte del terraplén.

5.2.1.3. Tercera etapa

En esta etapa se realizó la construcción de los dos tercios superiores que comprenden las capas 6 a 15 de la estructura con material SNEC (Figura 5.3), y una altura

total de 3.46 m. En estas capas se aplicó la norma de compactación GTR (*Guide Technique des Terrassements Routiers*), la cual es una guía francesa para los trabajos preliminares en carreteras, que define las condiciones de uso de los materiales de terraplenes y subrasantes. Se aplicó esta guía con el fin de lograr el máximo grado de compactación, alcanzando un promedio de 95%. Únicamente la capa 6 (entre 1.81 y 2.37 m) de 0.56 m de espesor, presentó un déficit en el grado de compactación en su parte inferior, llegando hasta el 92%.

5.2.1.4. Diques y obras complementarias

Aparte de la estructura del terraplén también se construyeron dos rampas de acceso (norte y sur) con grava disponible en el lugar del proyecto (Figura 5.2a). En los lados perpendiculares a las rampas (oriente y occidente) se construyeron dos balsas, una a cada lado del terraplén, con el fin de poder efectuar las inundaciones de prueba programadas. Estas balsas se hicieron para mantener una carga hidráulica de al menos 1.5 m durante las inundaciones. Para conformar las balsas se construyeron dos diques de 1.5 m de altura y 10 m de largo, uno a cada lado del terraplén (Figura 5.2b). Estos diques se hicieron con arena arcillosa compactada en capas de 0.3 m de espesor, con una geomembrana impermeable colocada sobre ellos, como continuación de la geomembrana de impermeabilización de la base drenante del terraplén.

5.3. Materiales

Por razones de disponibilidad y de cumplimiento con los requisitos del experimento se usaron dos tipos de

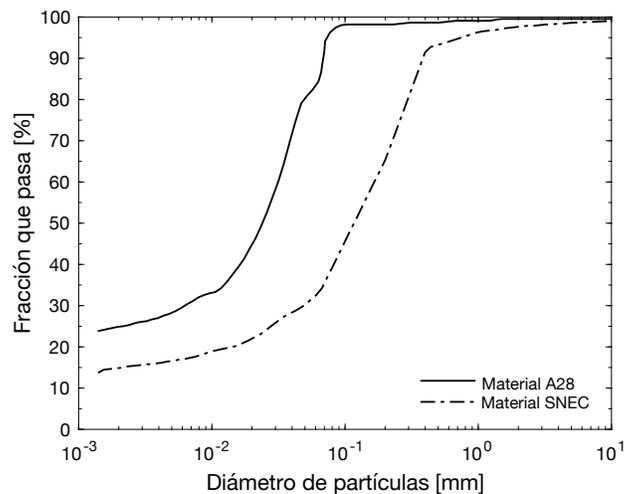


Figura 5.5: Curvas granulométricas de los materiales A28 y SNEC (adaptada de Ferber *et al.*, 2007)

materiales diferentes (Tabla 5.1). Un material (750 t) procedente de las obras de un proyecto en la autopista A28 de Francia para constituir la base poco compactada, y un material arenoso (900 t) proveniente de la cantera local SNEC (*Société Normande d'Exploitation de Carrières*) de Francia, para el resto de la estructura.

Las curvas granulométricas de los materiales A28 y SNEC (Figura 5.5) se distinguen claramente por su contenido de finos. El material A28 contiene un 95 % y el material SNEC solo un 40 %. En cuanto al contenido de partículas de arcilla ($< 2 \mu$) la diferencia es menos marcada, el material A28 contiene un 23 % mientras que el SNEC un 13 %. Estas diferencias en el tamaño de partículas afectan directamente los límites de Atterberg y los resultados del Proctor Normal. De esta manera, el material A28 es más plástico que el material SNEC, lo

que también implica que en el Proctor Normal resulte un mayor valor en el contenido de agua óptimo (14.5 contra 12.5 %), y una menor densidad seca (1 850 contra 1 920 kg/m^3).

5.4. Instrumentación

El objetivo de la instrumentación fue estudiar las relaciones entre los cambios del contenido de agua en el suelo y las deformaciones en el cuerpo del terraplén. Se instaló una gran cantidad de sensores para monitorear diferentes parámetros durante el tiempo de pruebas: control del contenido volumétrico de agua mediante 40 sondas TDR (*Time Domain Reflectometry*) y 10 bucles de hiper-frecuencia desarrollados por LR de Rouen, con-

Tabla 5.1: Propiedades físicas y clasificación de los materiales A28 y SNEC (modificada de Ferber *et al.*, 2007)

Propiedad	Material A28	Material SNEC
Límite líquido, w_L (%)	32	25
Límite plástico, w_P (%)	20	16
Índice de plasticidad, I_P (%)	12	9
Densidad de sólidos, ρ_s (kg/m^3)	2 680	2 660
Contenido de agua óptimo Proctor estándar, w_{OPN} (%)	14.5	12.5
Densidad óptima Proctor estándar, ρ_{dOPN} (kg/m^3)	1 850	1 920
Tamaño de partículas < 80 mm (%)	≈ 97	≈ 40
Tamaño de partículas $< 2 \mu$ (%)	≈ 25	≈ 15
Clasificación francesa GTR	A1–A2	A1
Clasificación SUCS ASTM	CL*	SC**

* Arcilla mal gradada. ** Arena arcillosa.

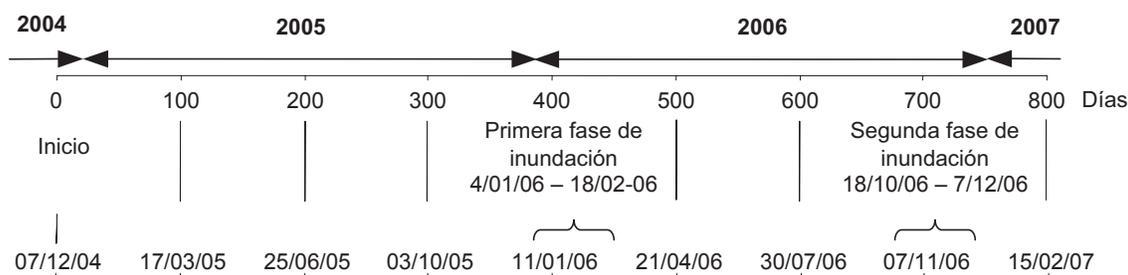


Figura 5.6: Cronograma con equivalencia entre las fechas de los eventos y el número de días de las etapas del terraplén experimental (adaptada de Ferber *et al.*, 2007)

control de la succión total con 15 equitensiómetros, control de la temperatura con 25 sensores tipo termopar, control de desplazamiento vertical mediante 18 sensores LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) con bridas, y control de desplazamiento horizontal con 8 potenciómetros de cuerda.

Los sensores LVDT, las sondas TDR y los sensores de succión se colocaron lo más cerca posible entre sí, en secciones o perfiles verticales (Figura 5.7). Además, se instaló una estación meteorológica en la plataforma de terraplén para evaluar un método de modelado de intercambio de agua suelo-atmósfera.

5.5. Contenido de agua y densidad seca en la construcción

Durante la construcción de la estructura del terraplén se tomaron muestras para determinar el contenido de agua de cada capa tendida. El contenido de agua medido revela que hubo una heterogeneidad importante, incluso entre muestras de una misma capa (Figura 5.8a). Además, se observa que la base de la estructura presentó una humedad considerable en el inicio de la construcción.

Después de la compactación se realizaron perfiles de densidad seca cada 1.8 m de altura con doble sonda Gamma, y se tomaron datos puntuales de densidad (generalmente 3 puntos por capa) con Gammadensímetro de Profundidad Variable GPV (Figura 5.8b). Las mediciones con GPV y doble sonda Gamma muestran que la base del terraplén fue muy poco compactada, especialmente en el primer medidor (entre 0 y 1.8 m) donde algunas tasas están por debajo del 80 %. En el segundo medidor (entre 1.8 y 3.6 m) las tasas de compactación no superaron el 90 %. Los tres perfiles de doble sonda Gamma hechos en la base colapsable indican una alta variabilidad lateral de densidad seca.

En la parte superior del terraplén, la aplicación de

la norma de compactación GTR (*Guide Technique des Terrassements Routiers*) permitió alcanzar al menos el objetivo de densificación q4 (95 % de tasa de compactación en promedio, 92 % en la parte inferior de la capa). Únicamente la capa 6 tuvo un déficit de compactación en su parte inferior.

5.6. Fases de saturación e inundación

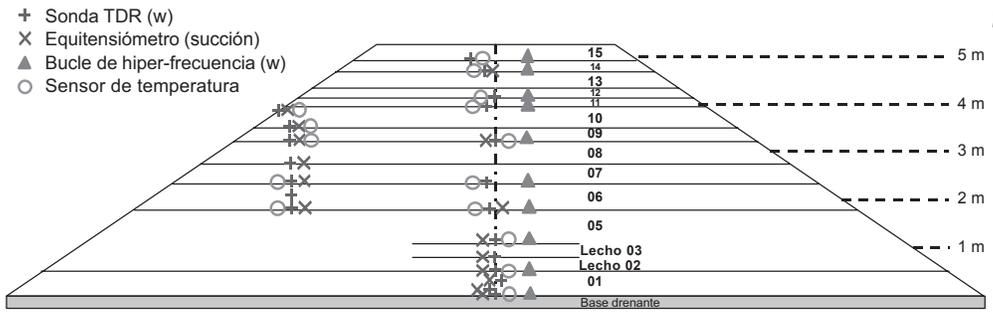
El terraplén se terminó de construir el 7 de diciembre de 2004 y a partir de esa fecha se permitió el primer tiempo de espera mayor a un año, antes de realizar las inundaciones de prueba. Posteriormente se realizaron dos inundaciones con un prolongado segundo tiempo de espera entre ellas, la primera a principios del año 2006 y la segunda a finales del mismo año. Los tiempos de espera y las inundaciones se efectuaron de acuerdo con un cronograma establecido para el proyecto (Figura 5.6). En la bibliografía existente no se encuentra la suficiente información sobre el proceso constructivo llevado a cabo. Con la poca información existente se intuye que la construcción comenzó aproximadamente 70 días antes del inicio del monitoreo, marcado como día cero en el cronograma del proyecto.

5.6.1. Saturación de la base drenante

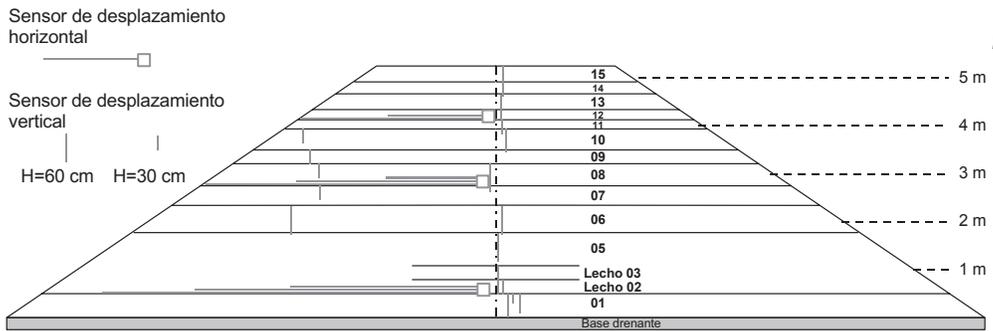
Se efectuó entre el 4 de enero y el 7 de febrero de 2006. El objetivo de esta fase fue observar las consecuencias de la ascensión capilar en la base del terraplén debida a la elevación del nivel freático hasta la cota superior de la base drenante (Figura 5.9).

5.6.2. Primera inundación

Entre el 7 y el 18 de febrero de 2006 se llenaron las cuencas a ambos lados del terraplén con una carga hidráulica

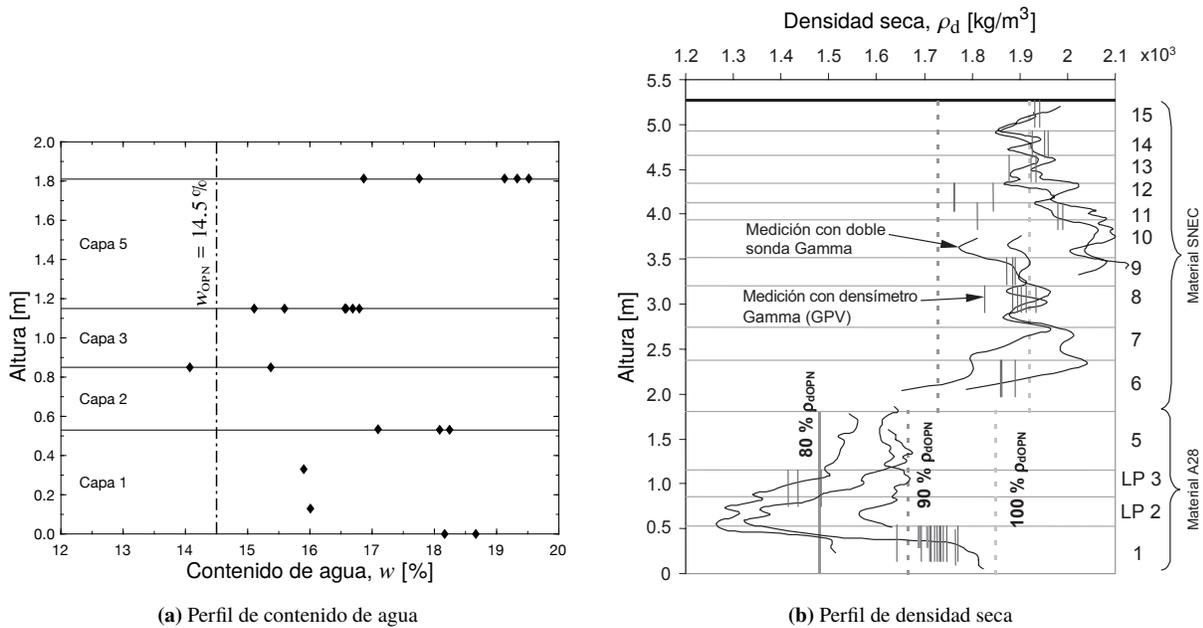


(a) Sondas principales de contenido de agua, succión y temperatura



(b) Sensores de desplazamiento horizontal y vertical

Figura 5.7: Posición de sondas y sensores en la sección transversal central del terraplén (adaptada de Ferber *et al.*, 2007)



(a) Perfil de contenido de agua

(b) Perfil de densidad seca

Figura 5.8: Perfiles de contenido de agua y mediciones de densidad seca con doble sonda Gamma y con densímetro GPV en la etapa de construcción (adaptada de Ferber *et al.*, 2007)

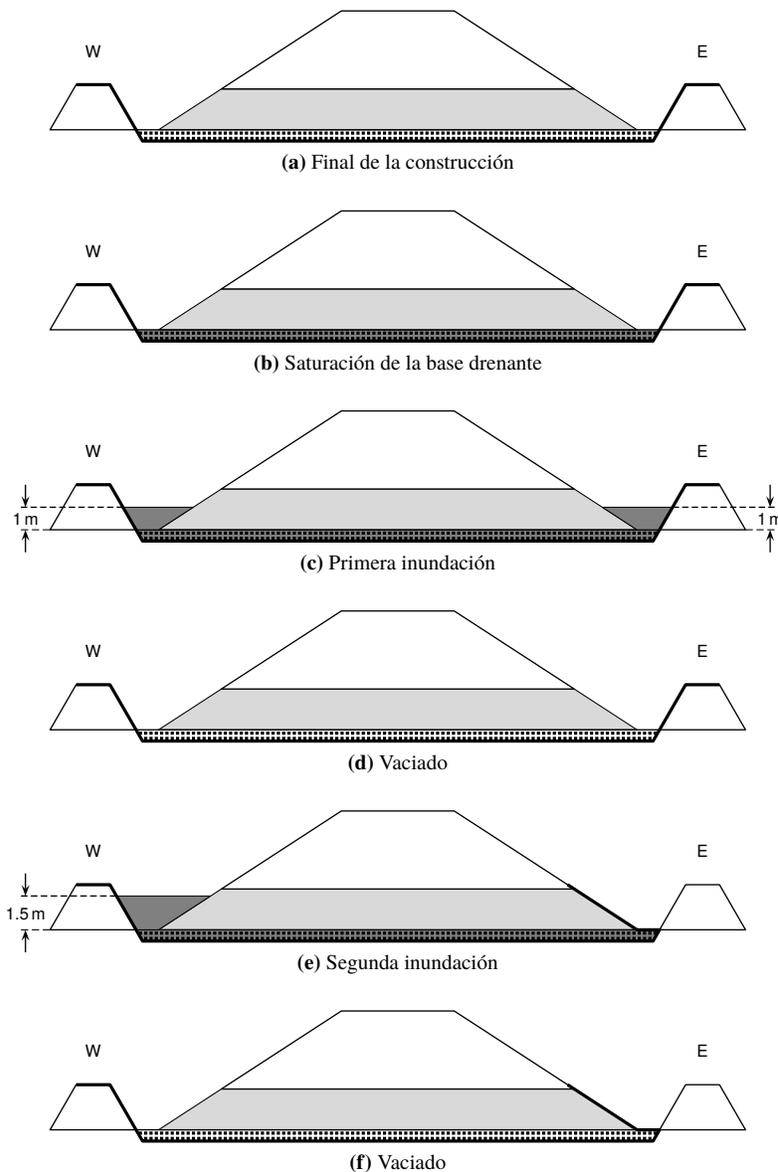


Figura 5.9: Representación esquemática de las fases de saturación e inundación

de aproximadamente 1 m. Con esta fase se buscó generar una saturación completa de la base colapsable del terraplén para observar las consecuencias de la saturación en términos de los asentamientos. Finalmente, desde el 18 de febrero de 2006 se realizó el vaciado de las cuencas para observar la variación del contenido de agua en la base del terraplén (Figura 5.9).

5.6.3. Segunda inundación

La segunda inundación se inició el 18 de octubre de 2006 pero las sondas TDR no reaccionaron inmediatamente,

sin embargo, se observó que la carga hidráulica en las cuencas solo se estabilizó 36 días más tarde, momento en el cual las sondas reaccionaron tan rápido como en la primera inundación.

Esta inundación se realizó únicamente desde el lado oeste (W) del terraplén, con el propósito de lograr una inundación asimétrica. Se implementó un dispositivo para retener el agua y mantener un nivel de inundación mayor a 1.5 m durante 3 o 4 semanas en el lado oeste (W) del terraplén (Figura 5.9). El dispositivo consistió en la modificación de los diques, colocando muros de

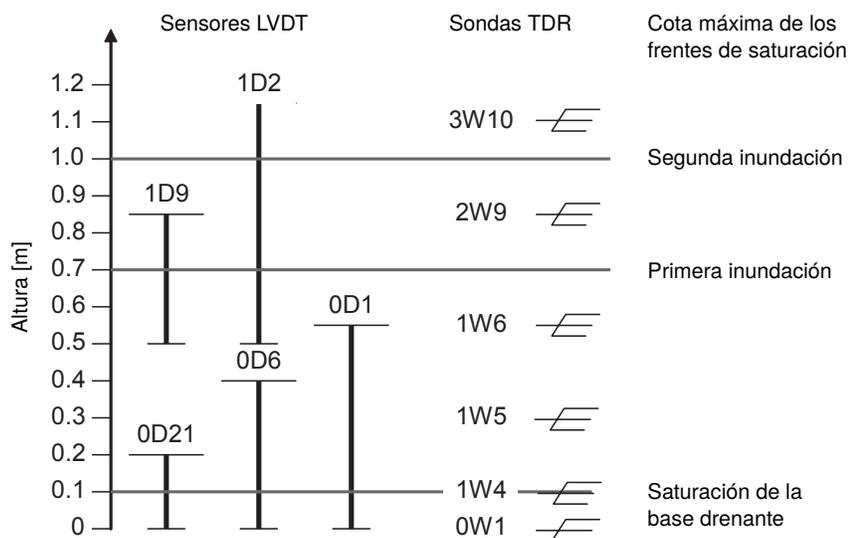


Figura 5.10: Estimación del nivel alcanzado por el frente de saturación completa en las diferentes fases de humedecimiento (adaptada de Ferber *et al.*, 2007)

concreto prefabricados soportados lateralmente por un relleno de arena arcillosa. La estanqueidad se obtuvo de la misma manera que en la primera inundación, mediante una geomembrana pegada a la geomembrana ubicada debajo de la base drenante. La unión en la pendiente entre dique y terraplén se trató con bentonita para reforzar la rigidez de este punto particular. En el lado este (E) la geomembrana fue doblada y bloqueada contra la pendiente del terraplén.

5.7. Efectos causados por los humedecimientos

5.7.1. Saturación de la base drenante

La saturación de la base drenante generó un incremento neto en el contenido de agua de las sondas TDR-0W1 y TDR-1W4 ubicadas a 0 y 0.1 m de altura desde la base del terraplén respectivamente, pero causó un incremento muy leve en la sonda TDR-1W5 ubicada a 0.3 m de altura. Además, el contenido de agua de la sonda TDR-1W4 aumentó aún más durante la primera inundación, lo que indica que el suelo no estaba completamente saturado después de la saturación de la base drenante. Por lo tanto, el frente de saturación completa (cota superior de suelo saturado) probablemente no excedió los 0.2 o incluso 0.1 m. Este humedecimiento generó un asentamiento de 2 o 3 mm en los sensores LVDT-0D21, LVDT-0D6 y LVDT-0D1, ubicados entre las cotas 0 y 0.54 m (Figura 5.10).

5.7.2. Primera inundación

La primera inundación generó un aumento en el contenido de agua de las sondas TDR-1W4, TDR-1W5, TDR-1W6 TDR-2W9 ubicadas a 0.1, 0.3, 0.55 y 0.85 m de altura respectivamente, pero sin llegar a la saturación completa. Después de la primera inundación la sonda TDR-2W9 presentó una mínima caída en el contenido de agua, mientras que la sonda de TDR-1W6 presentó una disminución dos puntos. El frente de saturación completa después de la primera inundación probablemente estuvo entre 0.6 y 0.8 m (Figura 5.10).

Esta inundación generó asentamientos en los sensores LVDT-1D9 y LVDT-1D2 de 2.2 y 4.5 mm respectivamente. Estos sensores midieron desplazamientos comunes entre 0.51 y 0.84 m de altura. A este asentamiento se agregó uno adicional de 1 mm del sensor LVDT-0D1 ubicado entre 0 y 0.54 m de altura. El asentamiento total debido a la primera inundación estuvo entre 5 y 9 mm.

5.7.3. Segunda inundación

La segunda inundación generó un aumento significativo en el contenido de agua de la sonda TDR-3W10 ubicada a 1.15 m de altura, pero no se observó una disminución notable en el contenido de agua a esta altura después de drenar. Además, después del drenaje se observó una reducción del contenido de agua en la sonda TDR-2W9 ubicada a una altura de 0.85 m.

La segunda inundación generó nuevos asentamientos en los sensores LVDT-1D9 y LVDT-1D2 de 2 y

7 mm respectivamente. Esta clara diferencia de asentamientos entre los dos sensores indica que el frente de saturación completa superó el sensor LVDT-1D9 (entre 0.51 y 0.84 m), pero no superó el LVDT-1D2 (entre 0 y 0.54 m). El asentamiento total debido a esta inundación estuvo entre 8 y 15 mm.

5.8. Medición de la succión

Para el control de la succión en el terraplén experimental se instalaron equitensiometros, los cuales son sensores de contenido de agua en contacto con un cuerpo poroso. El cuerpo poroso en este caso es el suelo y está caracterizado por su curva de retención. Mediante la curva de retención es posible determinar o seguir la succión al medir el contenido de agua del suelo. Las succiones se

expresan como presión negativa. Los equitensiometros utilizados en el proyecto son capaces de medir succiones que van de 0 a 1 000 MPa, y por principio, no pueden medir la presión intersticial positiva. Además, según el proveedor, son más adecuados para la medición de la succión en suelos moderadamente arcillosos en estado seco (Ferber *et al.*, 2007).

Muchas de las mediciones realizadas por los equitensiometros localizados en el costado occidental y en el eje central del terraplén (Figura 5.7a), presentaron valores de succión positivos, lo que no tiene sentido usando estos sensores. Aunque otros sensores sí presentaron valores en el rango negativo, estos no fueron coherentes con las diferentes fases de inundación. Estos hallazgos hicieron que Ferber *et al.* (2007) expresara reserva sobre los resultados en el monitoreo de la succión.

Modelado numérico de ensayos edométricos con control de succión

6.1. Modelado numérico con CODE_BRIGTH

En este trabajo, el modelado numérico de ensayos de laboratorio y de casos prácticos de ingeniería geotécnica con suelos no saturados se hizo mediante CODE_BRIGTH (*COupled DEformation, BRIne, Gas and Heat Transport*), el cual es un *software* que permite el análisis de acoplamiento termo-hidro-mecánico en medios geológicos. Está basado en el Método de los Elementos Finitos MEF, desarrollado en el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad Politécnica de Cataluña UPC; funciona en combinación con el pre y post procesador GiD desarrollado por el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE.

El *software* CODE_BRIGTH integra el modelo constitutivo elastoplástico BBM (*Barcelona Basic Model*) (Alonso *et al.*, 1990) para suelos no saturados, basado en el enfoque de variables independientes. Integra además el modelo constitutivo BExM (*Barcelona Expansive Model*) (Gens y Alonso, 1992 y Alonso *et al.*, 1999) para solucionar las limitaciones del BBM con respecto a los suelos expansivos (§ 4.2).

El terraplén experimental de Rouen (§ 5) ha sido objeto de múltiples estudios, pruebas de laboratorio y pu-

blicaciones. Esto contribuye a ampliar el conocimiento de los suelos no saturados que están bajo la influencia de cambios en la succión. Gómez (2009) realizó una caracterización hidro-mecánica del suelo de la base colapsable del terraplén entre los que se encuentran dos ensayos edométricos con control de succión. Estos ensayos de laboratorio realizados sobre el material A28 se modelaron en CODE_BRIGTH, con el fin de obtener los parámetros del modelo BBM que posteriormente fueron utilizados en el modelado del terraplén completo, sometido a varias fases de humedecimiento mediante inundaciones por la base.

En las Tablas 6.1 y 6.2 se presenta un resumen de los principales parámetros mecánicos, de acoplamiento hidro-mecánico y de permeabilidad, requeridos para el modelado numérico de los ensayos edométricos con control de succión y del terraplén experimental de Rouen, mediante el modelo constitutivo BBM en CODE_BRIGTH.

Los ensayos edométricos con control de succión permiten estudiar el acoplamiento hidro-mecánico en un suelo; además de obtener los parámetros de compresibilidad bajo condiciones edométricas (desplazamiento lateral nulo) en las trayectorias de descarga-recarga mediante variación del esfuerzo vertical neto, y de humedecimiento-secado mediante variación de la succión.

Tabla 6.1: Parámetros mecánicos requeridos por CODE_BRIGHT para el modelado numérico mediante BBM

Parámetro	Unidad	Descripción
<i>Elasticidad no lineal</i>		
a_1	–	$a_1 = -\kappa/(1+e)$, donde κ es el parámetro de rigidez elástica por cambios en el esfuerzo medio neto (descarga–recarga) en el diagrama ($\ln p, e$)
a_2	–	$a_2 = -\kappa_s/(1+e)$, donde κ_s es el parámetro de rigidez elástica por cambios en la succión (humedecimiento–secado) en el diagrama ($\ln s, e$)
ν	–	Relación de Poisson
tens	MPa	Término de esfuerzo para evitar tracciones ($p' - \text{tens} \leq 0$)
$K_{\text{mín}}$	MPa	Módulo de compresibilidad mínimo
<i>Viscoplasticidad – Parámetros generales 1</i>		
Γ_0	s^{-1}	Parámetro de fluidez inicial
N	–	Exponente de calibración de la función de fluencia ($N \geq 1$)
F_0	MPa	Valor de referencia de F (superficie de fluencia)
δ	–	$\Gamma = \Gamma_0 e^{\delta s}$, donde Γ es el parámetro de fluidez y e la base de los logaritmos naturales
b	–	$b = M(M-9)(M-3)/[9(6-M)]$, es un parámetro de no asociatividad donde M es la pendiente de la línea de estado crítico expresada como $M = (6 \sin \phi)/(3 - \sin \phi)$
<i>Viscoplasticidad – Parámetros generales 2</i>		
n	–	Exponente (entero) de la superficie de fluencia F y del potencial viscoplástico G
γ	–	Parámetro de la superficie de fluencia F y del potencial viscoplástico G
μ_{DRY}	–	$\mu_{\text{DRY}} = M_{\text{DRY}}$, equivalente al modelo de Cam–Clay
$(J_1^{0*})_F$	MPa	$(J_1^{0*})_F = 3p_0^*$, valor inicial de F (positivo) correspondiente al primer invariante
$(J_1^{0*})_G$	MPa	$(J_1^{0*})_G = 3p_0^*$, valor inicial de G (positivo) correspondiente al primer invariante
a	–	Parámetro de la superficie de fluencia F y del potencial viscoplástico G
μ_{SAT}	–	$\mu_{\text{SAT}} = M_{\text{SAT}}$, equivalente al modelo de Cam–Clay
<i>Viscoplasticidad – Parámetros generales 3</i>		
κ	–	Parámetro de rigidez elástica por cambios en el esfuerzo medio neto (descarga–recarga) en condiciones saturadas en el diagrama ($\ln p, e$)
$\lambda(0)$	–	Parámetro de rigidez plástica por cambios en el esfuerzo medio neto (rama virgen) en condiciones saturadas en el diagrama ($\ln p, e$)
r	–	Parámetro de la línea de fluencia LC que define la rigidez máxima del suelo cuando la succión tiende a infinito
β	MPa^{-1}	Parámetro de la línea de fluencia LC que controla la tasa de incremento de la rigidez con la succión
p^c	MPa	Esfuerzo de referencia de la línea de fluencia LC
k_2	–	$k_2 = -3k_s$, donde k_s es el parámetro que controla el aumento de la cohesión con la succión
k_3	–	$k_3 = 3k_s$, donde k_s es el parámetro que controla el aumento de la cohesión con la succión

Tabla 6.2: Parámetros de acoplamiento hidro-mecánico y de permeabilidad requeridos por CODE_BRIGHT para el modelado numérico mediante BBM

Parámetro	Unidad	Descripción
<i>Curva de retención (modelo de Van Genuchten)</i>		
P_0	MPa	Valor de succión de entrada de aire medido a cierta temperatura, igual a ψ_a
σ_0	$\text{N} \cdot \text{m}^{-1}$	Tensión superficial del agua a la temperatura de medición de P_0 (usualmente $\sigma_0 = 0.072 \text{ N} \cdot \text{m}^{-1}$ a 20°C)
λ	–	Parámetro de forma de la curva de retención, igual a m
S_{rl}	–	Grado de saturación residual (S_r)
S_{ls}	–	Grado de saturación máximo (S_s)
<i>Permeabilidad intrínseca (modelo de Kozeny)</i>		
$(k_{11})_0$	m^2	Permeabilidad intrínseca inicial en la primera dirección principal
$(k_{22})_0$	m^2	Permeabilidad intrínseca inicial en la segunda dirección principal
$(k_{33})_0$	m^2	Permeabilidad intrínseca inicial en la tercera dirección principal
ϕ_0	–	Porosidad n de referencia correspondiente a la permeabilidad intrínseca inicial
<i>Permeabilidad relativa (modelo generalizado)</i>		
A	–	Parámetro del modelo
λ	–	Exponente del modelo, igual a m (usualmente igual a 3)

6.2. Trayectoria de esfuerzos

Gómez (2009) realizó el ensayo edométrico con succión controlada para dos probetas compactadas estáticamente, identificadas como ESC–1 y ESC–2, con densidad seca $\rho_d = 1400 \text{ kg/m}^3$ y contenido de agua $w = 17\%$. Los dos ensayos se realizaron siguiendo una trayectoria de esfuerzos (Figura 6.1 y Tabla 6.3) en donde se hicieron variaciones del esfuerzo vertical neto $p_v = \sigma_v - u_a$, y de la succión matricial $s = u_a - u_w$, buscando observar la repetibilidad de los resultados.

Primero se efectuó un procedimiento bajo condiciones no drenadas, para garantizar un buen ajuste de los componentes del edómetro y el contacto entre la muestra y el cabezal de carga. Este estado de esfuerzos (punto A) corresponde a un esfuerzo vertical neto p_v de 20 kPa y a una succión matricial s de 50 kPa.

Luego se realizó la trayectoria de cambio de esfuerzo vertical neto p_v a succión matricial s constante. Manteniendo s constante en 50 kPa, se aplicaron incrementos en p_v desde los 20 kPa hasta 40, 60, 80 y 100 kPa (punto B). En este proceso únicamente se incrementó el esfuerzo vertical σ_v manteniendo la presión de aire u_a constante.

Una vez alcanzado este último estado de esfuerzos, se realizó la trayectoria de cambio de succión matricial s bajo esfuerzo vertical neto p_v constante. Manteniendo p_v constante en 100 kPa, mediante humedecimiento de la probeta se bajó s desde los 50 kPa hasta 36, 23 y 10 kPa (punto C). Mediante secado de la probeta se incrementó s desde los 10 kPa hasta 36 kPa (punto D). Nuevamente con humedecimiento se disminuyó s desde los 36 kPa hasta 10 y 0 kPa, es decir, hasta la saturación completa (punto E).

6.3. Geometría de las probetas

El equipo utilizado en laboratorio corresponde a una célula edométrica con control de succión desarrollada por el laboratorio de geotecnia de la Universidad Politécnica de Cataluña UPC, que consta de un anillo edométrico rígido de 50 mm de diámetro y 20 mm de altura equipado con un sistema de control de la succión matricial. El modelado numérico de las probetas ESC–1 y ESC–2 se realizó considerando estas mismas dimensiones. Dadas las condiciones geométricas se optó por un modelo axisimétrico en 2D de 25 mm de base por 20 mm de altura (Figura 6.2a), optimizando la carga computacional.

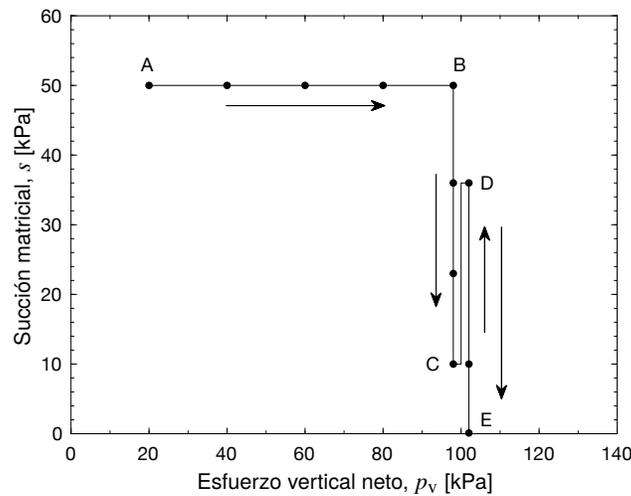


Figura 6.1: Trayectoria de esfuerzos seguida en los ensayos edométricos con control de succión (Gómez, 2009)

6.4. Condiciones iniciales y de contorno

Se aplicó una presión intersticial negativa inicial de 50 kPa, correspondiente a la succión matricial constante del tramo AB (Figura 6.1 y Tabla 6.3). La porosidad inicial fue de 0.471, que corresponde a una relación de vacíos inicial de 0.89 (Gómez, 2009).

Se impusieron las condiciones de contorno y restricciones adecuadas para este tipo de ensayos, simulando siempre el procedimiento desarrollado en las pruebas de laboratorio correspondientes (Figura 6.2b). A la base de la probeta (línea 1) se le restringieron tanto los desplazamientos horizontales como los verticales, mientras que a los contornos verticales (líneas 2 y 4) se les restringieron los desplazamientos horizontales únicamente. A la parte superior (línea 3) se le dio libertad de desplazamiento vertical para permitir las deformaciones durante la prueba. El flujo de agua en el modelo para los efectos de secado y humedecimiento se impuso sobre la base de la probeta (Figura 6.2c).

En la definición del modelo computacional para el modelado numérico de la probeta, se usó una discretización en elementos finitos rectangulares lo suficien-

temente densa para lograr una buena precisión en los resultados (Figura 6.2d).

6.5. Resistencia y compresibilidad

Durante el tiempo comprendido entre las dos fases de inundación programadas en el terraplén experimental de Rouen, se realizó un sondeo en el eje longitudinal desde la corona hasta la base del terraplén para recuperar muestras del material de la estructura. Se extrajeron muestras inalteradas en tubo Shelby de 100 mm de diámetro cada 0.6 m de profundidad aproximadamente. El sondeo permitió recuperar muestras inalteradas de buena calidad del material A28, mientras que las del material SNEC no tuvieron la misma calidad debido a la presencia de partículas gruesas.

La muestra S(4.3 – 4.9 m) de material A28, cuya denominación hace referencia a una recuperación inalterada comprendida entre 4.3 y 4.9 m de profundidad (medida desde la corona del terraplén), fue utilizada por Gómez (2009) en sus diferentes pruebas de laboratorio. Entre las pruebas realizadas se encuentran ensayos triaxiales no drenados para la determinación de los parámetros de resistencia del suelo. Las pruebas se hicieron

Tabla 6.3: Discretización de la trayectoria de esfuerzos de las pruebas edométricas con control de succión

Parámetro	A				B			C	D	E	
Esfuerzo vertical neto, $p_v = \sigma_v - u_a$ [kPa]	20	40	60	80	100	100	100	100	100	100	
Succión matricial, $s = u_a - u_w$ [kPa]	50	50	50	50	50	36	23	10	36	10	0

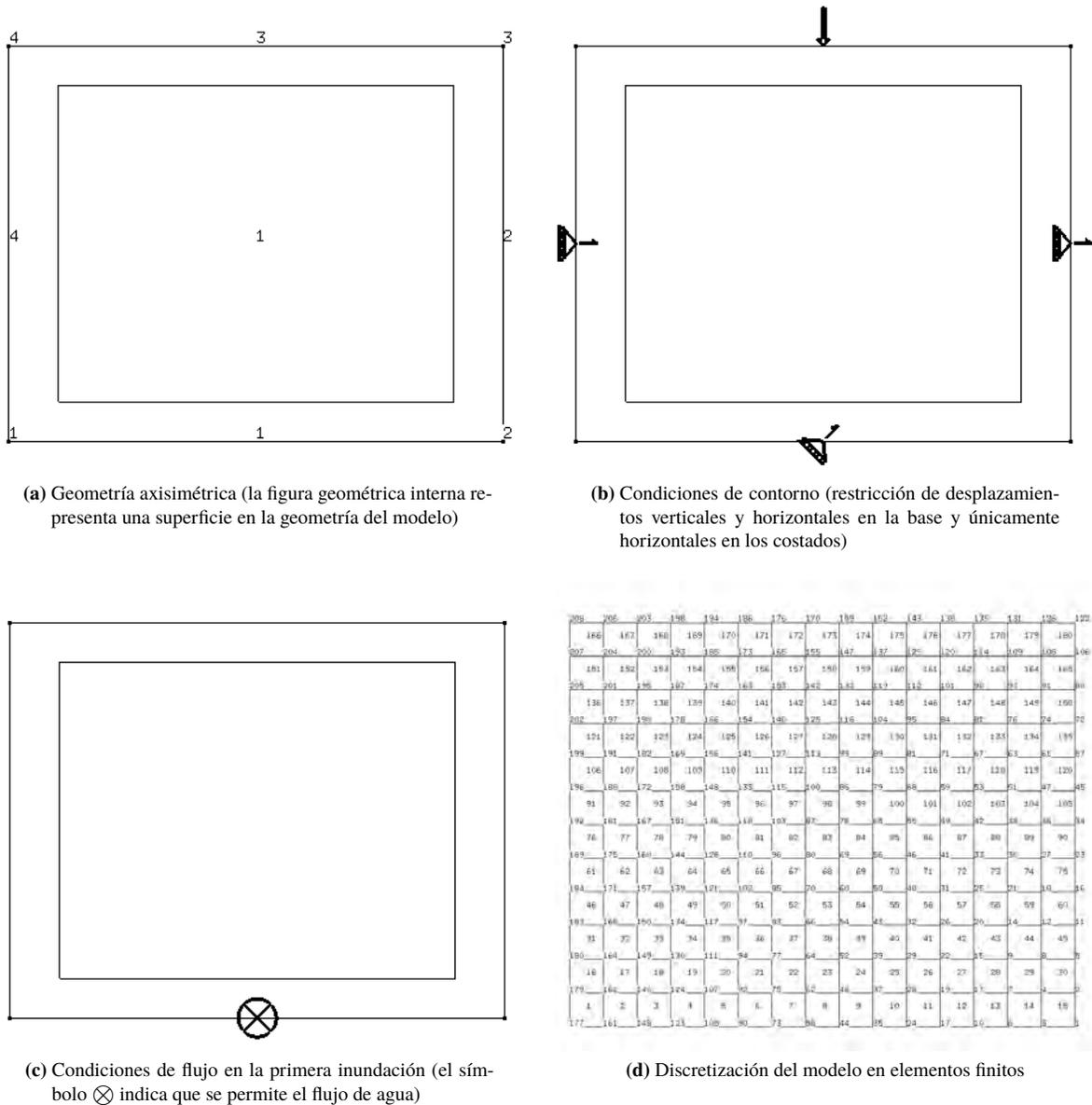


Figura 6.2: Geometría y condiciones de contorno y flujo de agua en el modelo de los ensayos edométricos con control de succión

para esfuerzos de confinamiento que fueron desde un mínimo de 10 kPa hasta un máximo de 60 y 150 kPa. Se obtuvieron las trayectorias de esfuerzos en condiciones efectivas, la envolvente lineal de rotura, y los valores de cohesión efectiva c' y ángulo de fricción interna efectivo ϕ' (Figura 6.3a).

Los parámetros de rigidez plástica (índice de compresión) λ y de rigidez elástica (índice de recompresión) κ se obtuvieron de la gráfica de la deformación volumétrica en función del esfuerzo medio efectivo, para un

esfuerzo de confinamiento de 150 kPa (Figura 6.3b).

Respecto al parámetro k_s que controla el incremento de la cohesión debido al incremento de la succión (Ecuación 4.32), no se encontró información experimental correspondiente al material A28. Para fines de modelado numérico, considerando que el material A28 es una arcilla mal gradada CL de baja plasticidad (Tabla 5.1), y observando el valor de 0.1 supuesto para este tipo de suelos por Alonso *et al.* (2005), se adoptó en este caso el mismo valor para este parámetro.

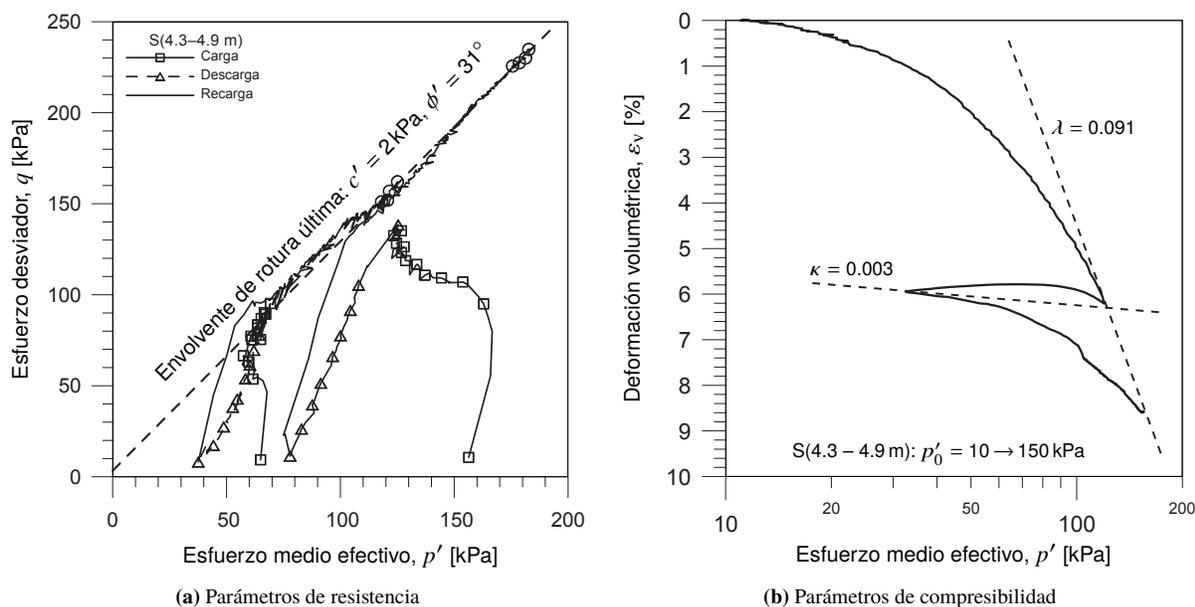


Figura 6.3: Parámetros de resistencia y compresibilidad del material A28 (modificada de Gómez, 2009)

6.6. Esfuerzo de preconsolidación

Gómez (2013) en su estudio sobre el efecto de las condiciones iniciales de compactación dinámica (ensayos Proctor) en el esfuerzo de preconsolidación de un suelo, realizó diferentes ensayos sobre el material A28 para lograr este objetivo. Determinó la relación entre diferentes parámetros como la densidad seca, el contenido de agua, la succión y el esfuerzo de preconsolidación (Figura 6.4). Para la determinación de las líneas de saturación de una gráfica de densidad seca y contenido de agua se requiere conocer la densidad relativa de sólidos. En el reporte final de Ferber *et al.* (2007) se menciona que la densidad relativa de sólidos del material A28 es de 2680 kg/m^3 , mientras que Gómez (2009) determinó un valor de 2660 kg/m^3 . Para efectos del modelado numérico se utilizó la densidad relativa de sólidos de 2680 kg/m^3 .

Teniendo en cuenta que las probetas ESC-1 y ESC-2 se elaboraron en igualdad de condiciones, con una densidad seca $\rho_d = 1400 \text{ kg/m}^3$ y un contenido de agua $w = 17\%$, mediante la gráfica de la Figura 6.4 se estimó el valor del esfuerzo de preconsolidación de las mismas. Este valor se utilizó como parámetro inicial y se calibró en el modelado numérico. El esfuerzo de preconsolidación determinado fue de 40 kPa , valor que concuerda con el esfuerzo de preconsolidación que se puede obtener de la curva de compresibilidad (Figura 6.3b) correspondiente a la muestra inalterada S(4.3 – 4.9 m) de material A28, recuperada del terraplén experimental de Rouen.

6.7. Acoplamiento hidro-mecánico

El acoplamiento hidro-mecánico de un suelo se puede estudiar mediante los ensayos edométricos con control de succión. La curva de retención del suelo es la ley experimental que vincula la succión con el contenido de agua o el grado de saturación, permitiendo analizar dicho acoplamiento. La curva de retención de un mismo suelo varía con su densidad seca, además, tampoco es igual según se siga la trayectoria de secado o la de humedecimiento presentándose el fenómeno de histéresis (§ 2.3.6). El contenido de agua de un suelo sometido a una succión determinada es mayor si el suelo se ha secado para equilibrarse con esta succión que si se ha humedecido para alcanzar el equilibrio (Ferber *et al.*, 2007).

Para tener en cuenta el efecto que puede causar la variación de la densidad seca en la capacidad de retención de agua del suelo, se analizaron las curvas de retención del material A28 para las densidades secas de 1450 , 1700 y 1850 kg/m^3 . Las curvas se ajustaron con el modelo de Van Genuchten (1980), mediante la Ecuación 2.9 (Figura 6.5).

La información de laboratorio para las densidades secas de 1450 y 1850 kg/m^3 que corresponden a tasas de compactación cercanas a 80 y 100% respectivamente, se tomó del reporte final de Ferber *et al.* (2007). Las mediciones de succión para estas curvas de reten-

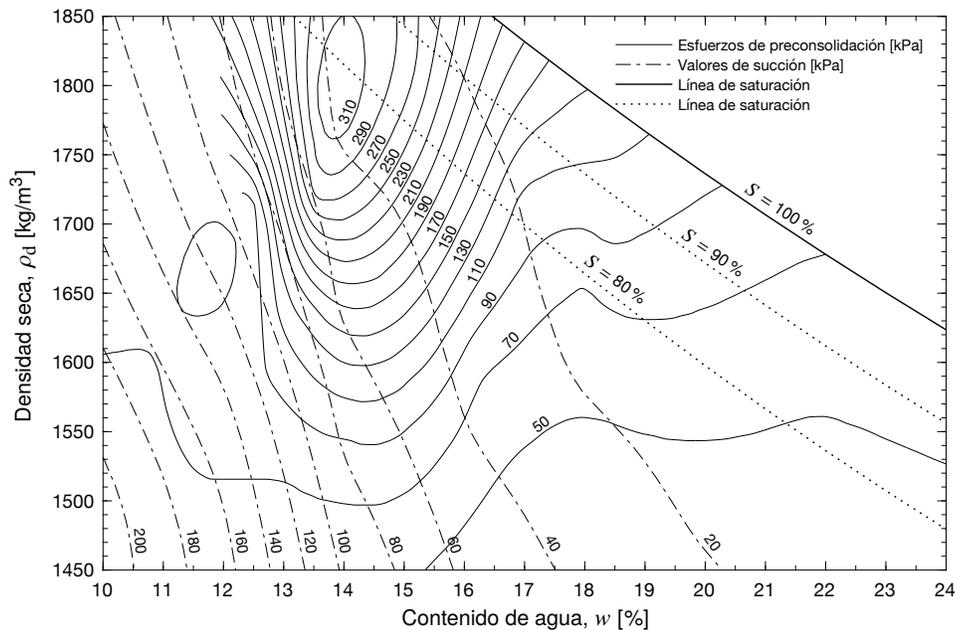


Figura 6.4: Isolíneas de esfuerzo de preconsolidación y de succión obtenidas para diferentes condiciones de compactación del material A28 (Gómez, 2013)

ción corresponden a la trayectoria de humedecimiento y fueron realizadas en el LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*) mediante el método osmótico, el cual permite obtener la succión matricial del suelo. La información de la curva de retención para la densidad seca de 1700 kg/m^3 se tomó de Gómez (2009). Las mediciones de succión en este caso se obtuvieron a partir de las pruebas de retroanálisis de la porosimetría de mercurio o intrusión de mercurio MIP (*Mercury Intrusion Porosimetry*), siguiendo la trayectoria de secado. Comparando las tres curvas de retención ajustadas se observa claramente la variación del valor de entrada de aire con la densidad seca (Figura 6.5d).

Los parámetros de ajuste obtenidos con el modelo de Van Genuchten (Tabla 6.4) se utilizaron para estimar los parámetros iniciales para una densidad seca de 1400 kg/m^3 , correspondiente a las probetas ESC-1 y ESC-2 a modelar.

6.8. Permeabilidad

Gómez (2009) realizó diferentes ensayos para obtener los parámetros de permeabilidad tanto saturada como no saturada. Las pruebas se realizaron con diferentes muestras del material A28, tanto alteradas como inalteradas.

La permeabilidad saturada se determinó empleando dos métodos. El primero fue con la cámara triaxial bajo condiciones estacionarias de flujo y de gradiente hidráulico controlado. El segundo fue mediante el retroanálisis de la porosimetría de mercurio o intrusión de mercurio MIP, el cual es un ensayo que permite estudiar el volumen de poros interconectados y su distribución por tamaño en un material. El resumen comparativo de los resultados de permeabilidad en función de la relación de vacíos (Figura 6.6a), obtenidos con los dos métodos para las diferentes muestras presenta una gran

Tabla 6.4: Parámetros de ajuste de las curvas de retención del material A28 (modelo de Van Genuchten)

ρ_d kg/m^3	m	n	α kPa^{-1}	ψ_a kPa
1450	0.15	1.176	0.5	2
1700	0.17	1.205	0.04	25
1850	0.23	1.299	0.029	35

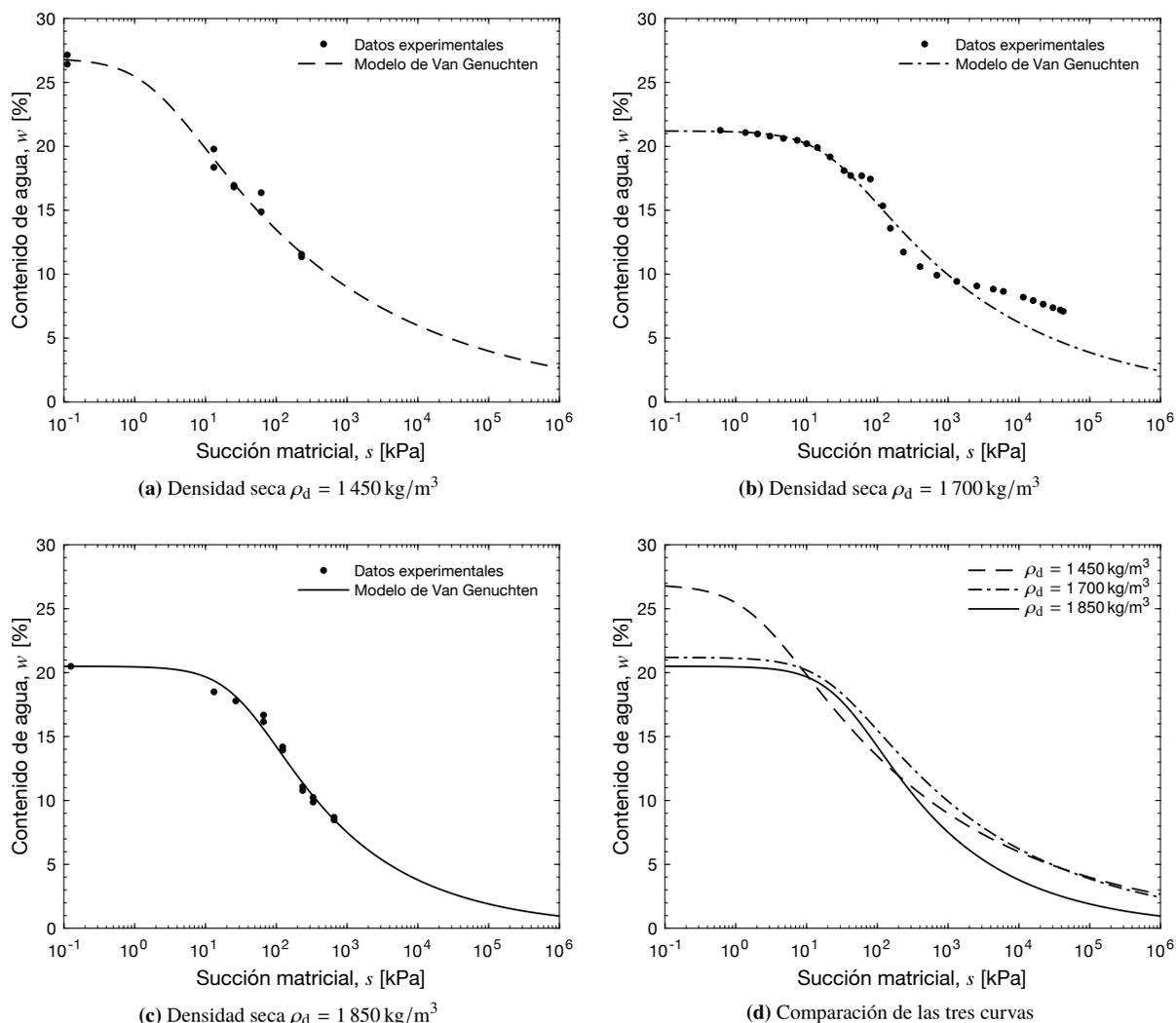


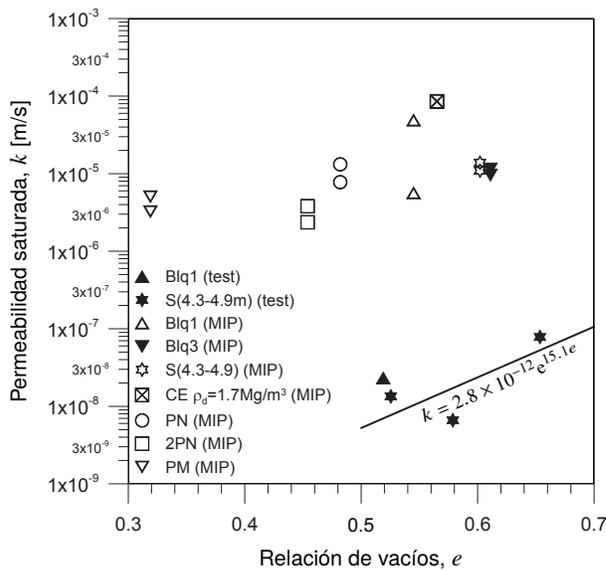
Figura 6.5: Curvas de retención del material A28 (datos experimentales para $\rho_d = 1450 \text{ kg/m}^3$ y $\rho_d = 1850 \text{ kg/m}^3$ de Ferber *et al.*, 2007 y para $\rho_d = 1700 \text{ kg/m}^3$ de Gómez, 2009)

heterogeneidad. Los resultados con el retroanálisis de la porosimetría de mercurio MIP se encuentran entre 2 y 4 órdenes de magnitud por encima de los resultados experimentales con la cámara triaxial. Una posible explicación para este hecho es que en la ecuación utilizada en el MIP se consideran los poros del suelo como «tubos en paralelo», que equivale a considerar diámetros grandes que dan lugar a permeabilidades del conjunto muy altas. Si se considera que en el suelo los poros se encuentran como «tubos en serie», equivale a considerar diámetros pequeños de forma que la permeabilidad del conjunto es menor (Gómez, 2009).

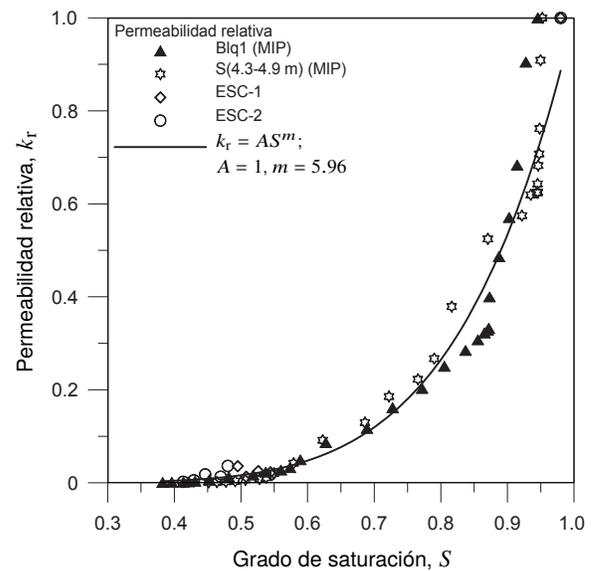
Para efectos del modelado numérico de los ensayos edométricos con control de succión, se utilizaron los re-

sultados obtenidos mediante los ensayos experimentales con la cámara triaxial sobre la muestra S(4.3 – 4.9 m), que guardan cierta tendencia y se ajustan mediante la ecuación mostrada en la Figura 6.6a. La permeabilidad absoluta se obtuvo a partir de los valores estimados de permeabilidad saturada (Ecuación 2.19).

La permeabilidad no saturada está en función de las permeabilidades saturada y relativa, y a su vez, la permeabilidad relativa es función del grado de saturación (§ 2.5.1). Para obtener la permeabilidad no saturada se requiere obtener primero la permeabilidad relativa, para lo cual se pueden emplear dos métodos. El primero es mediante el retroanálisis de la porosimetría de mercurio o intrusión de mercurio MIP. En este método la permea-



(a) Permeabilidad saturada en función de la relación de vacíos



(b) Permeabilidad relativa en función del grado de saturación

Figura 6.6: Parámetros de permeabilidad saturada y relativa del material A28 (adaptada de Gómez, 2009)

bilidad relativa se determina a partir de la variación de la permeabilidad saturada, teniendo en cuenta el grado de saturación del suelo mientras se hace el llenado de los poros. El segundo es mediante el ensayo edométrico con control de succión, en el cual se puede determinar la permeabilidad de un suelo no saturado siguiendo trayectorias de humedecimiento–secado. Esto se hace en los escalones de cambio de succión bajo esfuerzo vertical neto constante, en la evolución temporal de la medida de entrada–salida de agua en estado de flujo transitorio (cambio de volumen) en el suelo (Gómez, 2009).

Gómez (2009) determinó la permeabilidad relativa del material A28 con los dos métodos antes mencionados. Con el retroanálisis de la porosimetría de mercurio MIP determinó la permeabilidad relativa de varias muestras como la Blq1 y la S(4.3 – 4.9 m). Con el ensayo edométrico con control de succión determinó la permeabilidad relativa de las probetas ESC–1 y ESC–2. La curva de comportamiento de los resultados obtenidos con los dos métodos (Figura 6.6b) se ajustó empleando la ecuación de permeabilidad relativa generalizada (Ecuación 2.18).

Los parámetros de permeabilidad absoluta y permeabilidad relativa determinados en esta etapa del proceso, se utilizaron como parámetros iniciales y se calibraron en el modelado numérico de los ensayos edométricos con control de succión realizados sobre las probetas ESC–1 y ESC–2.

6.9. Definición del modelo computacional

Una vez determinados los parámetros y propiedades del material A28 (§§ 6.2 a 6.8) con el que se elaboraron las probetas ESC–1 y ESC–2, y de acuerdo con la información requerida por CODE_BRIGHT para el modelado numérico mediante el BBM (Tablas 6.1 y 6.2), se elaboró la Tabla 6.5 con el resumen de los parámetros mecánicos, de acoplamiento hidro–mecánico y permeabilidad, bajo la columna denominada «Inicial» para cada una de las probetas.

Se simuló los ensayos edométricos con control de succión completos, siguiendo la trayectoria de esfuerzos (Figura 6.1 y Tabla 6.3) y demás aspectos considerados por Gómez (2009) en el laboratorio, como son las condiciones iniciales, condiciones de contorno y condiciones de flujo (Figura 6.2). Para el modelado numérico de las probetas se usó una discretización en elementos finitos rectangulares (Figura 6.2d) con tres grados de libertad: presión del agua, desplazamiento horizontal y desplazamiento vertical.

6.10. Análisis de resultados

Con la ejecución del modelado numérico de los ensayos edométricos con control de succión se calibraron dife-

Tabla 6.5: Parámetros mecánicos, de acoplamiento hidro-mecánico y de permeabilidad usados en el modelado numérico de los ensayos edométricos con control de succión mediante BBM

Parámetro	Unidad	Probeta ESC-1		Probeta ESC-2		Observaciones
		Inicial	Calibrado	Inicial	Calibrado	
<i>Propiedades y parámetros iniciales</i>						
w	%	17	17	17	17	
ρ_d	kg/m ³	1 400	1 400	1 400	1 400	
e	–	0.89	0.89	0.89	0.89	
n	–	0.471	0.471	0.471	0.471	
p_0^*	kPa	40	40	40	40	
s	kPa	50	50	50	50	
<i>Elasticidad no lineal</i>						
a_1	–	–0.0016	–0.0021	–0.0021	–0.0021	
a_2	–	–0.00016	–0.00021	–0.00021	–0.00021	
ν	–	0.3	0.3	0.3	0.3	Valor supuesto
tens	MPa	–0.1	–0.1	–0.1	–0.1	Valor supuesto
K_{\min}	MPa	5	3	3	3	Valor inicial supuesto
<i>Viscoplasticidad – Parámetros generales 1</i>						
Γ_0	s ^{–1}	1	0.5	0.5	0.5	Valor inicial supuesto
N	–	1	1	1	1	Valor supuesto
F_0	MPa	1	1	1	1	Valor supuesto
δ	–	0	0	0	0	Valor supuesto
b	–	0.396	0.396	0.396	0.396	
<i>Viscoplasticidad – Parámetros generales 2</i>						
n	–	1	1	1	1	Valor supuesto
γ	–	–0.1	–0.11	–0.11	–0.11	Valor inicial supuesto
μ_{DRY}	–	1.244	1.244	1.244	1.244	
$(J_1^{0^*})_F$	MPa	0.12	0.12	0.12	0.12	
$(J_1^{0^*})_G$	MPa	0.12	0.12	0.12	0.12	
a	–	3	3	3	3	Valor supuesto
μ_{SAT}	–	1.244	1.244	1.244	1.244	
<i>Viscoplasticidad – Parámetros generales 3</i>						
κ	–	0.003	0.004	0.004	0.004	
$\lambda(0)$	–	0.091	0.12	0.12	0.12	
r	–	0.9	0.84	0.84	0.84	Valor inicial supuesto
β	MPa ^{–1}	50	120	120	120	Valor inicial supuesto
p^c	MPa	0.001	0.001	0.001	0.001	
k_2	–	–0.3	–0.3	–0.3	–0.3	Se asumió $k_s = 0.1$
k_3	–	0.3	0.3	0.3	0.3	Se asumió $k_s = 0.1$
<i>Curva de retención (modelo de Van Genuchten)</i>						
p_0	MPa	0.003	0.0007	0.0007	0.0005	
σ_0	N·m ^{–1}	0.072	0.072	0.072	0.072	
λ	–	0.16	0.155	0.155	0.175	
S_{rl}	–	0	0	0	0	
S_{ls}	–	1	1	1	1	
<i>Permeabilidad intrínseca (modelo de Kozeny)</i>						
$(k_{11})_0$	m ²	2.0×10^{-13}	7.0×10^{-14}	7.0×10^{-14}	7.0×10^{-14}	
$(k_{22})_0$	m ²	2.0×10^{-13}	7.0×10^{-14}	7.0×10^{-14}	7.0×10^{-14}	
$(k_{33})_0$	m ²	2.0×10^{-13}	7.0×10^{-14}	7.0×10^{-14}	7.0×10^{-14}	
ϕ_0	–	0.471	0.471	0.471	0.471	
<i>Permeabilidad relativa (modelo generalizado)</i>						
A	–	1	1	1	1	
λ	–	5.96	4	4	4	

rentes parámetros mecánicos, de acoplamiento hidromecánico y permeabilidad, hasta lograr el mejor ajuste teniendo como referencia los resultados experimentales presentados por Gómez (2009). En la Tabla 6.5 se presentan los valores finales de todos los parámetros bajo la columna denominada «Calibrado». El proceso de modelado se inició con la probeta ESC-1, usando los parámetros previamente determinados como iniciales, obteniendo del ajuste sus parámetros calibrados. El modelado de la probeta ESC-2 se realizó usando como parámetros iniciales los calibrados de la probeta ESC-1, con el fin de acelerar y optimizar el proceso de ajuste.

La comparación de los resultados del modelado numérico con los experimentales se enfocó a la variación de la deformación volumétrica ε_v , de la relación de agua $e_w = eS$, y del grado de saturación S ; todas en función de la succión matricial s (Figura 6.7). Dadas las características iniciales de las probetas y condiciones de ensayo similares, las gráficas tanto para la ESC-1 como para la ESC-2 son también similares. Aunque se buscaba un resultado más satisfactorio, el grado de ajuste obtenido con el modelado es aceptable.

6.10.1. Deformación volumétrica

En la trayectoria de cambio de esfuerzo vertical neto a succión matricial constante A→B (Figura 6.7), las deformaciones volumétricas experimentales fueron del orden de 0.5 %, mientras que en el modelado numérico llegaron hasta el 2 %. De igual manera, en las trayectorias de cambio de succión matricial bajo esfuerzo vertical neto constante B→C y C→D, las deformaciones volumétricas alcanzadas experimentalmente continuaron en el orden de 0.5 % y en el modelado en un 2 %.

En el colapso, que se presentó en la trayectoria de cambio de succión matricial bajo esfuerzo vertical neto constante D→E, justamente después de pasar la segunda vez por el punto C, se presentaron ciertas discrepancias. Mientras que en los resultados experimentales se llegaron hasta una deformación volumétrica del 8 % tanto en la probeta ESC-1 como en la ESC-2, en el modelado se alcanzó un máximo cercano al 5.5 % en ambas probetas.

6.10.2. Grado de saturación y relación de agua

En la trayectoria de cambio de esfuerzo vertical neto a succión matricial constante A→B (Figura 6.7), el modelo presentó grados de saturación menores en un 4 % a los resultados experimentales en ambas probetas. En las trayectorias de cambio de succión matricial bajo esfuerzo vertical neto constante B→C y C→D, la variación

del grado de saturación con respecto al cambio de succión matricial fue mayor en el modelo que en la prueba experimental. En el punto C el modelo presentó grados de saturación mayores en un 5 % a los resultados experimentales en ambas probetas. Como era de esperarse, igual comportamiento se presentó con la relación de agua.

Al igual que con la deformación volumétrica, en el colapso (tramo D→E) también se presentó una diferencia entre los resultados experimentales y modelados en lo referentes al grado de saturación y a la relación de agua, aunque en menor proporción.

6.10.3. Diagramas SWEP

El análisis de trayectorias de esfuerzos mediante la variación de los esfuerzos verticales aplicados y/o de la succión matricial en un ensayo edométrico, tiene como finalidad observar la influencia de estas variaciones y del estado inicial de porosidad y grado de saturación en el comportamiento o deformación volumétrica del suelo. Romero y Vaunat (2000) propusieron un gráfico para representar las trayectorias de esfuerzos por humedecimiento-secado y carga-descarga de un suelo sometido a este tipo de cambios en su estado de esfuerzos. Esta representación denominada gráfico SWEP (S por la succión matricial, W por la relación de agua, E por la relación de vacíos y P por el esfuerzo aplicado), presenta en la parte superior izquierda la curva de retención, en la parte superior derecha la trayectoria de esfuerzos, en la parte inferior izquierda el plano de las variables de estado volumétricas, y en la parte inferior derecha el plano de compresión vertical (Barrera B., 2002).

Los diagramas SWEP son los usados en las representaciones convencionales de la mecánica de suelos no saturados, a excepción del plano de las variables de estado volumétricas, en donde las líneas discontinuas indican los sectores de igual grado de saturación ($S = e_w/e$). La representación combinada de los datos experimentales en un diagrama SWEP permite una mejor y más amplia interpretación del acoplamiento hidromecánico. La importancia de usar la variable de estado volumétrico e_w (relación de agua) radica en que esta tiende a e cuando S tiende al 100 % ($S = e_w/e \rightarrow 1$). En el laboratorio los cambios de la relación de agua e_w se determinan midiendo el volumen de agua que entra o sale en la muestra cuyo volumen de sólidos es conocido (Barrera B., 2002).

En las Figuras 6.8 y 6.9 se observan los diagramas SWEP de los ensayos edométricos con control de succión para las probetas ESC-1 y ESC-2 respectivamente, en donde además de los resultados obtenidos experimentalmente por Gómez (2009) se muestran comparativa-

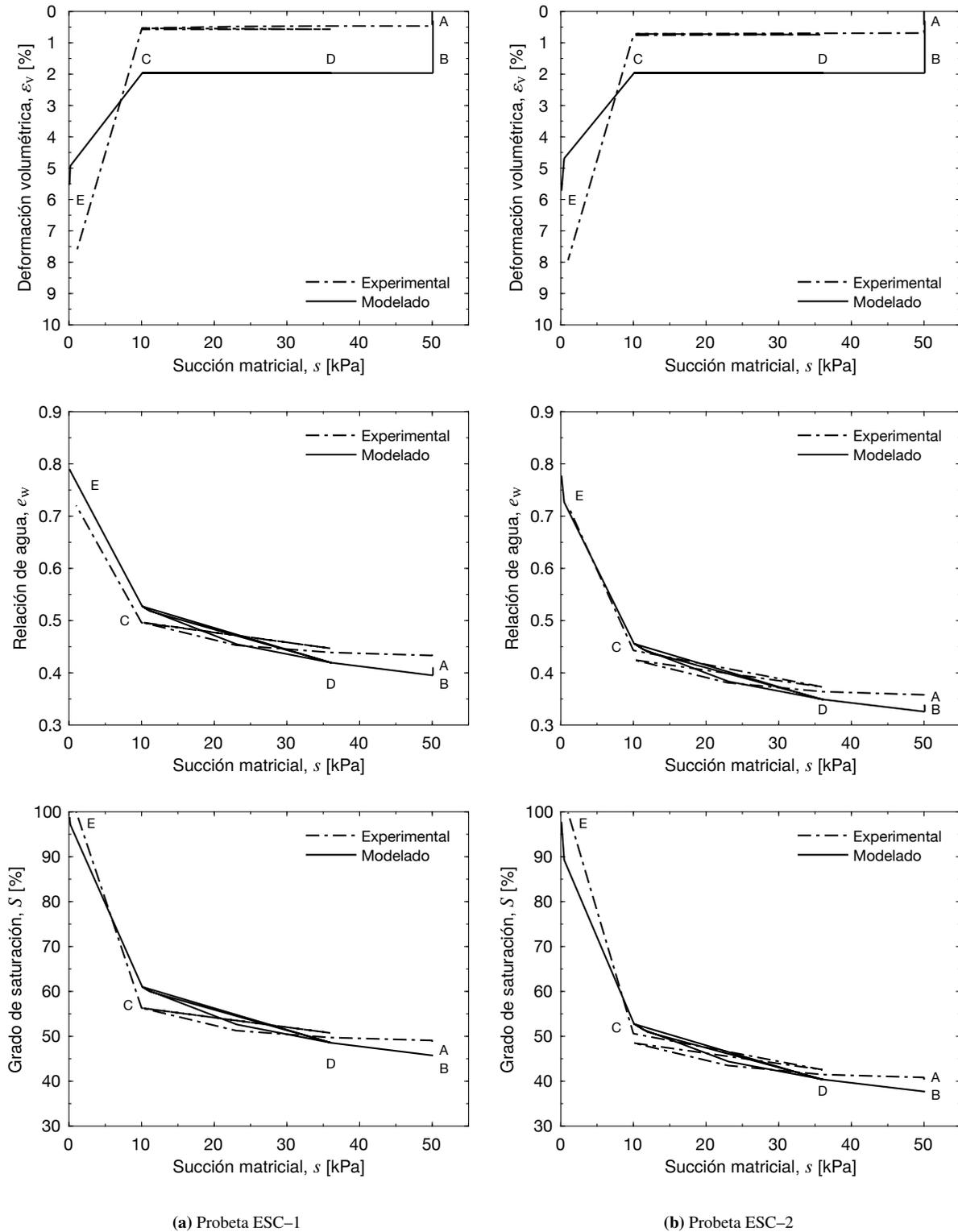


Figura 6.7: Variación de la deformación volumétrica, la relación de agua y el grado de saturación con la succión matricial en los ensayos edométricos con control de succión (datos experimentales de Gómez, 2009)

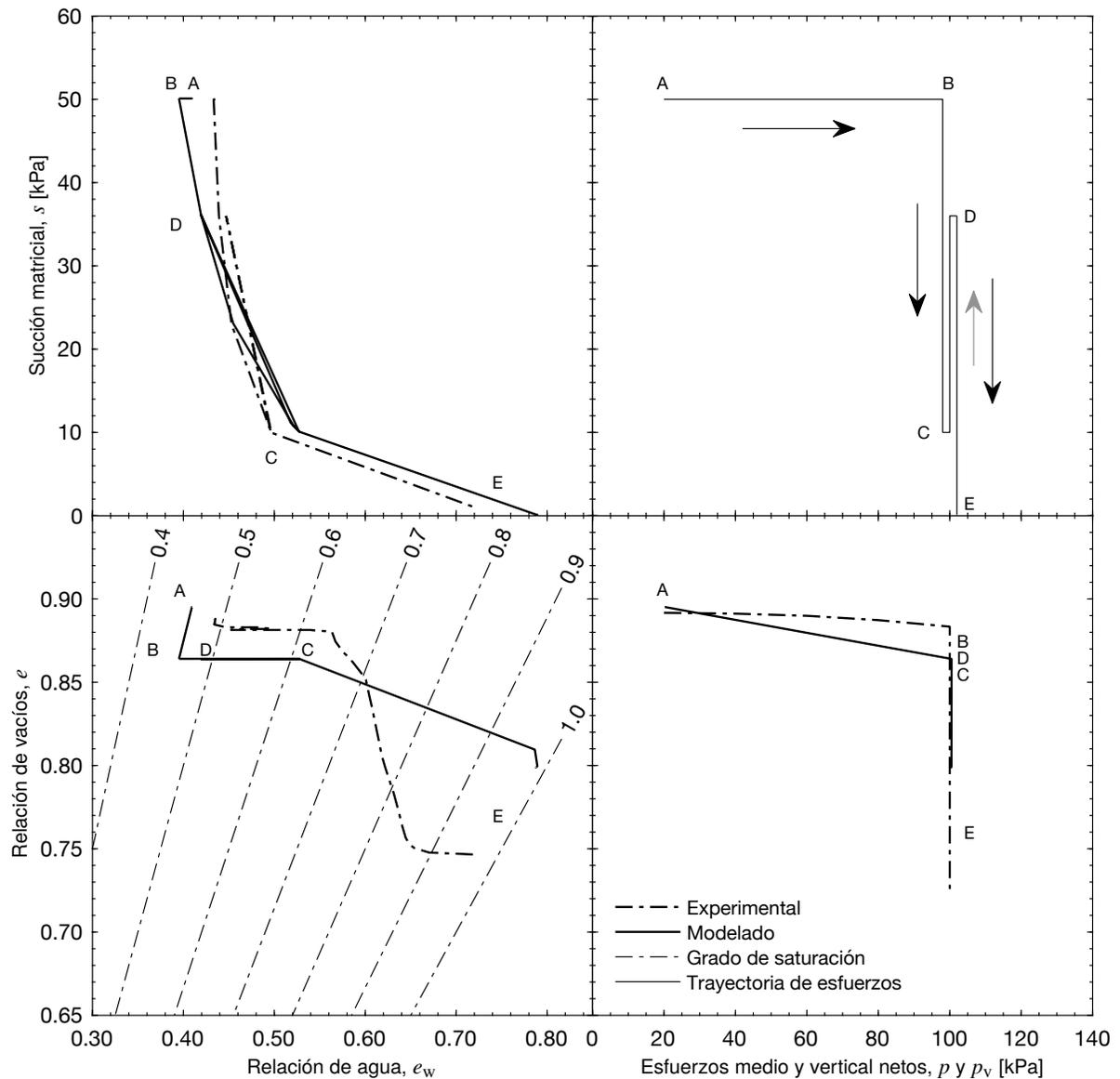


Figura 6.8: Diagrama SWEP (variables de esfuerzos y volumétricas conjugadas) obtenido del modelado numérico del ensayo edométrico con control de succión de la probeta ESC-1 (datos experimentales de Gómez, 2009)

mente los resultados del modelado numérico de dichos ensayos. Dadas las características de las probetas y condiciones de ensayo similares, los diagramas SWEP tanto para ESC-1 como para ESC-2 son también similares.

En el plano de las variables de estado volumétricas (Inferior-Izquierda) se observa que se cumple la premisa de que e_w tiende a e cuando S tiende a 1, tanto para los resultados experimentales como para el modelado numérico. Sin embargo, la trayectoria seguida presentó diferencias, especialmente en el tramo D→E después de pasar por segunda vez por el punto C. En la trayectoria

experimental la relación de vacíos disminuyó hasta su valor mínimo antes de llegar a la saturación completa. En la probeta ESC-1, e alcanzó el valor de 0.75 cuando S se aproximó a 0.87 y se mantuvo en este valor mínimo hasta el final de la prueba cuando S se acercó a 1 (Figura 6.8). En la probeta ESC-2, e alcanzó el valor de 0.72 cuando S se aproximó a 0.85 y se mantuvo en este valor mínimo hasta el final de la prueba cuando S se acercó a 1 (Figura 6.9). No sucedió exactamente lo mismo en el modelado numérico, donde la relación de vacíos disminuyó de manera más lineal, es decir, se pre-

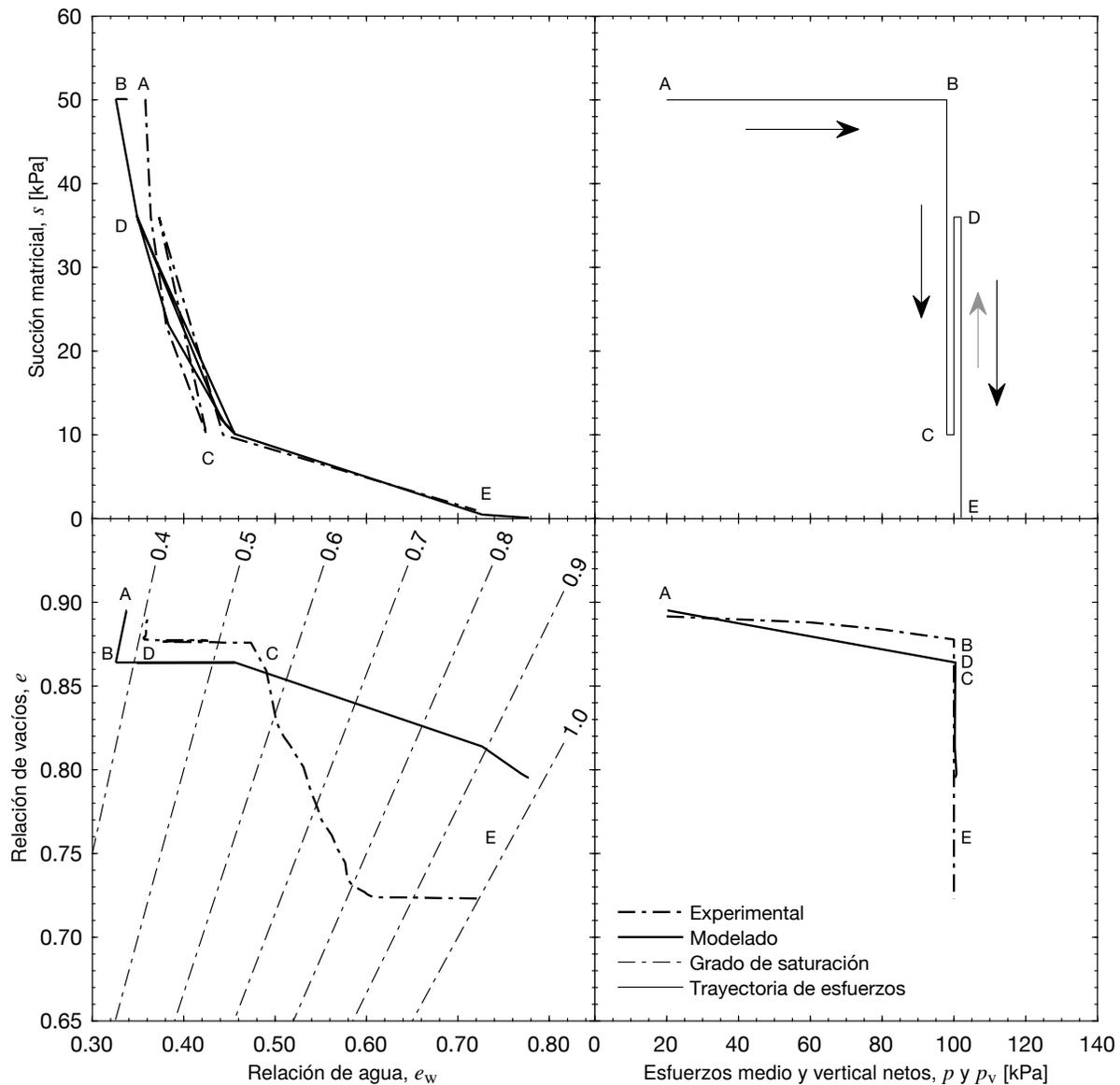


Figura 6.9: Diagrama SWEP (variables de esfuerzos y volumétricas conjugadas) obtenido del modelado numérico del ensayo edométrico con control de succión de la probeta ESC-2 (datos experimentales de Gómez, 2009)

sentó una saturación gradual hasta llegar al final de la prueba, donde se alcanzó la relación de vacíos mínima del orden de 0.8 en ambas probetas, justamente cuando el grado de saturación se aproximó a 1.

En el plano de compresión vertical (Inferior-Derecha), se observan las diferencias que se presentaron en la disminución de la relación de vacíos entre la trayectoria experimental y la modelada, lo cual es consecuente con la diferencia obtenida en la deformación volumétrica (Figura 6.7). En el plano de la curva de retención (Superior-Izquierda), se observa que aunque se

presentaron algunas diferencias entre la trayectoria experimental con la modelada, se logró un ajuste aceptable en los dos ensayos.

6.10.4. Acoplamiento hidro-mecánico

Del resumen de parámetros mecánicos, de acoplamiento hidro-mecánico y permeabilidad calibrados (Tabla 6.5), resultantes del proceso de modelado numérico de los ensayos edométricos con control de succión, se obtuvieron los parámetros de las curvas de retención que

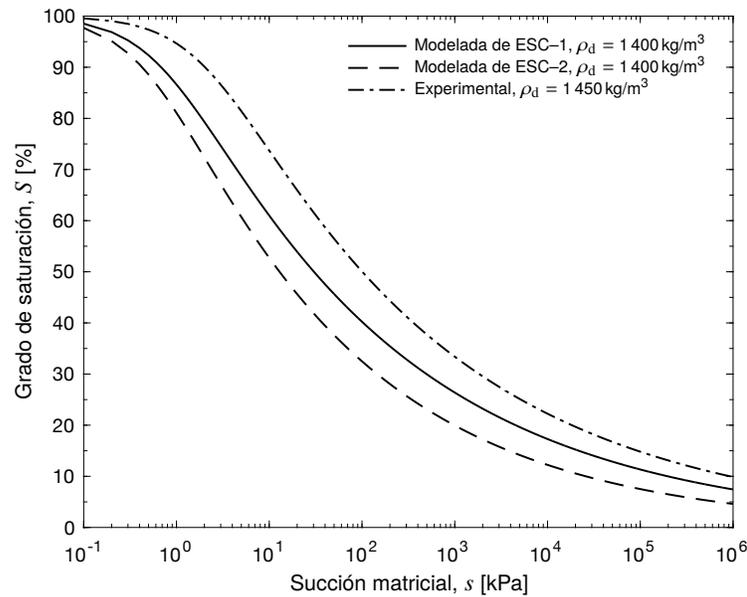


Figura 6.10: Curvas de retención experimental y calibradas en el modelado numérico de los ensayos edométricos con control de succión (datos experimentales para $\rho_d = 1\,450\text{ kg/m}^3$ de Ferber *et al.*, 2007)

mejor ajustaron el acoplamiento hidromecánico en las probetas ESC-1 y ESC-2 (Tabla 6.6). El ajuste en el modelado numérico se realizó utilizando el modelo de Van Genuchten (Ecuación 2.9). Se trazaron las curvas de retención modeladas junto con la curva de retención experimental más representativa del material A28 (Figura 6.10), correspondiente a una densidad seca de $1\,450\text{ kg/m}^3$. Se hizo esta comparación debido a que la densidad seca de las dos probetas ensayadas y modeladas fue de $1\,400\text{ kg/m}^3$.

Las curvas de retención de las probetas ESC-1 y ESC-2 están por debajo de la curva experimental (Figura 6.10), lo cual es aceptable debido a que la retención de agua se incrementa con la densidad para un mismo material. Aunque teóricamente era de esperarse que las curvas de retención de las dos probetas fueran iguales, el modelado numérico presentó cierta diferencia entre dichas curvas, mostrando menor capacidad de retención de agua la correspondiente a la probeta ESC-2. Esta di-

ferencia se debe a que en el tramo comprendido entre los puntos A y C de la trayectoria de esfuerzos seguida en los ensayos (Figura 6.1), tanto el grado de saturación como la relación de agua obtenidos experimentalmente fueron menores para la probeta ESC-2 que para la probeta ESC-1 (Figura 6.7). El grado de saturación modelado para la probeta ESC-1 estuvo entre 43.6 y 60.7 %, mientras que para la probeta ESC-2 estuvo entre 37.6 y 55.6 %. El modelado numérico se realizó tratando de reproducir los resultados experimentales lo más exactamente posible, y la única manera de lograrlo fue utilizando parámetros de ajuste ligeramente diferentes para las curvas de retención.

6.10.5. Parámetros del BBM

Del resumen de parámetros mecánicos, de acoplamiento hidromecánico y permeabilidad calibrados (Tabla 6.5), resultantes del proceso de modelado numérico de los

Tabla 6.6: Parámetros las curvas de retención de las probetas ESC-1 y ESC-2 (modelo de Van Genuchten) calibrados en el modelado numérico de los ensayos edométricos con control de succión

Probeta	m	n	α kPa ⁻¹	ψ_a kPa
ESC-1	0.155	1.183	1.429	0.7
ESC-2	0.175	1.212	2	0.5

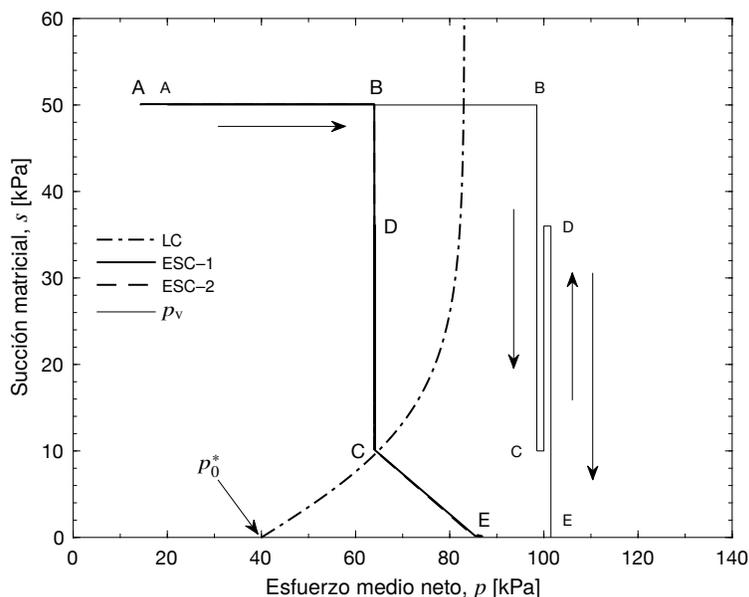


Figura 6.11: Línea de fluencia LC y trayectorias de esfuerzos obtenidas del modelado numérico de los ensayos edométricos con control de succión (la representación de la trayectoria de p_v es únicamente cualitativa)

ensayos edométricos con control de succión, (probetas ESC-1 y ESC-2), se obtuvieron los parámetros que rigen las Ecuaciones 4.14 y 4.15 del modelo BBM: el esfuerzo de referencia p^c , el esfuerzo de preconsolidación (saturado) p_0^* , el parámetro de rigidez elástica κ , el parámetro de rigidez plástica (saturado) $\lambda(0)$, el parámetro que define la rigidez máxima del suelo r , y el parámetro que controla la tasa de incremento de la rigidez con la succión β .

Los parámetros del modelo constitutivo BBM calibrados son generales para el material A28 (Tabla 6.7), a excepción del esfuerzo de preconsolidación p_0^* que corresponde a un estado particular de esfuerzos de las probetas ESC-1 y ESC-2. Estos parámetros determinan la línea de fluencia LC del modelo BBM por lo que fueron utilizados posteriormente en el modelado numérico del terraplén experimental de Rouen.

Esta información permitió realizar una gráfica con la línea de fluencia LC (Figura 6.11) donde también se trazó la trayectoria de esfuerzos correspondiente al esfuerzo medio neto p , obtenida del modelado numérico. De manera comparativa, en la misma gráfica se presenta la trayectoria de esfuerzos en términos del esfuerzo vertical neto p_v seguida en el ensayo edométrico con control de succión (Figura 6.1). El modelo BBM está formulado en términos del esfuerzo medio neto p , por lo que la representación de la trayectoria del esfuerzo vertical neto p_v es únicamente cualitativa. El colapso en los dos ensayos se presentó en la trayectoria D→E en donde se aplicó cambio de succión matricial bajo esfuerzo vertical neto constante, justamente después de pasar la segunda vez por el punto C (Figura 6.11). Las trayectorias de esfuerzos del modelo en los dos ensayos (ESC-1 y ESC-2) coinciden exactamente.

Tabla 6.7: Parámetros del BBM para el material A28 calibrados en el modelado numérico de los ensayos edométricos con control de succión

κ	$\lambda(0)$	r	β MPa ⁻¹	p^c kPa	p_0^* kPa
0.04	0.12	0.84	120	1	40

Modelado numérico de un terraplén experimental

7.1. Terraplén experimental de Rouen

En el Capítulo 5 se presentó una descripción detallada del terraplén experimental de Rouen, Francia, construido por el *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC), *Centre d'Expérimentations Routières de Rouen* (CER, CETE Normandie Centre) y la *Société National des Chemins de Fer* (SNCF). El proyecto se realizó con el objetivo de evaluar las consecuencias de las inundaciones por la base en terraplenes conformados por suelos finos no saturados. La información obtenida en el proyecto experimental sería útil en la evaluación del riesgo que implica el uso de suelos sensibles al agua (expansivos o colapsables), en terraplenes construidos en zonas propensas a inundaciones.

Con base en los resultados obtenidos en el modelado numérico de los ensayos edométricos con control de succión realizados sobre el material A28 (§ 6), y la información técnica acerca de la construcción y monitoreo presentada por Ferber *et al.* (2007), se realizó el modelado numérico en CODE_BRIGHT del terraplén experimental de Rouen (§ 5). En el modelado de los ensayos edométricos se determinaron los parámetros de compresibilidad en las trayectorias de carga–descarga (variación del esfuerzo vertical neto) y de humedecimiento–secado

(cambios en la succión matricial), además de los parámetros propios del modelo constitutivo BBM (*Barcelona Basic Model*). Estos parámetros se utilizaron como punto de partida en el modelado numérico del terraplén en donde se buscó el mejor ajuste con los resultados experimentales presentados por Ferber *et al.* (2007).

7.2. Geometría del modelo del terraplén

El modelado numérico se realizó sobre el perfil transversal de la estructura del terraplén (Figuras 5.1 y 5.2), con base en sus dimensiones y geometría (§ 5.2.1) se generó la nomenclatura de puntos, líneas y superficies del modelo (Figura 7.1a). La estructura del terraplén (Figura 5.3) está conformada por las capas 1, 2, 3 y 5, construidas con el material A28, y las capas 6 a 15 construidas con el material SNEC (Tabla 5.1). La capa 4 fue eliminada durante la construcción y su espesor adicionado a la capa 5. Esta modificación se realizó con el fin de obtener un menor grado de compactación en las capas inferiores en pro de lograr una base colapsable con el material A28. Las capas conformadas por el material SNEC (6 a 15) se modelaron como una única capa (6 en el modelo) debido a que se asumieron las mismas propiedades para todas estas capas.

Tabla 7.1: Duración de las etapas en el desarrollo y monitoreo del terraplén experimental

	Etapas de construcción	1. ^{er} tiempo de espera	Sat. base drenante	1. ^a inundación	2. ^o tiempo de espera	2. ^a inundación	3. ^{er} tiempo de espera
Período	-70 – 0	0 – 393	393 – 428	428 – 438	438 – 718	718 – 730	730 – 770
Nro. de días	70	393	35	10	280	12	40

7.3. Intervalos de tiempo y fases de inundación

Uno de los objetivos principales del terraplén experimental de Rouen fue el de evaluar las consecuencias de las inundaciones desde la base. En particular, se trató de describir el humedecimiento de la base del terraplén y sus consecuencias sobre las deformaciones y los desplazamientos verticales y horizontales inducidos. En la literatura técnica existente no se encuentra suficiente información sobre el proceso constructivo llevado a cabo.

El terraplén fue sometido a dos fases de humedecimiento por la base mediante el represamiento o inundación de sus costados oriental (E) y occidental (W) (Figura 5.9). La primera inundación se realizó por ambos costados (E y W) y hasta una altura media de 1 m, habiendo saturado previamente la base drenante del terraplén. La segunda inundación solo se realizó por un costado (W) y hasta una altura media de 1.5 m (§ 5.6).

Con la poca información existente se dedujo que la construcción se realizó desde aproximadamente 70 días antes del inicio del monitoreo, el cual fue marcado como día cero en el cronograma que describe las diferentes etapas del proyecto (Figura 5.6). Con base en el cronograma se realizó la discretización en el tiempo de las diferentes etapas de desarrollo y monitoreo del terraplén, para ser utilizadas en el modelado numérico del mismo (Tabla 7.1).

7.4. Condiciones iniciales y de contorno

En la Figura 7.1b se presentan las condiciones de contorno y restricciones impuestas. La base del terraplén (línea 1) tiene restringidos los desplazamientos tanto horizontales como verticales, mientras que a los contornos que conforman los taludes y la corona no se les impuso ninguna restricción.

Por tratarse de suelos no saturados es necesario fijar la succión matricial inicial de cada capa de material A28 y SNEC que conforman la estructura del terraplén. La

succión de un suelo depende de diferentes factores como el tipo de suelo, el contenido de agua y la densidad seca, entre otros. Se cuenta con algunas curvas de retención experimentales para diferentes densidades secas del material A28 (Figura 6.5), sin embargo, para poder utilizar estas curvas se requiere determinar primero la densidad seca y el contenido de agua iniciales de cada una de las capas. La densidad seca inicial se determina más adelante junto con la porosidad inicial (§ 7.5). El contenido de agua inicial se obtiene del perfil de contenidos de agua en la construcción del terraplén (Figura 5.8a).

Para la estimación de las succiones matriciales iniciales se presentaron algunas limitantes. No se obtuvieron curvas de retención experimentales para todas las densidades determinadas tanto para el material A28 como para el SNEC. Además, el contenido de agua inicial presenta una heterogeneidad apreciable (Figura 5.8a), por lo que las succiones iniciales determinadas con base en las curvas de retención son aproximadas.

También es posible estimar la succión matricial inicial de cada capa de material A28 después de haber determinado la densidad seca y el contenido de agua iniciales, utilizando la gráfica de la Figura 6.4 que presenta isóneas de esfuerzo de preconsolidación y de succión matricial obtenidas para diferentes condiciones de compactación. Los valores así obtenidos difieren (unos más que otros) de los estimados con las curvas de retención. Por esta razón, y como son valores iniciales tentativos para un modelado que busca un ajuste de parámetros de acuerdo a resultados experimentales, se tomó como valor inicial de succión matricial de cada capa el valor promedio entre las dos estimaciones realizadas (Tabla 7.2).

7.5. Porosidad y densidad seca

Con el terraplén experimental de Rouen se buscó conocer el efecto de los cambios de humedad en los asentamientos del material de la estructura. Por esta razón las capas de la base colapsable conformada por el material A28 fueron subcompactadas. Sin embargo, en el procedimiento constructivo la capa 1 alcanzó un grado de

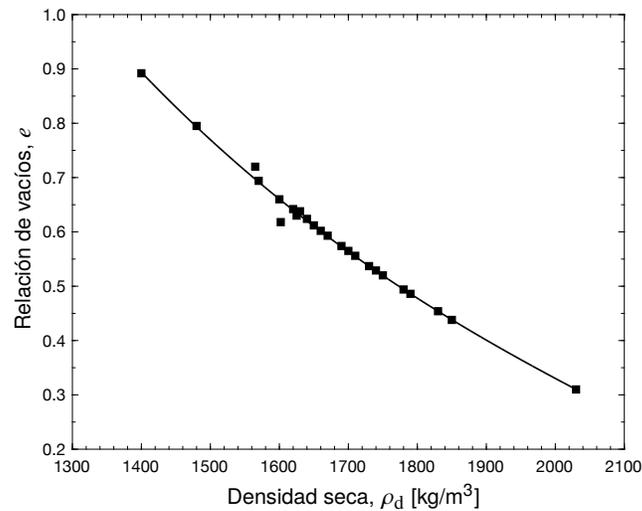


Figura 7.2: Relación entre la densidad seca y la relación de vacíos del material A28 con base en datos obtenidos de Gómez (2009) y Gómez (2013)

compactación considerable, mayor a lo esperado, por lo que las capas siguientes fueron compactadas con menor energía. El material SNEC que conforma la parte superior de la estructura si fue compactado con la energía suficiente para alcanzar grados de compactación superiores al 95 % del Proctor Normal. Este proceso es quizá el responsable de que la capa 5 de material A28 ubicada justamente bajo las capas de material SNEC, alcanzó densidades secas mayores a las deseadas, superiores a las de las capas 2 y 3. En la Figura 5.8b se presentan las mediciones de densidad seca con doble sonda Gamma y con densímetro GPV en la etapa de construcción del terraplén, con base en ella se obtuvieron los valores estimados iniciales de densidad seca de cada capa de suelo en el momento de la construcción (Tabla 7.2).

Gómez (2009) y Gómez (2013) realizaron diferentes pruebas de laboratorio en donde determinaron la relación de vacíos para diferentes densidades secas del material A28. Una representación gráfica de estos resultados (Figura 7.2) permite obtener la relación de vacíos y la porosidad iniciales de las diferentes capas de material A28 a partir de las densidades secas ya estimadas (Tabla 7.2).

7.6. Resistencia y compresibilidad

Los valores de la cohesión c' y del ángulo de fricción interna ϕ' del material A28, al igual que en el modelado de las probetas ESC-1 y ESC-2 se obtuvieron de los ensayos previos de laboratorio realizados en otros estudios (Figura 6.3a). Los parámetros de compresibilidad

κ y $\lambda(0)$ utilizados fueron los calibrados en el modelado numérico de las probetas, que junto a los parámetros particulares calibrados r , β y p^c del modelo constitutivo BBM se presentan en la Tabla 6.7.

7.7. Esfuerzo de preconsolidación

Para determinar los esfuerzos de preconsolidación iniciales de cada capa de material A28 (Tabla 7.2), se procedió de igual manera que en el modelado numérico de las probetas ESC-1 y ESC-2, utilizando la gráfica de la Figura 6.4, presentada por Gómez (2013) y que relaciona mediante isoclinas la densidad seca, el contenido de agua, la succión matricial y el esfuerzo de preconsolidación del material A28.

7.8. Acoplamiento hidro-mecánico

Siguiendo el mismo procedimiento para determinar los parámetros de acoplamiento hidro-mecánico para el modelado numérico de las probetas ESC-1 y ESC-2 (§ 6.7), se determinaron los parámetros correspondientes a cada capa de material A28 de la base colapsable del terraplén. En la Tabla 6.4 se presentan los parámetros de ajuste de las curvas de retención para diferentes densidades secas mediante el modelo de Van Genuchten (Ecuación 2.9). Además, en la Tabla 6.6 se presentan los parámetros de las curvas de retención de las probetas ESC-1 y ESC-2 calibrados en el proceso de modelado, en donde se ob-

Tabla 7.2: Propiedades iniciales de las diferentes capas de material A28

Capa	ρ_d kg/m ³	e	n	w %	P_0^* kPa	s kPa
1	1 730	0.54	0.35	17.1	100	33
2	1 450	0.83	0.45	14.7	55	74
3	1 550	0.71	0.42	16.2	65	47
5	1 600	0.66	0.4	18.5	60	20

La capa 4 fue eliminada durante la construcción

serva que hubo una diferencia en la retención de agua de ambas probetas, dada la discrepancia entre en los parámetros m y n , aunque corresponden a la misma densidad seca (1 400 kg/m³). Esto dificultó la selección de los parámetros iniciales de las curvas de retención utilizados en el modelado numérico del terraplén experimental (Tabla 7.3). Como el objetivo fue calibrar los parámetros en el proceso de modelado, se optó por estimar los parámetros iniciales de las curvas de retención de cada capa utilizando la información disponible (Tablas 6.4 y 6.6), es decir, con curvas de retención ajustadas a partir de datos experimentales, y con curvas obtenidas a partir de los resultados calibrados después del modelado de las probetas ESC-1 y ESC-2.

7.9. Permeabilidad

Con relación a los parámetros de permeabilidad de las diferentes capas de la estructura del terraplén experimental, aplica lo expuesto para el modelado numérico de las probetas ESC-1 y ESC-2 (§ 6.8). Para determinar la permeabilidad saturada de cada capa de material A28, se utilizaron los resultados obtenidos por Gómez (2009) mediante ensayos de laboratorio con este material (muestras S(4.3 – 4.9 m) y Blq1), presentados en una gráfica que relaciona la permeabilidad saturada con la relación de vacíos (Figura 6.6a). En el modelado numérico se requiere trabajar en términos de la permeabilidad

absoluta, por lo que los valores de permeabilidad saturada se pasaron a términos de permeabilidad absoluta (Ecuación 2.19). La permeabilidad relativa se determinó mediante el modelo generalizado (Ecuación 2.18) usando como exponente del modelo el valor calibrado en el modelado numérico de las probetas ESC-1 y ESC-2 (Tabla 6.5).

7.10. Parámetros y propiedades del material SNEC

El material SNEC por ser material complementario en el terraplén experimental de Rouen, y al no formar parte de la base colapsable y objeto de estudio del proyecto, no ha sido sometido a mayores estudios de caracterización y análisis. Sin embargo, en el reporte final del proyecto presentado por Ferber *et al.* (2007) y en algunos otros artículos escritos sobre esta estructura experimental es posible encontrar información, que aunque limitada, permitió obtener los parámetros iniciales mínimos necesarios para desarrollar el proceso de modelado numérico.

Del reporte presentado por Ferber *et al.* (2007) se obtuvo la densidad seca (Figura 5.8b) y el contenido de agua inicial (Tabla 5.1). De este reporte también se obtuvieron los datos experimentales para el ajuste de las curvas de retención para las densidades secas de

Tabla 7.3: Parámetros iniciales de las curvas de retención de cada capa de material A28 (modelo de Van Genuchten)

Capa	ρ_d kg/m ³	m	n	α kPa ⁻¹	ψ_a kPa
1	1 730	0.18	1.22	0.037	27
2	1 450	0.17	1.2	0.333	3
3	1 550	0.17	1.2	0.083	12
5	1 600	0.17	1.2	0.063	16

La capa 4 fue eliminada durante la construcción

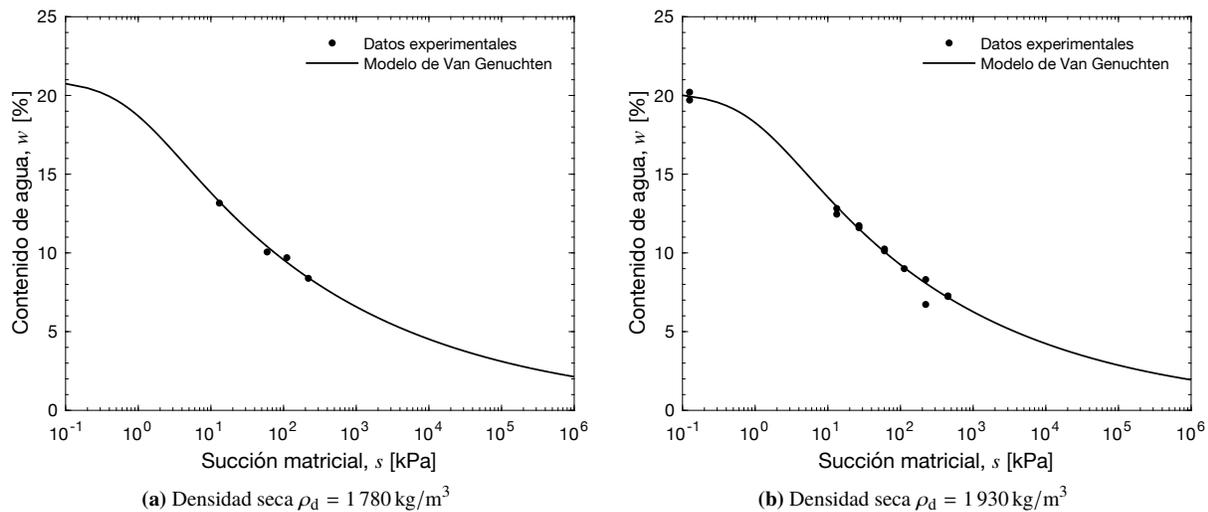


Figura 7.3: Curvas de retención del material SNEC (datos experimentales de Ferber *et al.*, 2007)

1780 y 1930 kg/m^3 del material SNEC (Figura 7.3), determinando así los parámetros de acoplamiento hidromecánico y la succión matricial inicial. Debido a la baja cantidad de datos de laboratorio para el ajuste de la curva para la densidad seca de 1780 kg/m^3 , este se hizo teniendo en cuenta la similitud de parámetros con la curva correspondiente a la densidad seca de 1930 kg/m^3 .

El modelado numérico del material SNEC se realizó mediante el modelo elástico lineal. Los valores del módulo de elasticidad E y de la relación Poisson ν fueron asumidos.

En las filas denominadas «Inicial» de las Tablas 7.5 y 7.6 se presentan las propiedades, parámetros mecánicos y parámetros de acoplamiento hidromecánico iniciales del material SNEC. Los parámetros calibrados después del modelado numérico se encuentran en las filas denominadas «Calibrado».

7.11. Definición del modelo computacional

Con las propiedades y parámetros iniciales de cada capa de material A28 ya establecidos (§§ 7.2 a 7.9), de acuerdo a la información requerida por CODE_BRIGHT para aplicar el modelo constitutivo BBM (Tablas 6.1 y 6.2), se elaboró la Tabla 7.4 con el resumen de los parámetros mecánicos y de acoplamiento hidromecánico. Estos se ubican bajo la columna denominada «Inicial» para cada una de las capas (1 a 5) de material A28 que conforman la base colapsable del terraplén. De igual manera,

en las filas denominadas «Inicial» de las Tablas 7.5 y 7.6 se presentan los parámetros mecánicos y de acoplamiento hidromecánico del material SNEC definidos previamente (§ 7.10).

Se simuló la historia completa de la construcción y posterior monitoreo del terraplén experimental. El proceso incluye la construcción, un primer tiempo de espera, la saturación de la base drenante, la primera inundación tanto por la base como por los dos costados (E y W) hasta una altura de 1 m, un segundo tiempo de espera sin inundación, una segunda inundación por la base y un costado (W) hasta una altura de 1.5 m, y un tercer tiempo de espera sin inundación (Tabla 7.1). En el análisis se consideró de manera simplificada un nivel constante de agua en cada una de las inundaciones, basado en el promedio de los datos reportados por Ferber *et al.* (2007).

La geometría del modelo corresponde a la sección transversal del terraplén (Figura 5.2) previamente descrita (§ 7.2). Las capas 6 a 15 conformadas por el material SNEC se modelaron como una única capa (6 en el modelo) acumulando su tiempo de construcción, por considerarse todas con iguales propiedades (Figura 7.1a). El peso de las capas se aplicó de manera lineal, en forma de rampa, para que cada una alcanzara su peso completo al final del tiempo de construcción correspondiente.

Se discretizó el modelo en elementos finitos triangulares (Figura 7.4) con tres grados de libertad: presión del agua, desplazamiento horizontal y desplazamiento vertical. La base colapsable de material A28 (capas 1, 2, 3 y 5), objeto de estudio, se discretizó de manera

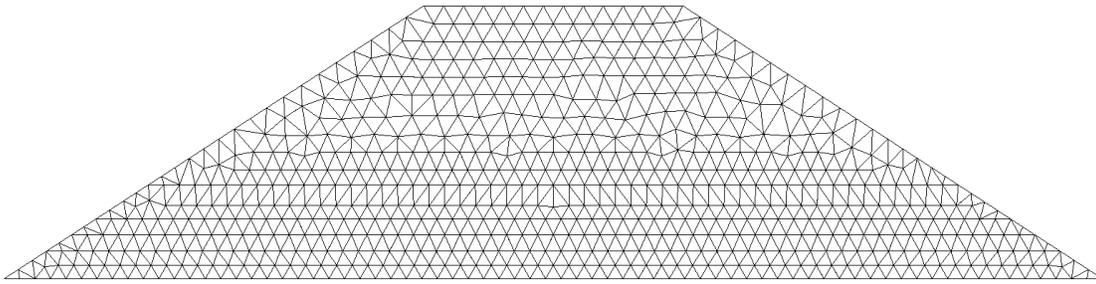


Figura 7.4: Discretización del modelo del terraplén experimental usando elementos finitos

más densa que la capa superior de material SNEC (capa 6), pero la malla de elementos finitos en general es lo suficientemente densa para lograr una buena precisión.

7.12. Análisis de resultados

En el modelado numérico, partiendo de los parámetros iniciales, estos se calibraron hasta lograr el mejor ajuste teniendo como referencia los resultados experimentales presentados por Ferber *et al.* (2007). Se complementó la Tabla 7.4 con los valores definitivos de todos los parámetros mecánicos y de acoplamiento hidro-mecánico del material A28, ubicándolos bajo la columna denominada «Calibrado». De igual manera se procedió con el material SNEC, en las filas denominadas «Calibrado» de las Tablas 7.5 y 7.6.

Posteriormente se realizaron análisis y gráficas de los diferentes resultados para cada una de las capas de la base colapsable del terraplén. En el análisis, la localización de cada sensor o sonda hace referencia a la altura medida desde la base del terraplén, es decir, desde la cota superior de la base drenante. Para referirse a los intervalos de tiempo se hace mencionando los días límite de dichos intervalos (Tabla 7.1), anteponiendo la letra D, así:

- D0** Final de la etapa de construcción.
Inicio del primer tiempo de espera.
- D393** Final del primer tiempo de espera.
Inicio de la saturación de la base drenante.
- D428** Final de la saturación de la base drenante.
Inicio de la primera inundación.
- D438** Final de la primera inundación.
Inicio del segundo tiempo de espera.
- D718** Final del segundo tiempo de espera.
Inicio de la segunda inundación.

- D730** Final de la segunda inundación.
Inicio del tercer tiempo de espera.

- D770** Final del tercer tiempo de espera.

7.12.1. Contenido de agua volumétrico

El terraplén experimental de Rouen fue instrumentado para realizar el control del contenido de agua volumétrico mediante 40 sondas TDR (*Time Domain Reflectometry*), estratégicamente localizadas en los perfiles de la estructura (Figura 5.7). El modelado numérico se realizó sobre un perfil que involucra 6 sondas TDR ubicadas en las diferentes capas de la base colapsable, que permitieron hacer comparaciones de los resultados modelados con los resultados experimentales.

Las sondas TDR-1W4 y TDR-1W5 localizadas a una altura de 0.1 y 0.3 m respectivamente, midieron el contenido de agua volumétrico de la primera capa, mientras que la TDR-1W6 localizada a 0.55 m lo hizo en el límite entre las capas 1 y 2. En la Figura 7.5 se presentan las mediciones de estas sondas junto con los resultados del modelado numérico. El ajuste obtenido es aceptable, notándose una ligera discrepancia en la sonda TDR-1W5 (Figura 7.5b) durante el primer tiempo de espera, antes de la primera inundación. En el modelo se observa un constante aumento del contenido de agua volumétrico en la etapa de construcción, que se estabiliza en el primer tiempo de espera. Este comportamiento no se puede comparar con mediciones experimentales debido a que no se cuenta con información de ninguna sonda en la etapa de construcción.

La sonda TDR-2W9 ubicada a 0.85 m, midió el contenido de agua volumétrico en el límite entre la capa 2 y la capa 3 de la base colapsable del terraplén (Figura 7.6a). Las mediciones indican que hubo un aumento constante en el contenido de agua volumétrico entre el D0 y el D400, llegando a incrementarse en un 7 %, comportamiento que no es consecuente con los datos de las

Tabla 7.4: Parámetros mecánicos, de acoplamiento hidro-mecánico y permeabilidad usados en el modelado numérico del terraplén experimental mediante BBM

Parámetro	Unidad	Capa 1: 0 – 0.53 m		Capa 2: 0.53 – 0.85 m		Capa 3: 0.85 – 1.15 m		Capa 5: 1.15 – 1.81 m	
		Inicial	Calibrado	Inicial	Calibrado	Inicial	Calibrado	Inicial	Calibrado
<i>Propiedades y parámetros iniciales</i>									
w	%	17.1	17.1	14.7	14.7	16.2	16.2	18.5	18.5
ρ_d	kg/m ³	1730	1703	1450	1592	1550	1573	1600	1651
e	–	0.54	0.56	0.83	0.67	0.71	0.69	0.66	0.61
n	–	0.35	0.36	0.45	0.4	0.42	0.41	0.4	0.38
p_0^*	kPa	100	66	55	30	65	13	60	60
s	kPa	33	40	74	70	47	50	20	20
<i>Elasticidad no lineal</i>									
a_1	–	-0.0026	-0.0026	-0.0022	-0.0024	-0.0023	-0.0024	-0.0024	-0.0025
a_2	–	-0.00026	-0.00026	-0.00022	-0.00024	-0.00023	-0.00024	-0.00024	-0.00025
ν	–	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
tens	MPa	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1
K_{\min}	MPa	6.5	6.0	6.5	3.5	6.5	1.2	6.5	4.2
<i>Viscoplasticidad – Parámetros generales 1</i>									
Γ_0	s ⁻¹	1	0.1	1	0.1	1	0.1	1	0.1
N	–	1	1	1	1	1	1	1	1
F_0	MPa	1	1	1	1	1	1	1	1
δ	–	0	0	0	0	0	0	0	0
b	–	0.396	0.396	0.396	0.396	0.396	0.396	0.396	0.396
<i>Viscoplasticidad – Parámetros generales 2</i>									
n	–	1	1	1	1	1	1	1	1
γ	–	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11
μ_{DRY}	–	1.244	1.244	1.244	1.244	1.244	1.244	1.244	1.244
$\left(J_1^{0*}\right)_F$	MPa	0.330	0.198	0.165	0.09	0.195	0.039	0.18	0.18
$\left(J_1^{0*}\right)_G$	MPa	0.330	0.198	0.165	0.09	0.195	0.039	0.18	0.18
a	–	3	3	3	3	3	3	3	3
μ_{SAT}	–	1.244	1.244	1.244	1.244	1.244	1.244	1.244	1.244
<i>Viscoplasticidad – Parámetros generales 3</i>									
κ	–	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
$\lambda(0)$	–	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
r	–	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84
β	MPa ⁻¹	120	120	120	120	120	120	120	120
p^c	MPa	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
k_2	–	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
k_3	–	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
<i>Curva de retención (modelo de Van Genuchten)</i>									
p_0	MPa	0.027	0.011	0.003	0.01	0.012	0.007	0.016	0.013
σ_0	N·m ⁻¹	0.072	0.072	0.072	0.072	0.072	0.072	0.072	0.072
λ	–	0.18	0.2	0.17	0.23	0.17	0.23	0.17	0.18
S_{H}	–	0	0	0	0	0	0	0	0
S_{S}	–	1	1	1	1	1	1	1	1
<i>Permeabilidad intrínseca (modelo de Kozeny)</i>									
$(k_{11})_0$	m ²	1.0×10 ⁻¹⁵	3.0×10 ⁻¹⁵	7.9×10 ⁻¹⁴	8.0×10 ⁻¹⁵	1.3×10 ⁻¹⁴	1.0×10 ⁻¹⁴	6.1×10 ⁻¹⁵	3.8×10 ⁻¹⁵
$(k_{11})_0$	m ²	1.0×10 ⁻¹⁵	3.0×10 ⁻¹⁵	7.9×10 ⁻¹⁴	8.0×10 ⁻¹⁵	1.3×10 ⁻¹⁴	1.0×10 ⁻¹⁴	6.1×10 ⁻¹⁵	3.8×10 ⁻¹⁵
$(k_{11})_0$	m ²	1.0×10 ⁻¹⁵	3.0×10 ⁻¹⁵	7.9×10 ⁻¹⁴	8.0×10 ⁻¹⁵	1.3×10 ⁻¹⁴	1.0×10 ⁻¹⁴	6.1×10 ⁻¹⁵	3.8×10 ⁻¹⁵
ϕ_0	–	0.35	0.36	0.45	0.4	0.42	0.41	0.4	0.38
<i>Permeabilidad relativa (modelo generalizado)</i>									
A	–	1	1	1	1	1	1	1	1
λ	–	4	4	4	4	4	4	4	4

La capa 4 fue eliminada durante la construcción

Tabla 7.5: Propiedades y parámetros mecánicos del material SNEC usados en el modelado numérico del terraplén experimental mediante BBM

Estado del parámetro	ρ_d kk/m ³	e	n	w %	s kPa	E MPa	ν
Inicial	1930	0.39	0.28	12.5	18	30	0.3
Calibrado	1930	0.54	0.35	12.5	15	30	0.3

demás sondas TDR que muestran un valor casi constante en este intervalo. Esta sonda fue instalada entre las capas menos compactadas inicialmente, es decir, con menor densidad seca. Sin embargo, las gráficas de los desplazamientos verticales en esta zona (Figuras 7.8a y 7.8b) muestran que hubo asentamientos notables durante los primeros 400 días, llegando hasta un 8 %.

Los asentamientos producen un aumento en la densidad seca y si se supone que la cantidad de agua no cambia, el contenido de agua volumétrico debe incrementarse. En este caso, sin embargo, estos incrementos no podrían ser tan altos como el presentado por la sonda TDR-2W9 (Figura 7.6a) que son de alrededor del 7 %. Por lo tanto, el incremento de 7 puntos en el contenido de agua volumétrico de la sonda TDR-2W9 no puede explicarse solo por un asentamiento, es más bien el efecto complementario de un asentamiento y un aumento en el contenido de agua, que bien pudo deberse a infiltraciones notables en el terraplén antes de la primera inundación (Ferber *et al.*, 2007).

Considerando que la causa de la medición atípica en la sonda TDR-2W9 es supuesta, y al no contar con mayor información al respecto, para el modelado numérico no se consideró ninguna entrada de agua adicional que afecte esta sonda. Como resultado se obtiene un comportamiento similar al de las otras sondas, es decir, un contenido de agua volumétrico casi constante hasta llegar al D428, donde inició la primera inundación.

Entre la primera y la segunda inundación el modelo se ajusta satisfactoriamente a los valores medidos. Después de la segunda inundación se observa que la sonda

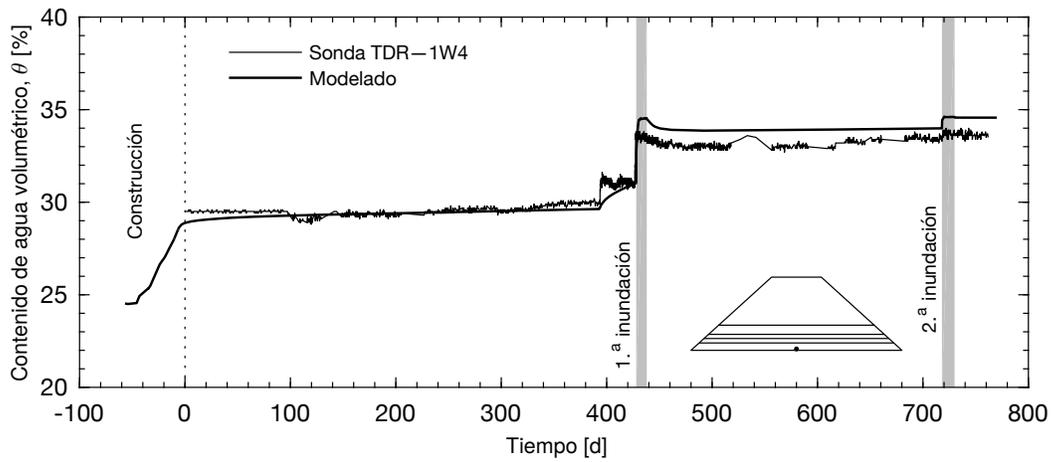
TDR-2W9 (Figura 7.6a) presentó un crecimiento súbito muy alto en el contenido de agua volumétrico con tendencia a disminuir posteriormente, mientras que el modelo muestra un incremento moderado con tendencia a mantenerse.

La sonda TDR-3W10 ubicada a 1.15 m, midió el contenido de agua volumétrico en el límite entre la capa 3 y la capa 5 de la base colapsable del terraplén (Figura 7.6b). Se debe recordar que la capa 4 fue eliminada durante la construcción y su espesor adicionado a la capa 5. El ajuste fue aceptable en el período comprendido entre el D0 y el D428, previo a la primera inundación. Entre la primera y la segunda inundación el modelo muestra el incremento del contenido de agua volumétrico causado por la primera inundación, con valores un tanto mayores a los medidos, pero no superiores al 2 %. A partir de la segunda inundación el modelo presenta un comportamiento similar a la sonda TDR-3W10, aumentando el contenido de agua volumétrico pero manteniendo el desfase alcanzado en el intervalo inmediatamente anterior.

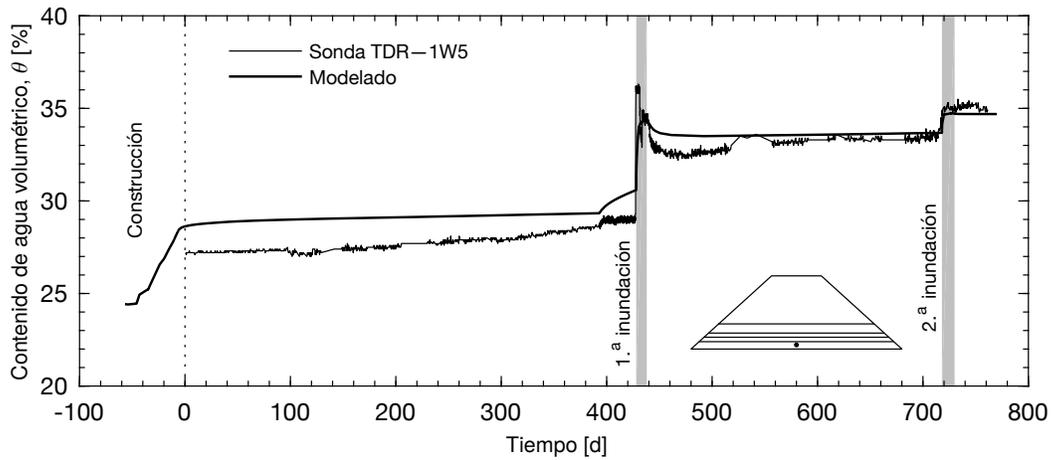
La sonda TDR-5W13 ubicada a 1.8 m, midió el contenido de agua volumétrico en el límite entre la capa 5 de material A28 y la capa 6 de material SNEC (Figura 7.6c). La sonda TDR-5W13 presenta un comportamiento casi constante, donde el efecto de las inundaciones tiende a desaparecer. Sin embargo, el modelo aún detecta los efectos de las dos inundaciones. Entre el D0 y el D428, período previo a la primera inundación, el modelo está dos puntos por debajo de la sonda TDR-5W13, pero que a partir de la primera inundación el ajuste ya es aceptable.

Tabla 7.6: Parámetros de acoplamiento hidro-mecánico y permeabilidad del material SNEC usados en el modelado numérico del terraplén experimental mediante BBM

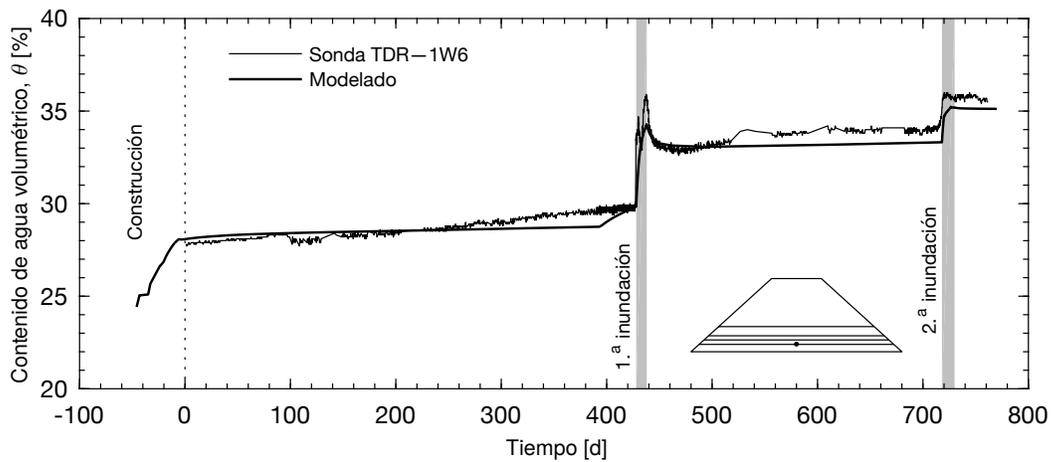
Estado del parámetro	Curva de retención				Permeabilidad		
	m	n	α kPa ⁻¹	ψ_a kPa	K m ²	A	m
Inicial	0.14	1.16	1	1	1.0×10^{-16}	1	3
Calibrado	0.15	1.18	0.033	30	5.0×10^{-17}	1	3



(a) Sonda TDR-1W4 ubicada 0.1 m de altura

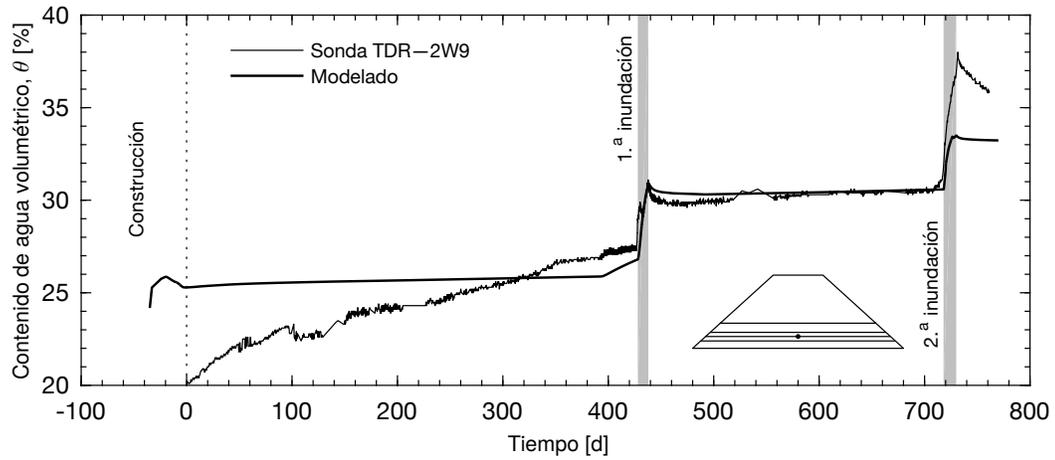


(b) Sonda TDR-1W5 ubicada 0.3 m de altura

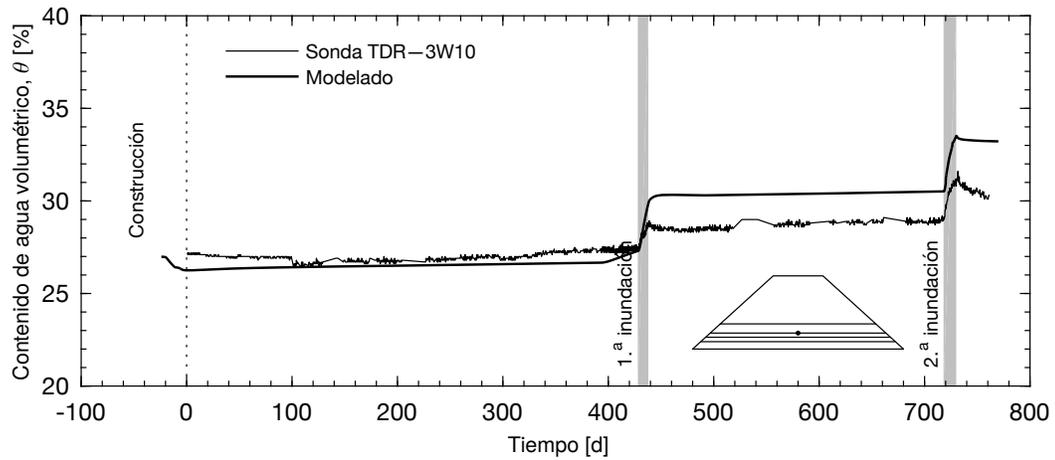


(c) Sonda TDR-1W6 ubicada 0.55 m de altura

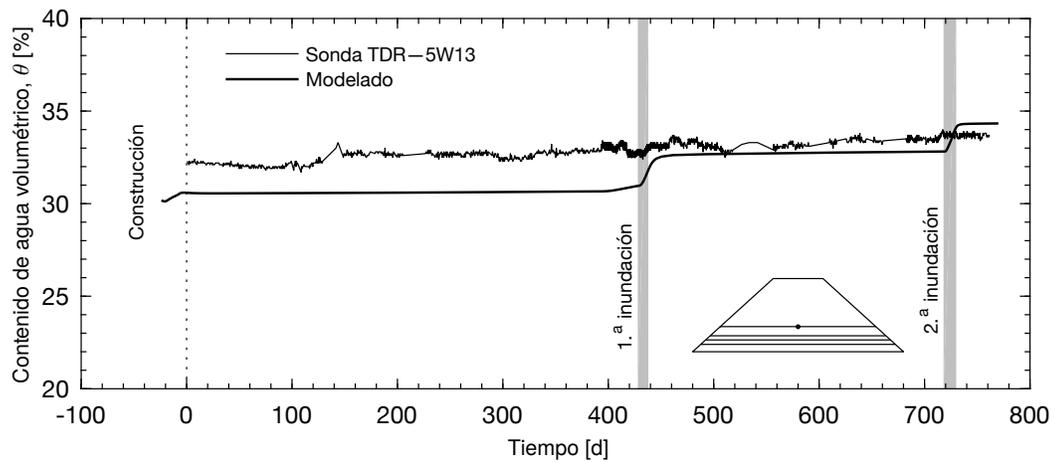
Figura 7.5: Evolución en el tiempo de los contenidos volumétricos de agua modelados y medidos con las sondas TDR-1W4, TDR-1W5 y TDR-1W6 (datos experimentales de Ferber *et al.*, 2007)



(a) Sonda TDR-2W9 ubicada 0.85 m de altura



(b) Sonda TDR-3W10 ubicada 1.15 m de altura



(c) Sonda TDR-5W13 ubicada 1.8 m de altura

Figura 7.6: Evolución en el tiempo de los contenidos volumétricos de agua modelados y medidos con las sondas TDR-2W9, TDR-3W10 y TDR-5W13 (datos experimentales de Ferber *et al.*, 2007)

Antes de la primera inundación, específicamente entre el D393 y el D428, se realizó la saturación de la base drenante (Tabla 7.1). Esto se ve reflejado especialmente en las mediciones de las sondas TDR-1W4 y TDR-1W5 con un ligero aumento en el contenido de agua volumétrico. El modelado numérico también refleja este hecho en todas las sondas analizadas, disminuyendo gradualmente con la altura hasta casi desaparecer en las últimas dos sondas (TDR-3W10 y TDR-5W13).

7.12.2. Deformaciones verticales

El terraplén experimental fue instrumentado para realizar el control del desplazamiento vertical mediante 18 sensores LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) con bridas, estratégicamente localizados en los perfiles de la estructura (Figura 5.7). El modelado numérico se realizó sobre un perfil que involucra 6 sensores LVDT, ubicados en las diferentes capas de la base colapsable, que permitieron hacer comparaciones de los resultados modelados con los resultados experimentales.

La información de todos los sensores LVDT inicia desde el D0, desconociéndose el comportamiento experimental en el tiempo de construcción. El modelado numérico muestra que en este tiempo se presentaron asentamientos a medida que el peso de las capas superiores se iba acumulando sobre las inferiores. Este fenómeno es más notorio en las capas 2 y 3 de la base colapsable del terraplén, que precisamente son las que menor grado de compactación tuvieron. Las deformaciones verticales de estas capas se monitorearon con los sensores LVDT-1D9 y LVDT-1D2, que en el período de construcción presentaron deformaciones del 2.5 % y del 6.5 % respectivamente, mientras que los sensores para las otras capas mostraron que las deformaciones en este período no superaron el 1 % (Figuras 7.7 y 7.8).

El sensor LVDT-0D21 midió las deformaciones entre 0.02 y 0.2 m, el LVDT-0D6 entre 0 y 0.42 m, y el LVDT-0D1 entre 0 y 0.54 m (Figura 7.7). Durante la saturación de la base drenante (D393-D428) se generó un aumento del contenido de agua volumétrico en las sondas TDR-1W4 y TDR-1W5 de la capa 1. El incremento del contenido de agua volumétrico en la capa 1 de la base colapsable se acompaña de un asentamiento en los sensores LVDT-0D21, LVDT-0D6 y LVDT-0D1, causando deformaciones entre 0.5 % y 1.5 % en esta capa que resultó ser la de mayor grado de compactación inicial. La primera y segunda inundación causaron efectos mínimos en estos sensores. Sin embargo, aunque el modelado numérico reflejó incremento del contenido de agua volumétrico en el período de saturación, no mostró deformaciones sino hasta que se presentó la pri-

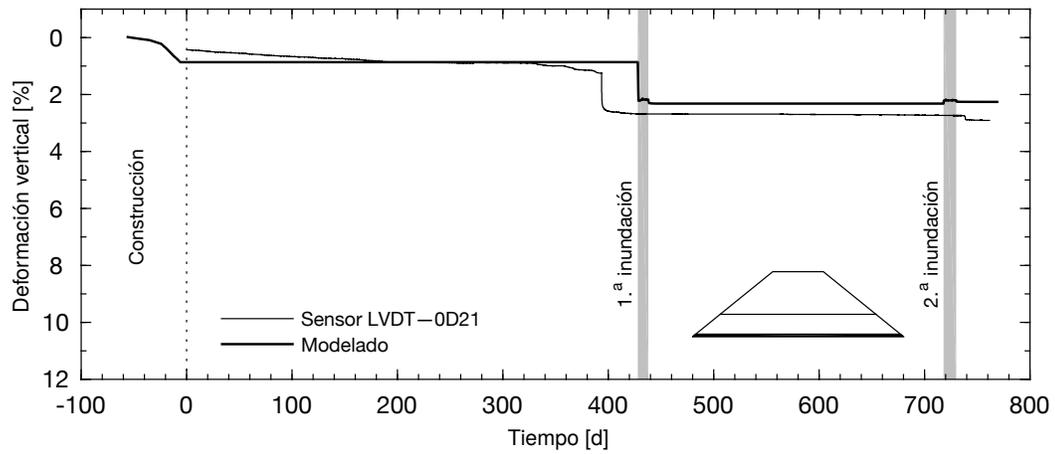
mera inundación. Estas deformaciones que no superan el 2.5 %, se presentaron de manera homogénea en los tres sensores analizados.

El sensor LVDT-1D9 midió las deformaciones entre 0.51 y 0.84 m, que corresponden a la capa 2 de la base colapsable del terraplén (Figura 7.8a). Este sensor reveló un asentamiento creciente entre el D0 y el D428 donde inició la primera inundación, incrementándose un 2 % en este tiempo de espera. Tanto en la primera como en la segunda inundación sufrió asentamientos súbitos aunque con magnitudes menores de 0.5 %. Sin embargo, el modelo no reveló el asentamiento creciente entre el D0 y el D428, pero si lo hizo durante las dos inundaciones. En la primera el asentamiento fue cercano al 2 %, alcanzando el asentamiento acumulado medido por el sensor LVDT-1D9, mientras que en la segunda lo sobrepasó en un 1 %.

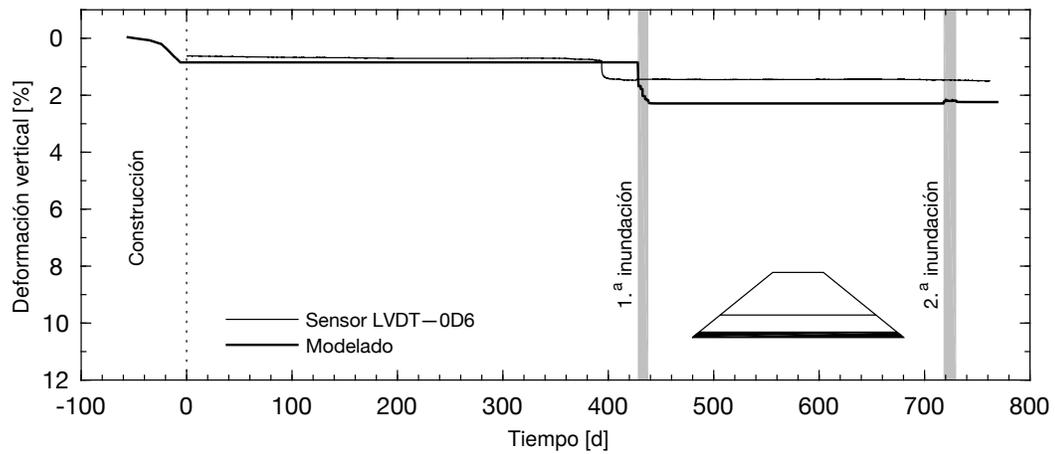
El sensor LVDT-1D2 midió las deformaciones entre 0.51 y 1.15 m, que corresponden a las capas 2 y 3 de la base colapsable del terraplén (Figura 7.8b). Este sensor presentó un comportamiento similar al del sensor LVDT-1D9. Mostró un asentamiento creciente entre el D0 y el D428 donde inició la primera inundación, incrementándose un 2 % en este intervalo de tiempo. En la primera inundación el asentamiento fue menor al 1 % y en la segunda mayor al 1 %. El modelo en este caso tampoco reveló el asentamiento creciente entre el D0 y el D428, pero si lo hizo en cada una de las dos inundaciones. En la primera el asentamiento fue del 1.5 % pero no alcanzó el asentamiento acumulado medido por el sensor LVDT-1D9, siendo inferior en un 1 %. En la segunda inundación presentó un asentamiento superior al 2 %, con el que alcanzó la deformación total medida por el sensor LVDT-1D2.

La hipótesis de que se haya presentado una infiltración anormal en las capas 2 y 3 que justifica el crecimiento del contenido de agua volumétrico en el primer tiempo de espera (D0-D393), cobra mayor credibilidad por la presencia de los asentamientos crecientes en los sensores LVDT-1D9 y LVDT-1D2 en esta etapa. Este fenómeno no fue representado en el modelado numérico desarrollado ya que no se consideró ninguna entrada de agua adicional a la saturación de la base drenante y a las dos inundaciones, debido a que este evento es una suposición y por lo tanto no se cuenta con información precisa al respecto.

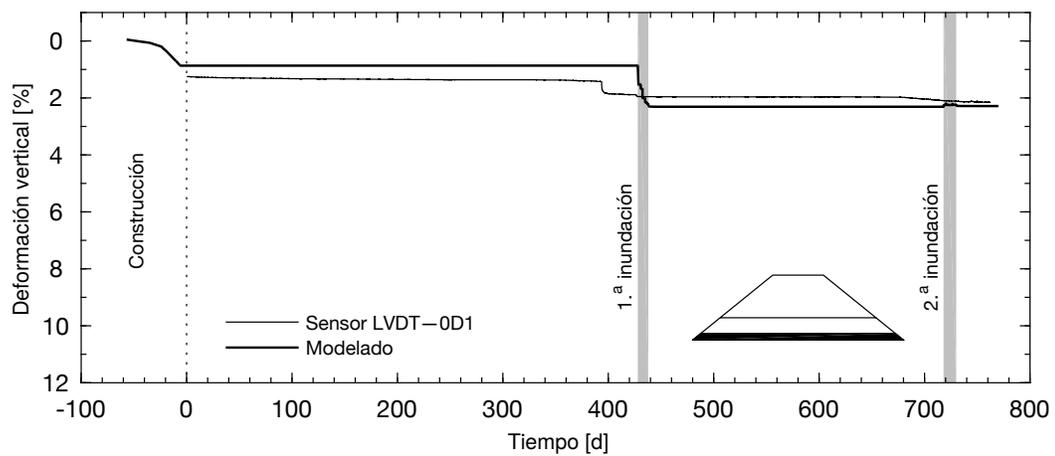
El sensor LVDT-3D3 midió las deformaciones entre 1.15 y 1.77 m, que corresponden a la capa 5 de la base colapsable del terraplén (Figura 7.8c). Este sensor no reveló asentamientos a partir del D0 y durante todo el tiempo de monitoreo del terraplén, mostrando



(a) Sensor LVDT-0D21 ubicado entre 0.02 y 0.2 m de altura

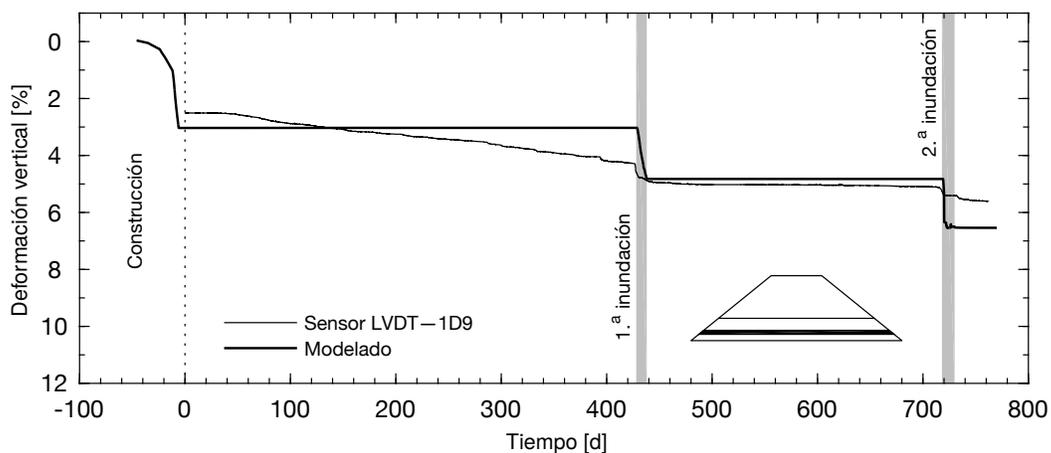


(b) Sensor LVDT-0D6 ubicado entre 0 y 0.42 m de altura

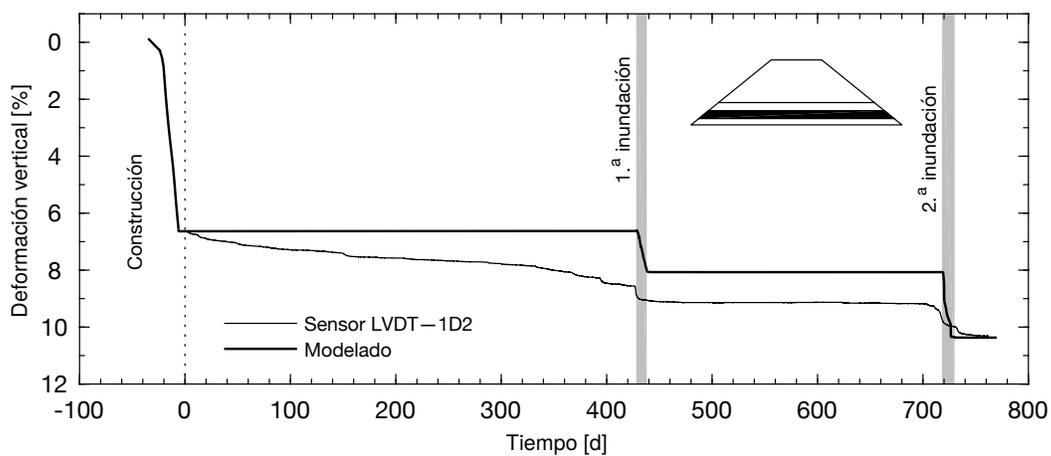


(c) Sensor LVDT-0D1 ubicado entre 0 y 0.54 m de altura

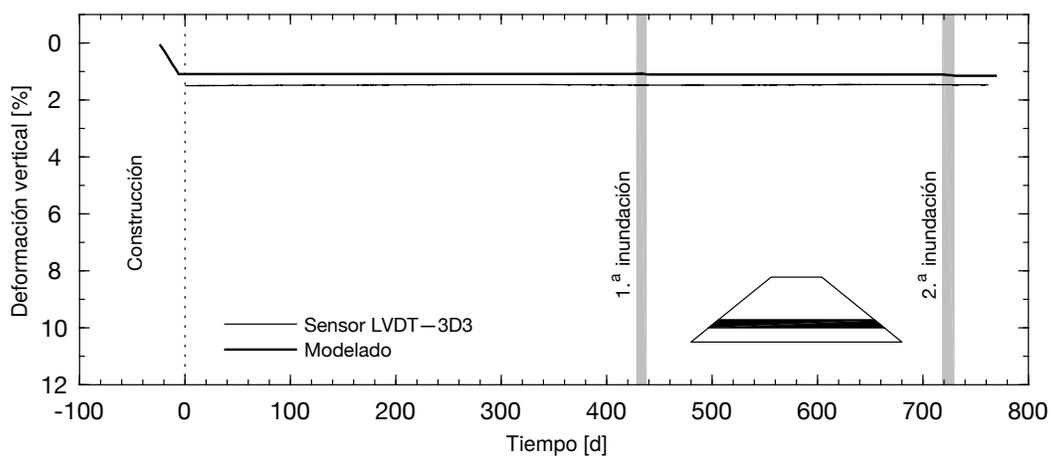
Figura 7.7: Evolución en el tiempo de las deformaciones verticales modeladas y medidas con los sensores LVDT-0D21, LVDT-0D6 y LVDT-0D1 (datos experimentales de Ferber *et al.*, 2007)



(a) Sensor LVDT-1D9 ubicado entre 0.51 y 0.84 m de altura



(b) Sensor LVDT-1D2 ubicado entre 0.51 y 1.15 m de altura



(c) Sensor LVDT-3D3 ubicado entre 1.15 y 1.77 m de altura

Figura 7.8: Evolución en el tiempo de las deformaciones verticales modeladas y medidas con los sensores LVDT-1D9, LVDT-1D2 y LVDT-3D3 (datos experimentales de Ferber *et al.*, 2007)

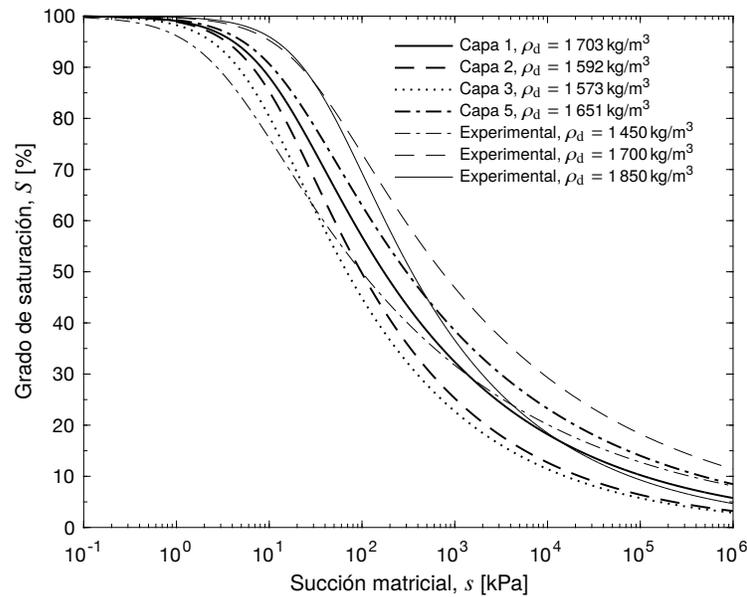


Figura 7.9: Curvas de retención experimentales y calibradas en el modelado numérico de las capas de la base colapsable del terraplén (datos experimentales para $\rho_d = 1450 \text{ kg/m}^3$ y $\rho_d = 1850 \text{ kg/m}^3$ de Ferber *et al.*, 2007 y para $\rho_d = 1700 \text{ kg/m}^3$ de Gómez, 2009)

que el efecto de las inundaciones en la parte superior de la base colapsable fue mínimo. El modelo presenta un comportamiento similar, lo que indica que el ajuste fue satisfactorio.

7.12.3. Acoplamiento hidro-mecánico

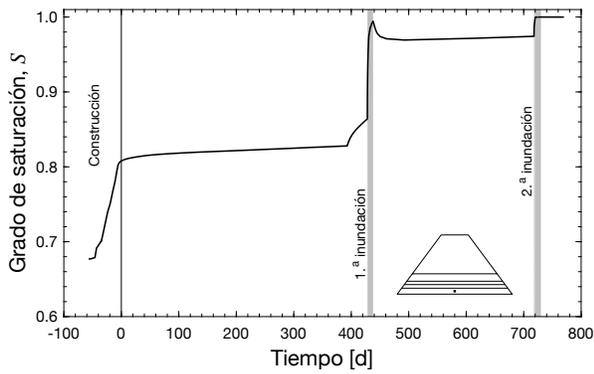
Los parámetros iniciales del acoplamiento hidro-mecánico fueron determinados con base en los datos experimentales y en los resultados del modelado de los ensayos edométricos con control de succión, efectuado sobre las probetas ESC-1 y ESC-2 (§ 7.8). Con los parámetros calibrados de las curvas de retención para cada una de las capas del terraplén (Tabla 7.4), se graficaron las curvas correspondientes y se compararon con la información experimental (Figura 7.9). Las curvas obtenidas del modelado numérico son lógicas en el sentido de que a mayor densidad seca ρ_d muestran mayor capacidad de retención de agua. Esto se evidencia también en los valores de entrada de aire ψ_a y los parámetros m del modelo de Van Genuchten (Ecuación 2.9) identificados en la Tabla 7.4 como p_0 y λ respectivamente. A mayor valor de entrada de aire ψ_a y menor valor de m , mayor retención de agua. Aunque las curvas obtenidas en el modelado numérico no se ajustan de manera muy precisa a las curvas experimentales, si se presenta una franja aceptable por donde se trazan tanto las unas como las otras.

7.12.4. Comportamiento de la base colapsable del terraplén

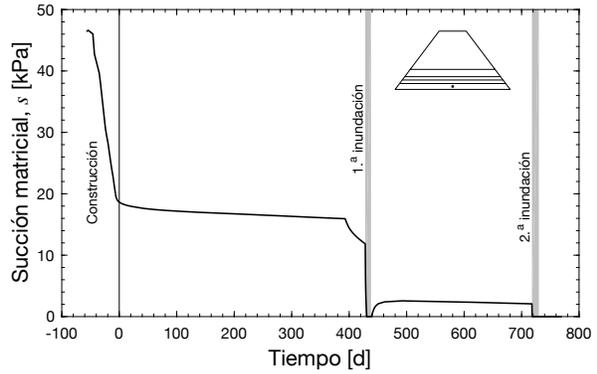
En esta sección se analiza el comportamiento en el punto central de cada una de las capas de material A28, sobre el eje vertical de la base colapsable del terraplén (Figuras 7.10 a 7.13). Se incluye la evolución en el tiempo del grado de saturación S , de la succión matricial s y de la deformación volumétrica ε_v (elástica y plástica), además de las trayectorias de esfuerzos en los planos (p, s) y (p, q) , y en el espacio (p, q, s) . En las gráficas de las trayectorias de esfuerzos se incluyen las superficies de fluencia LC y SI, como también la línea $p = -k_s s$ (Figura 4.3), para definir el dominio elástico de las trayectorias y observar los colapsos que se pudieron presentar por incremento de carga o por disminución de la succión.

7.12.4.1. Capa 1: de 0 a 0.53 m

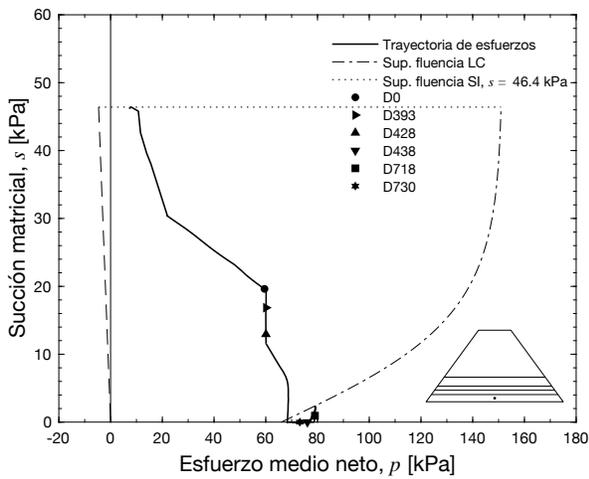
Representada en la Figura 7.10. Esta es una de las capas con mayor grado de compactación, por lo que no se presentaron deformaciones volumétricas plásticas en la etapa de construcción (f). El grado de saturación después del D0 permaneció entre 0.8 y 0.82. A partir de la primera inundación se alcanzó un grado de saturación de 0.97, llegando a 1 en la segunda inundación (a). Con la saturación la succión disminuyó hasta cero en las dos inundaciones (b) y la trayectoria de esfuerzos



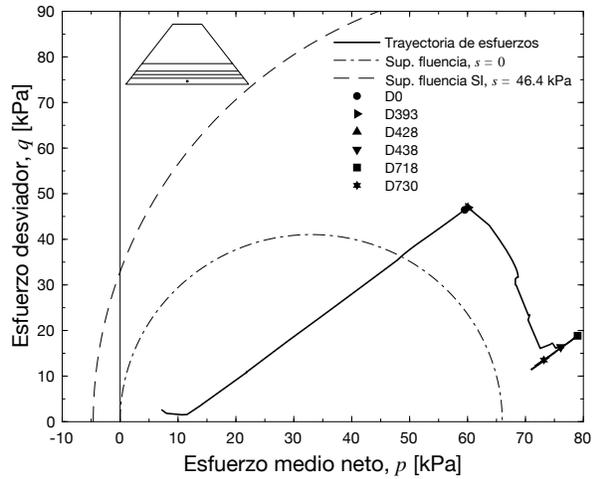
(a) Evolución del grado de saturación en el tiempo



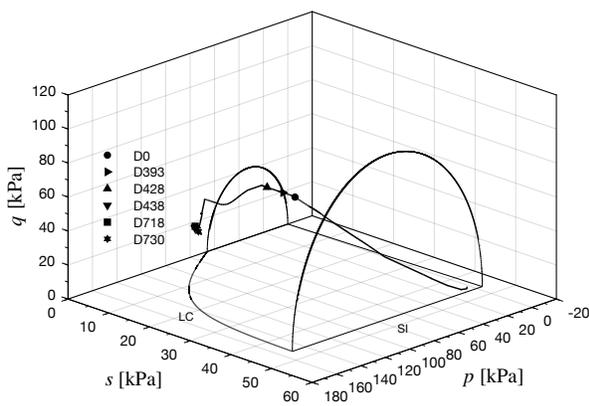
(b) Evolución de la succión matricial en el tiempo



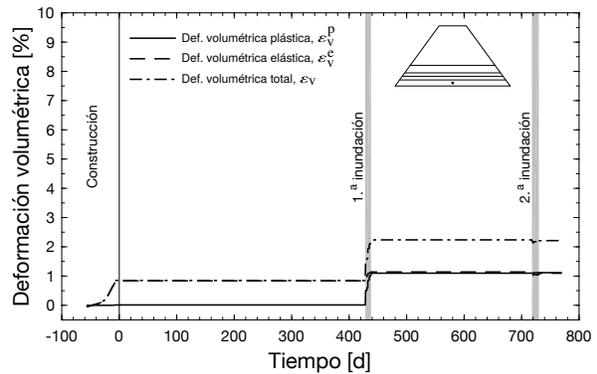
(c) Trayectoria de esfuerzos en el plano (p, s)



(d) Trayectoria de esfuerzos en el plano (p, q)

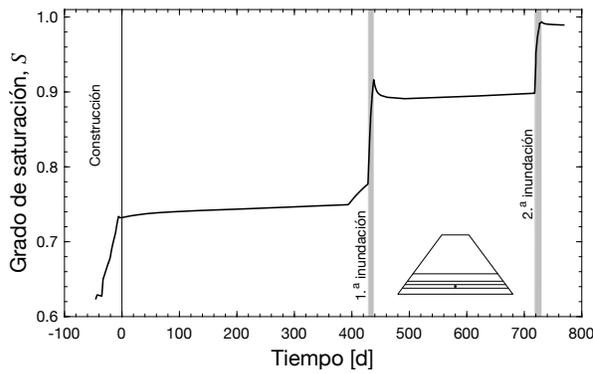


(e) Trayectoria de esfuerzos en el espacio (p, q, s)

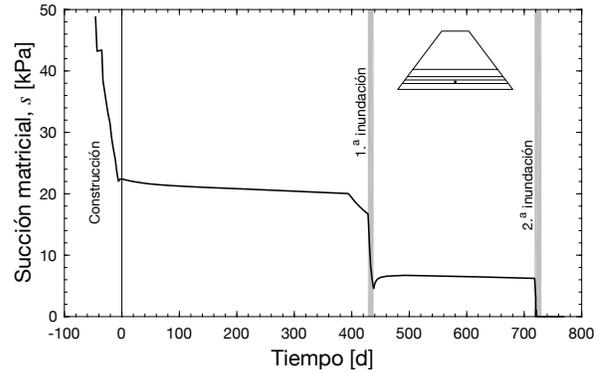


(f) Evolución de ε_v^p , ε_v^e y ε_v en el tiempo

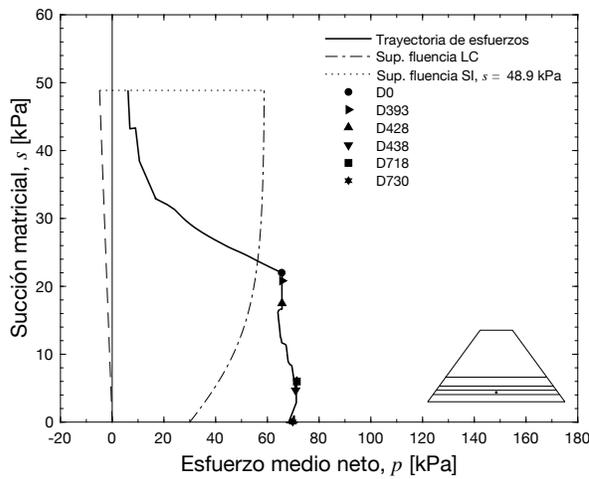
Figura 7.10: Trayectorias de esfuerzos y evolución en el tiempo de diferentes parámetros obtenidos del modelado numérico en el punto central de la capa 1 (0 – 0.53 m) de la base colapsable del terraplén



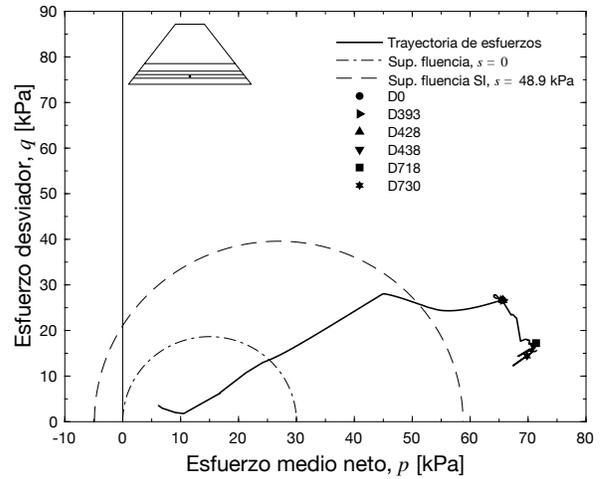
(a) Evolución del grado de saturación en el tiempo



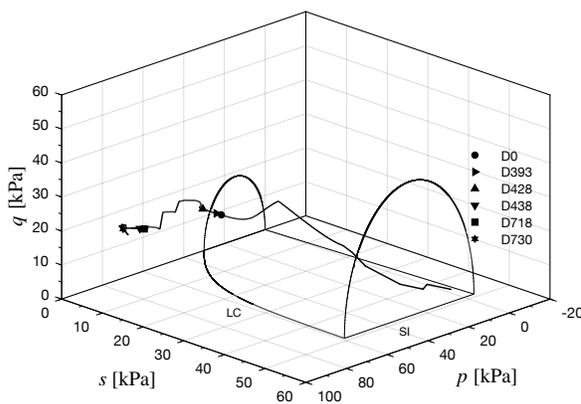
(b) Evolución de la succión matricial en el tiempo



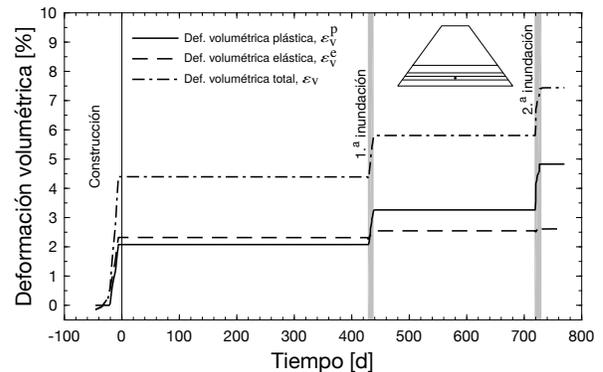
(c) Trayectoria de esfuerzos en el plano (p , s)



(d) Trayectoria de esfuerzos en el plano (p , q)

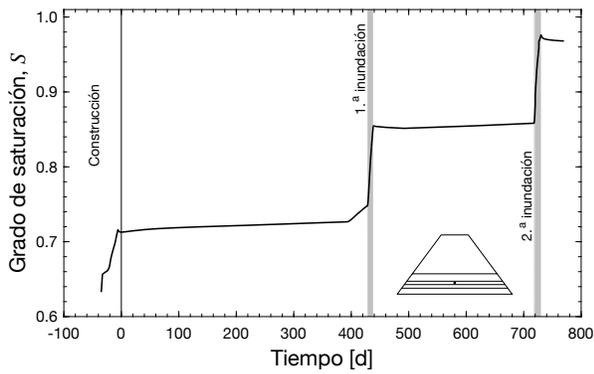


(e) Trayectoria de esfuerzos en el espacio (p , q , s)

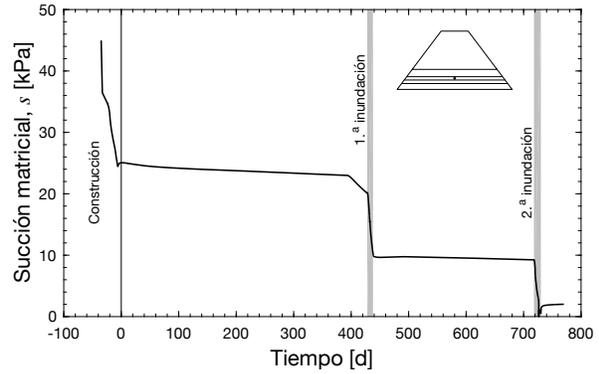


(f) Evolución de ε_v^p , ε_v^e y ε_v en el tiempo

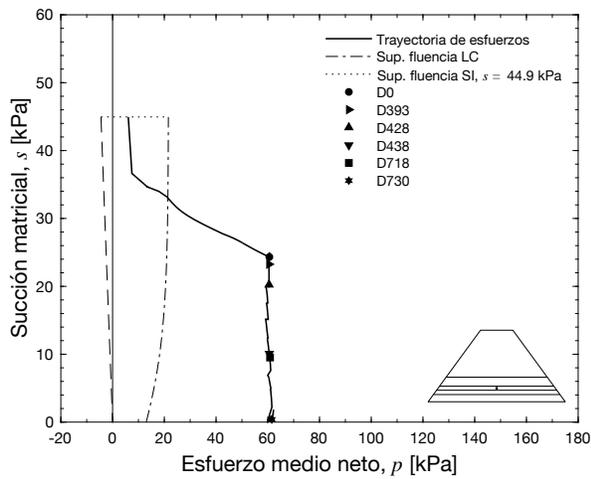
Figura 7.11: Trayectorias de esfuerzos y evolución en el tiempo de diferentes parámetros obtenidos del modelado numérico en el punto central de la capa 2 (0.53 – 0.85 m) de la base colapsable del terraplén



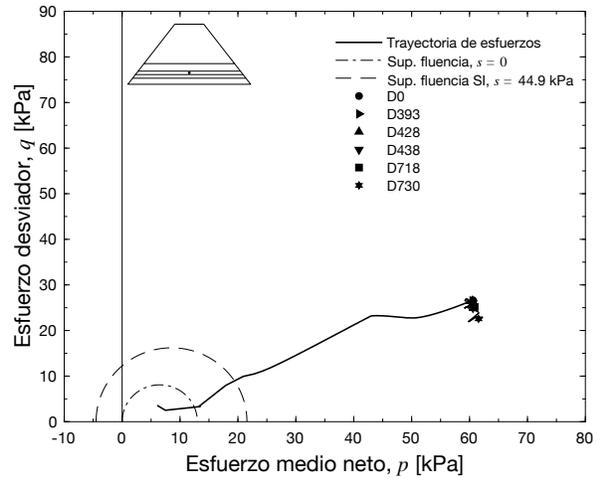
(a) Evolución del grado de saturación en el tiempo



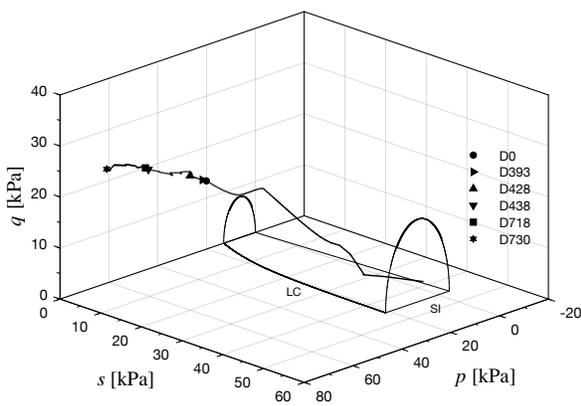
(b) Evolución de la succión matricial en el tiempo



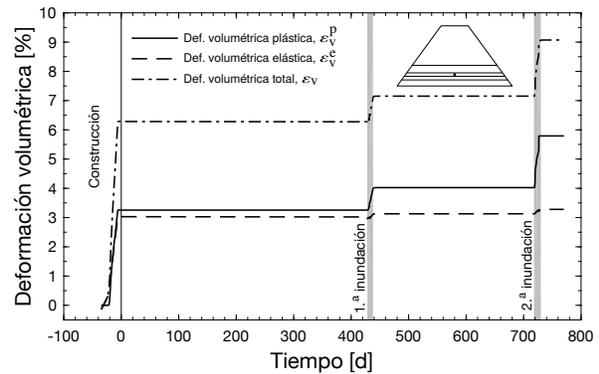
(c) Trayectoria de esfuerzos en el plano (p, s)



(d) Trayectoria de esfuerzos en el plano (p, q)

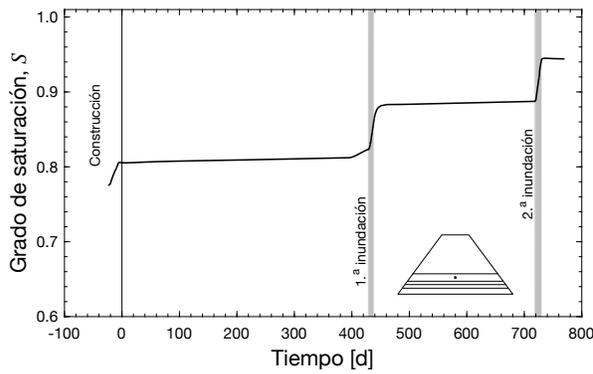


(e) Trayectoria de esfuerzos en el espacio (p, q, s)

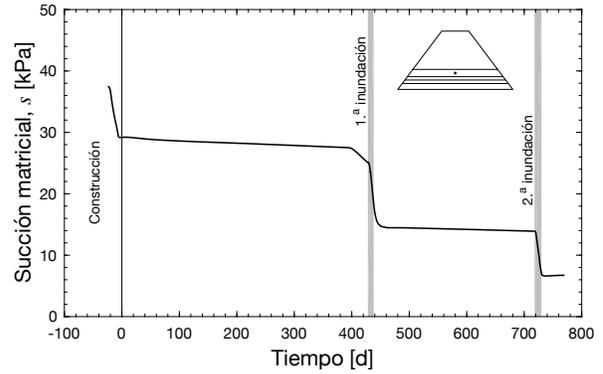


(f) Evolución de $\varepsilon_V^p, \varepsilon_V^e$ y ε_V en el tiempo

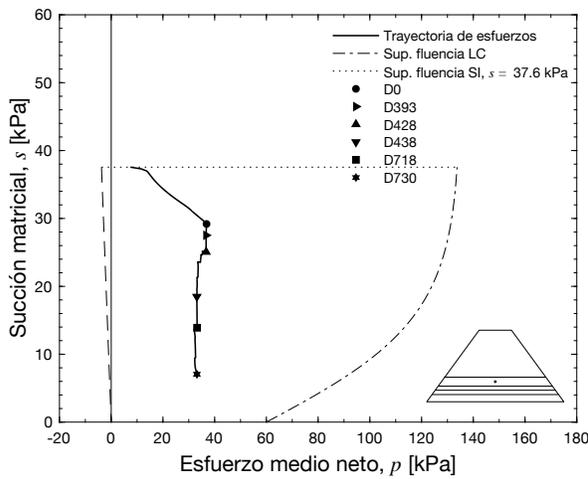
Figura 7.12: Trayectorias de esfuerzos y evolución en el tiempo de diferentes parámetros obtenidos del modelado numérico en el punto central de la capa 3 (0.85 – 1.15 m) de la base colapsable del terraplén



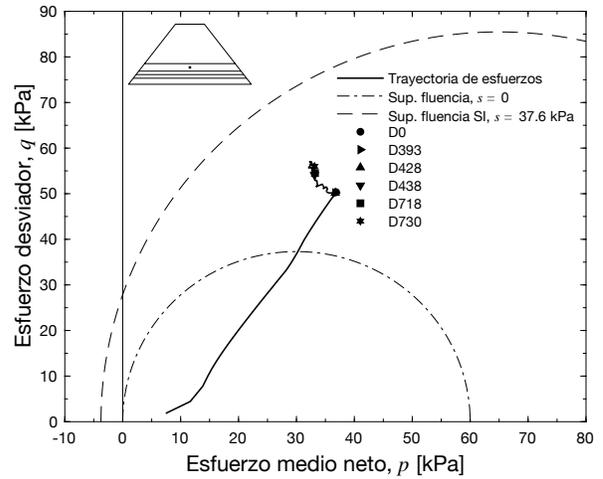
(a) Evolución del grado de saturación en el tiempo



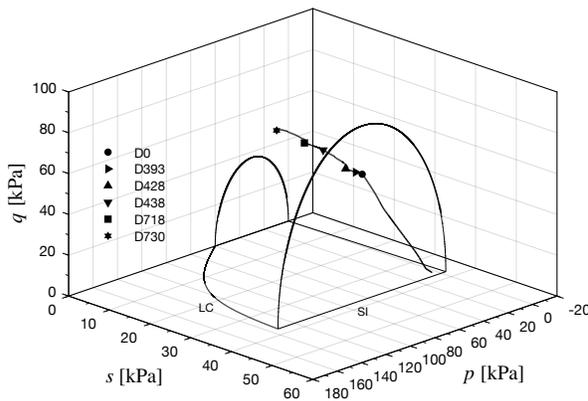
(b) Evolución de la succión matricial en el tiempo



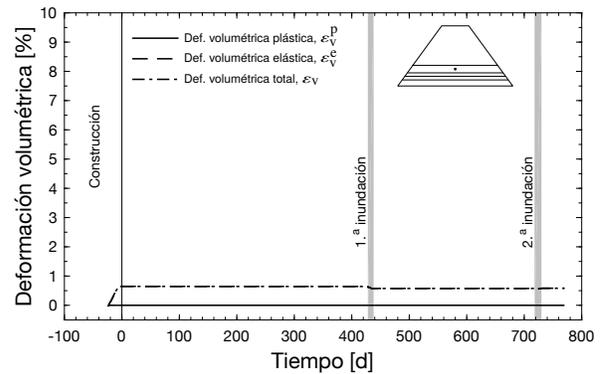
(c) Trayectoria de esfuerzos en el plano (p , s)



(d) Trayectoria de esfuerzos en el plano (p , q)



(e) Trayectoria de esfuerzos en el espacio (p , q , s)



(f) Evolución de ε_v^p , ε_v^e y ε_v en el tiempo

Figura 7.13: Trayectorias de esfuerzos y evolución en el tiempo de diferentes parámetros obtenidos del modelado numérico en el punto central de la capa 5 (1.15 – 1.81 m) de la base colapsable del terraplén

alcanzó la superficie de fluencia LC (c y d), presentándose deformaciones volumétricas plásticas en la primera inundación (f).

7.12.4.2. Capa 2: de 0.53 a 0.85 m

Representada en la Figura 7.11. Esta es una de las capas con menor grado de compactación. Desde la etapa de construcción al recibir la carga de las capas superiores sufrió deformaciones volumétricas plásticas (f), alcanzando la superficie de fluencia LC por el incremento del esfuerzo medio neto (c y d). El grado de saturación después del D0 permaneció entre 0.71 y 0.73. A partir de la primera inundación alcanzó un grado de saturación de 0.9, llegando a 1 en la segunda inundación (a). Con la saturación la succión disminuyó hasta cero en las dos inundaciones (b) y la trayectoria de esfuerzos alcanzó nuevamente la superficie de fluencia LC, ya desplazada por el primer colapso (c y d), presentándose nuevas deformaciones volumétricas plásticas (f).

7.12.4.3. Capa 3: de 0.85 a 1.15 m

Representada en la Figura 7.12. Esta capa también presentó un bajo grado de compactación. Desde la etapa de construcción al recibir la carga de las capas superiores sufrió deformaciones volumétricas plásticas (f), alcanzando la superficie de fluencia LC por el incremento del esfuerzo medio neto (c y d). El grado de saturación después del D0 permaneció entre 0.71 y 0.73. A partir de la primera inundación alcanzó un grado de saturación de 0.86, llegando a 0.97 en la segunda inundación (a). Con la saturación la succión disminuyó hasta cero en las dos inundaciones (b) y la trayectoria de esfuerzos alcanzó nuevamente la superficie de fluencia LC, ya desplazada por el primer colapso (c y d), presentándose nuevas deformaciones volumétricas plásticas (f).

7.12.4.4. Capa 5: de 1.15 a 1.81 m

Representada en la Figura 7.13. Esta es la otra capa con mayor grado de compactación, por lo que no se presentaron deformaciones volumétricas plásticas en la etapa de construcción (f). El grado de saturación después del D0 permaneció entre 0.8 y 0.82. A partir de la primera inundación alcanzó un grado de saturación de 0.89, llegando a 0.95 en la segunda inundación (a). Con el incremento de la saturación la succión disminuyó en las dos inundaciones (b) pero la trayectoria de esfuerzos no alcanzó la superficie de fluencia LC (c y d), por lo que no se presentaron deformaciones volumétricas plásticas (f).

7.12.5. Diagramas SWEP de la base colapsable del terraplén

Los diagramas SWEP tienen como finalidad observar la influencia de la variación de los esfuerzos y/o de la succión, del estado inicial de porosidad y del grado de saturación, en el comportamiento o deformación volumétrica del suelo. Con la información obtenida en el modelado numérico del terraplén experimental se realizaron los diagramas SWEP de cada una de las capas de material A28 (Figuras 7.14 a 7.17).

7.12.5.1. Capa 1: de 0 a 0.53 m

La Figura 7.14 representa el diagrama SWEP de la capa 1. En el plano de la variable de estado volumétrico (Inferior–Izquierda) se observa que la trayectoria de estado volumétrico desde la etapa de construcción (antes del D0) y hasta el final de la primera inundación (D438), tiende siempre a incrementar el grado de saturación hasta llegar a un valor cercano a 1. El cambio en el grado de saturación está ligado a disminuciones en la relación de vacíos (asentamientos) que se presentaron de manera escalonada; y a una disminución continua de la succión matricial hasta llegar a cero, como se observa en el plano de la curva de retención (Superior–Izquierda), a excepción del tramo correspondiente al segundo tiempo de espera (D438–D718) en donde hubo un ligero incremento de la succión matricial. Entre el final de la construcción (D0) y el inicio de la primera inundación (D428) no se presentaron disminuciones en la relación de vacíos. En el segundo tiempo de espera (D438–D718) el grado de saturación disminuyó un poco y los cambios en la relación de vacíos fueron muy leves. A partir de la segunda inundación (D718) se incrementó el grado de saturación hasta llegar a 1 pero sin cambios significativos en la relación de vacíos. En el plano de la trayectoria de esfuerzos (Superior–Derecha) se observan disminuciones de la succión matricial con el incremento de la carga en la etapa de construcción (antes del D0), mientras que en las demás etapas únicamente se presentaron variaciones en la succión matricial debido a que ya no hubo aplicación de carga. Similar comportamiento se presentó en el plano de compresión vertical (Inferior–Derecha), en donde hubo disminución de la relación de vacíos con el incremento de la carga en la etapa de construcción, mientras que en las demás etapas únicamente se presentaron variaciones en la relación de vacíos.

7.12.5.2. Capa 2: de 0.53 a 0.85 m

La Figura 7.15 representa el diagrama SWEP de la capa 2. En el plano de la variable de estado volumétrico

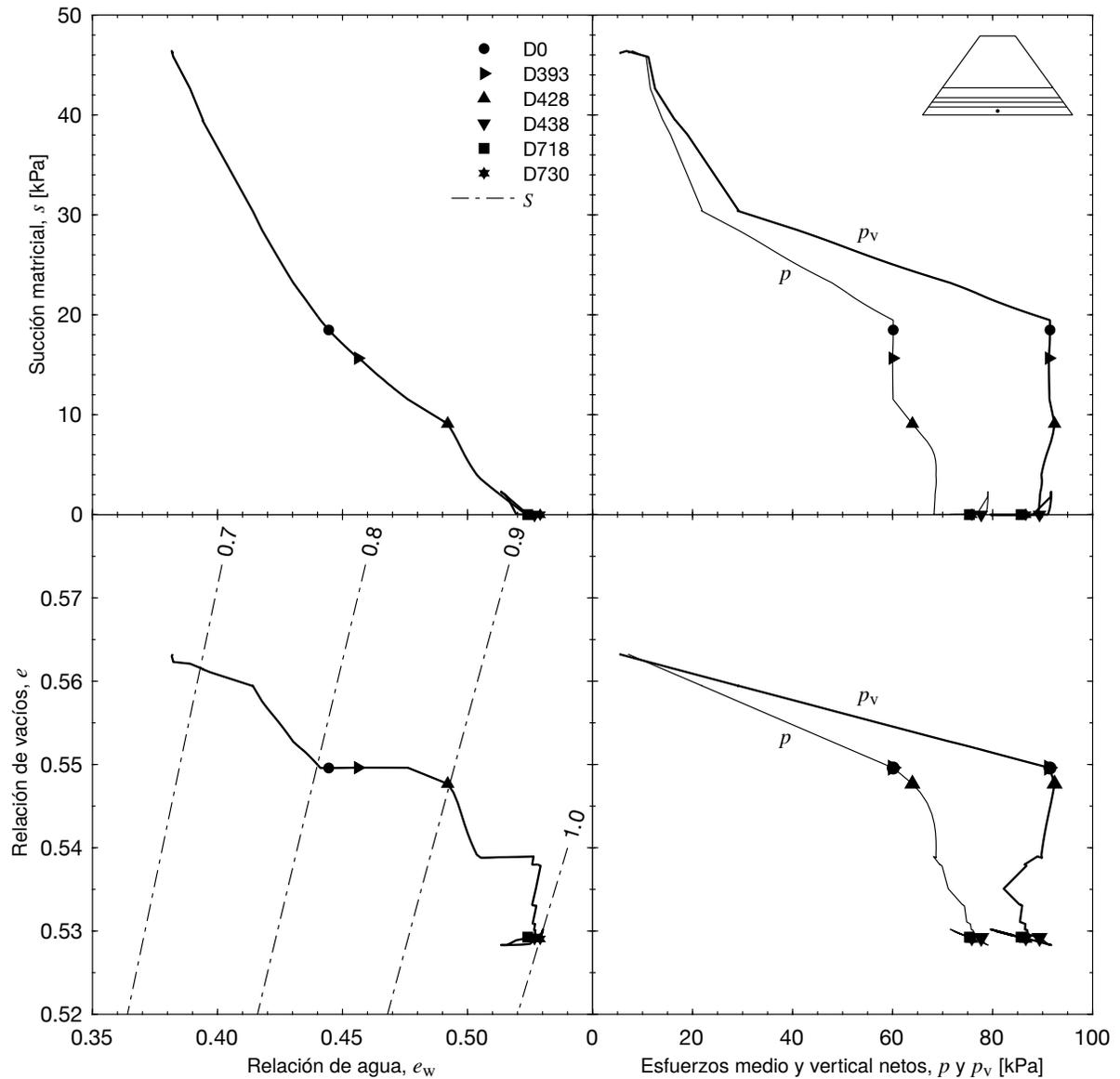


Figura 7.14: Diagrama SWEP (variables de esfuerzos y volumétricas conjugadas) obtenido del modelado numérico en el punto central de la capa 1 (0 – 0.53 m) de la base colapsable del terraplén

(Inferior-Izquierda) se observa que la trayectoria de estado volumétrico en la etapa de construcción (antes del D0) tiende a mantener constantes el grado de saturación y la relación de agua, pero con una reducción significativa de la relación de vacíos. Entre el final de la construcción (D0) y el inicio de la primera inundación (D428) no se presentaron disminuciones en la relación de vacíos, pero se presentaron incrementos en el grado de saturación. Durante la primera inundación (D428–D438) se incrementó el grado de saturación con reducción de la re-

lación de vacíos. En el segundo tiempo de espera (D438–D718) el grado de saturación disminuyó levemente y no se presentaron cambios en la relación vacíos. A partir de la segunda inundación (D718) se incrementó el grado de saturación hasta un valor cercano 1 y hubo cambios significativos en la relación de vacíos. Durante todas las etapas se presentó una disminución continua de la succión matricial hasta llegar a cero, como se observa en el plano de la curva de retención (Superior-Izquierda), a excepción del tramo correspondiente al segundo tiem-

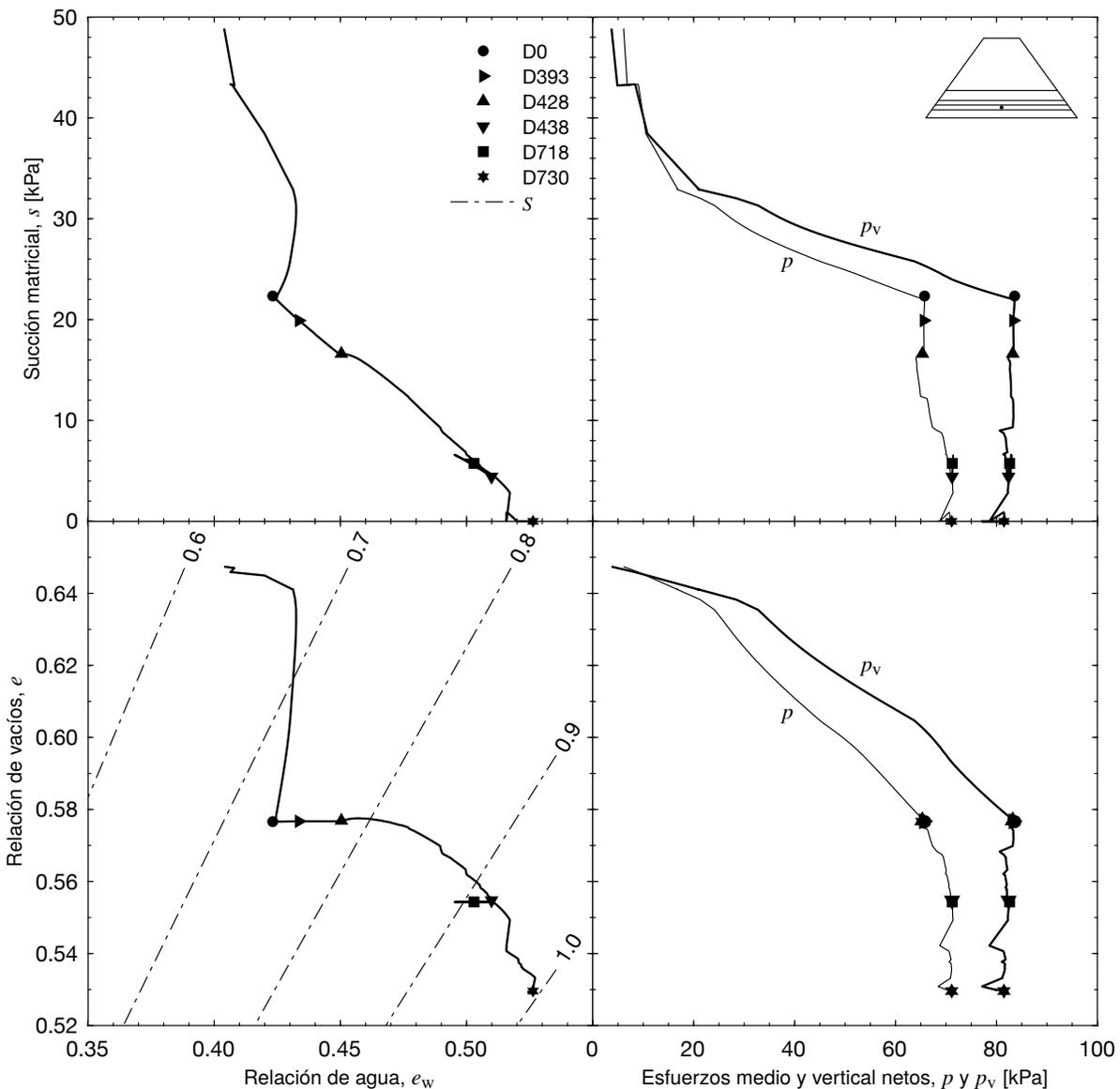


Figura 7.15: Diagrama SWEP (variables de esfuerzos y volumétricas conjugadas) obtenido del modelado numérico en el punto central de la capa 2 (0.53 – 0.85 m) de la base colapsable del terraplén

po de espera (D438–D718) en donde hubo un ligero incremento de la succión matricial. En el plano de la trayectoria de esfuerzos (Superior–Derecha) y el plano de compresión vertical (Inferior–Derecha) se presentó el mismo comportamiento descrito para la capa 1.

7.12.5.3. Capa 3: de 0.85 a 1.15 m

La Figura 7.16 representa el diagrama SWEP de la capa 3. Se observa que el comportamiento de la capa 3 es similar al de la capa 2, a excepción del hecho de que se

presentó una mayor reducción de la relación de vacíos en la etapa de construcción (antes del D0) que en las siguientes etapas. Además, en el segundo tiempo de espera (D438–D718) no se presentaron variaciones en el grado de saturación ni en la relación vacíos.

7.12.5.4. Capa 5: de 1.15 a 1.81 m

La Figura 7.17 representa el diagrama SWEP de la capa 5. En el plano de la variable de estado volumétrico (Inferior–Izquierda) se observa que la trayectoria de es-

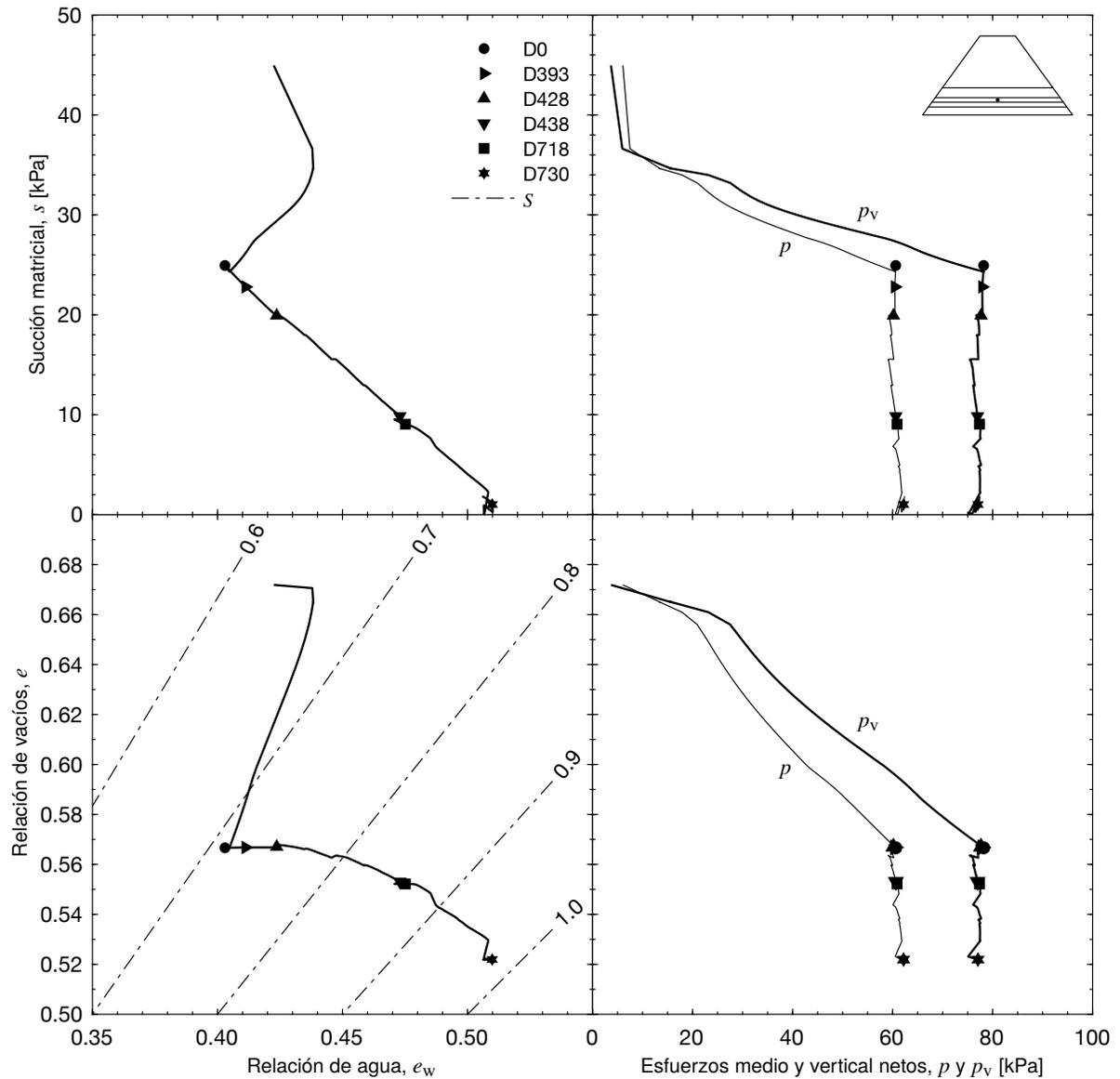


Figura 7.16: Diagrama SWEP (variables de esfuerzos y volumétricas conjugadas) obtenido del modelado numérico en el punto central de la capa 3 (0.85 – 1.15 m) de la base colapsable del terraplén

tado volumétrico en la etapa de construcción (antes del D0) presentó un incremento rápido en el grado de saturación acompañado de una reducción en la relación de vacíos. A partir del final de la etapa de construcción (D0) y hasta el final de todas las etapas modeladas, el aumento del grado de saturación fue constante pero sin llegar a la saturación completa sino a un máximo de 0.95. Además, no se presentaron reducciones en la relación de vacíos, por el contrario, hubo un ligero incremento (expansión). Durante todas las etapas se presentó

una disminución continua en la succión matricial, pero sin llegar cero, como se observa en el plano de la curva de retención (Superior-Izquierda). En el plano de la trayectoria de esfuerzos (Superior-Derecha) se presentó el mismo comportamiento descrito para las capas ya analizadas. En el plano de compresión vertical (Inferior-Derecha) se observa que hubo disminución de la relación de vacíos con el incremento de la carga en la etapa de construcción, mientras que en las demás etapas no se presentaron variaciones en la relación de vacíos.

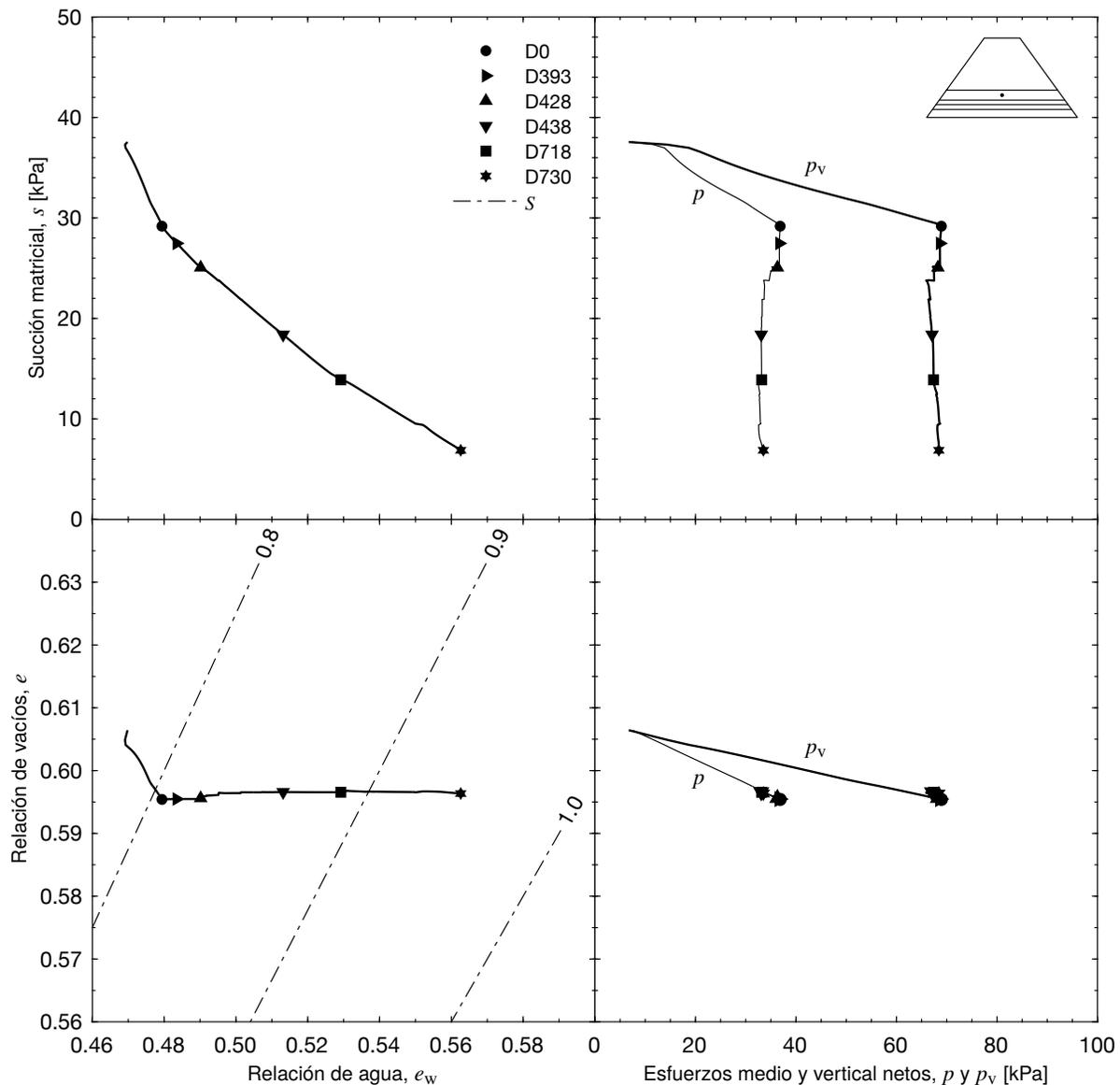


Figura 7.17: Diagrama SWEP (variables de esfuerzos y volumétricas conjugadas) obtenido del modelado numérico en el punto central de la capa 5 (1.15 – 1.81 m) de la base colapsable del terraplén

7.12.6. Perfiles de desplazamientos y deformaciones verticales

Aunque ya se analizó el ajuste de la evolución en el tiempo de las deformaciones verticales del modelado numérico con las medidas experimentalmente con las sondas TDR (Figuras 7.7 y 7.8), se requiere un análisis en el sentido vertical para tener una mejor comprensión de los asentamientos (Figura 7.18) y las deformaciones (Figura 7.19) en este sentido.

El análisis se realizó para las diferentes etapas modeladas, representado por el día de finalización de cada una de ellas, así: final de la etapa de construcción (D0), final del primer tiempo de espera (D393), final de la etapa de saturación de la base drenante (D428), final de la primera inundación (D438), final del segundo tiempo de espera (D718), final de la segunda inundación (D730) y final del tercer tiempo de espera (D770).

Los asentamientos máximos se presentaron en el eje central del terraplén, en la base colapsable (material

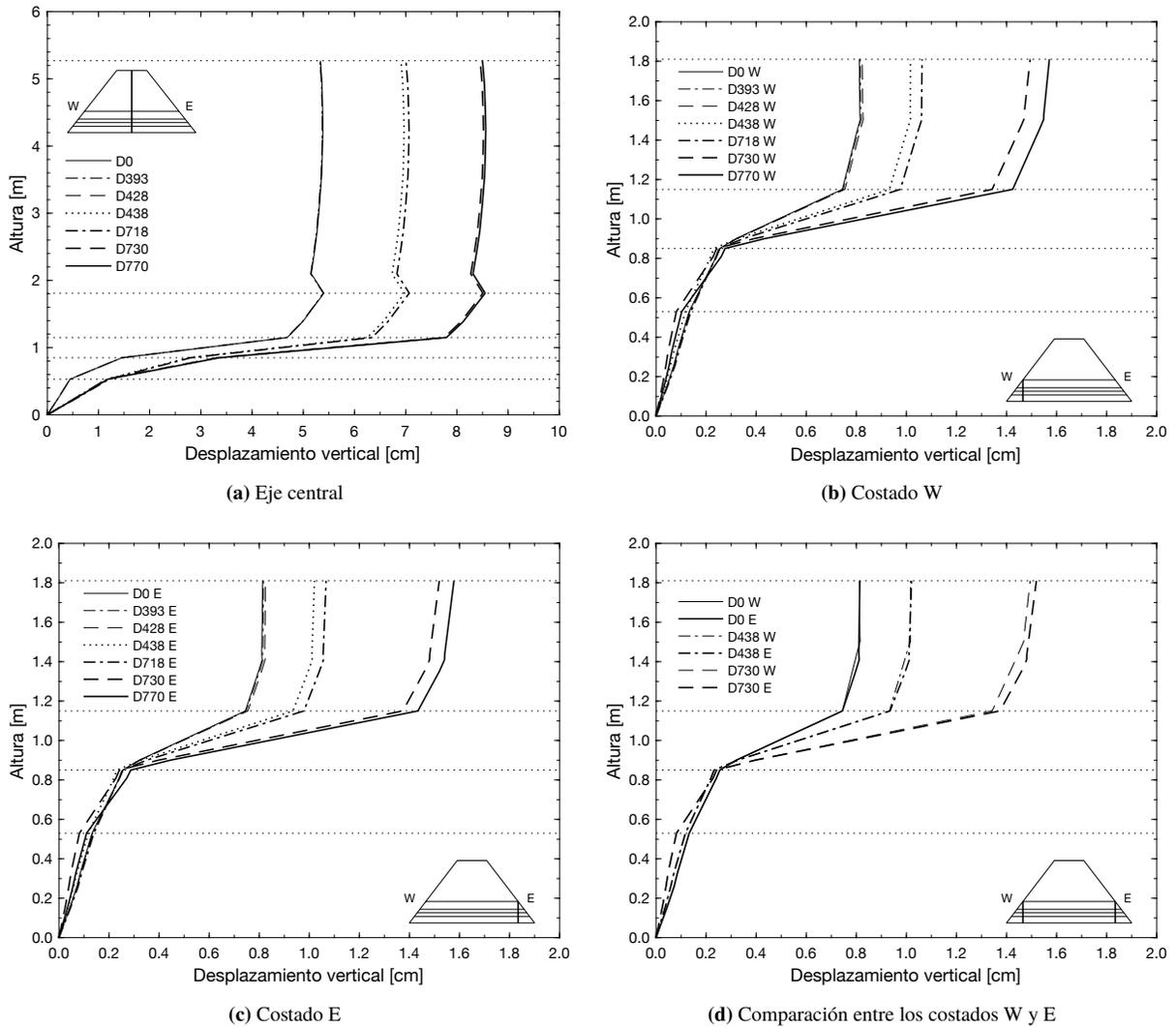


Figura 7.18: Desplazamientos verticales en el eje central y costados W y E del terraplén en las diferentes etapas e inundaciones modeladas

A28), llegando hasta un valor de 8.5 cm (Figura 7.18a). Los máximos se alcanzaron al final de la segunda inundación (D730), especialmente en las capas 2 y 3, lo cual era de esperarse dada la baja compactación a la que fueron sometidas. La capa superior (material SNEC) no presentó asentamientos significativos.

En los costados occidental (W) y oriental (E), los asentamientos máximos en la base colapsable (material A28) alcanzaron al final de la segunda inundación (D730) un valor máximo de 1.6 cm, y se presentan especialmente en la capa 3 (Figuras 7.18b y 7.18c).

Tanto en el eje central como en los costados W y E se destacan tres grupos de gráficas con un comportamiento

similar, indicando que no hubo variación significativa de los desplazamientos verticales entre los límites de ciertas etapas del modelado. De esta manera, desde el final de la construcción (D0) hasta el final del período de saturación de la base drenante (D428) no se observa variación alguna. Entre el final de la primera inundación (D438) y el final del segundo tiempo de espera (D718) el comportamiento es similar. Lo mismo ocurre entre el final de la segunda inundación (D730) y el final del tercer tiempo de espera (D770). Lo anterior demuestra que en los tiempos de espera no se presentaron asentamientos significativos.

Teniendo en cuenta que la segunda inundación se

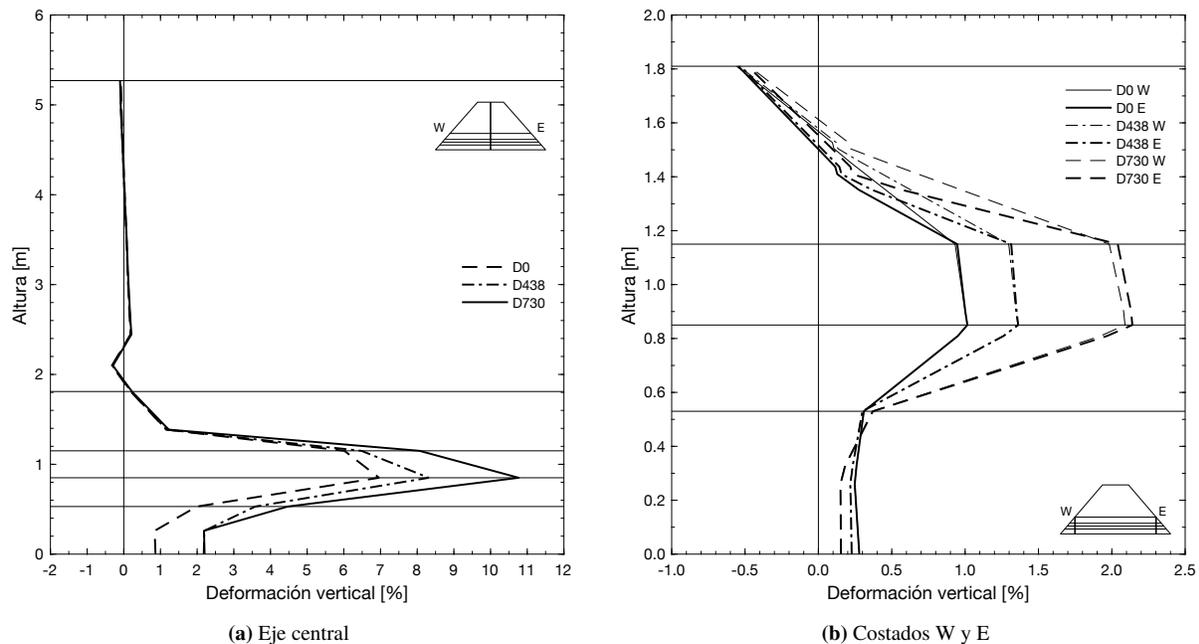


Figura 7.19: Deformaciones verticales en el eje central y costados W y E del terraplén al final de la construcción y de las dos inundaciones modeladas

hizo hasta una altura de 1.5 m solo por el costado W, a diferencia de la primera que se hizo por los dos costados hasta una altura 1 m, se requiere verificar si la inundación asimétrica causó algún efecto destacable en los asentamientos de la estructura. Para esto se compararon los desplazamientos verticales de los costados W y E, seleccionando los correspondientes al D0, D438 y D730 por ser representativos de los mayores desplazamientos presentados en cada una de las etapas (Figura 7.18d). Debido a la mínima diferencia que se presentó entre los asentamientos de los costados W y E, se concluye que la asimetría en las inundaciones generó mínimas diferencias en el comportamiento de los costados del terraplén. Se supone que este comportamiento se presenta debido a que la base drenante comunicó rápidamente los efectos de inundación de un costado al otro, equilibrando las presiones hidrostáticas.

Posteriormente se analizaron los asentamientos en términos de deformaciones verticales tanto para el eje central como para los costados W y E del terraplén (Figura 7.19). De esta manera se observa con mayor claridad que las deformaciones se presentaron casi en su totalidad en la base colapsable del terraplén (material A28), y que las capas superiores (material SNEC) no sufrieron deformaciones significativas. Las deformaciones máximas se presentaron al final de la segunda inundación (D730) en

el límite entre las capas 2 y 3, donde se alcanzaron valores máximos de 10.7 % en el eje central (Figura 7.19a) y de 2.1 % en los costados W y E (Figura 7.19b). Además, en el eje central se observa que se presentaron expansiones menores a 0.5 % entre las alturas de 1.9 y 2.3 m y en la parte más alta del terraplén, es decir, en los límites tanto superior como inferior de la estructura conformada por el material SNEC. En los costados W y E en donde solo se analizó la base colapsable, también se presentaron expansiones de hasta 0.55 % a partir de una altura de 1.5 m y hasta el final de la base colapsable.

7.12.7. Grado de saturación

En la Figura 7.20 se presenta la variación del grado de saturación con la altura en el eje central del terraplén experimental. Se observa que las diferentes capas de la base colapsable construidas con el material A28, alcanzaron al final de la etapa de construcción (antes del D0) un grado de saturación que varía entre el 70 % y el 85 %, siendo menores los valores correspondientes a las capas 2 y 3 y mayores los de las capas 1 y 5. Con la saturación de la base drenante (D393–D428) se alcanzó un grado de saturación entre el 74 % y el 87 %, con una distribución similar a la de la etapa de construcción. La primera inundación (D428–D438) permitió llegar hasta el 100 % de saturación en la capa 1 mientras que las capas res-

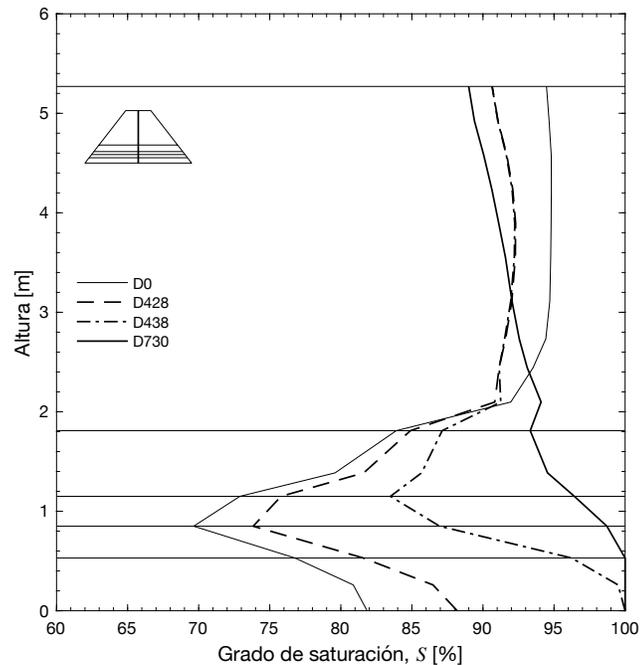


Figura 7.20: Perfiles de grado de saturación en el eje central del terraplén al final de la etapa de construcción y de las diferentes fases de humedecimiento modeladas

tantes alcanzaron grados de saturación máximos a partir del 84 %. En la segunda inundación (D718–D730) las capas 1 y 2 alcanzaron el 100 % mientras que el resto de capas alcanzaron grados de saturación máximos a partir del 93 %.

Si se considera como frente de saturación completa a la altura en que se alcanzan valores de saturación superiores al 95 %, en la primera inundación se alcanzó un frente de 0.6 m y en la segunda un frente de 1.3 m. La saturación de la base drenante en el modelo no causó la saturación completa ni de la parte inferior de la capa 1, llegando a un máximo del 87 %. Según el reporte final de Ferber *et al.* (2007), experimentalmente se estimó que los frentes de saturación fueron de 0.1 m en la saturación de la base drenante, de 0.7 m en la primera inundación

y de 1 m en la segunda inundación (Figura 5.10).

Las capas superiores del terraplén conformadas por el material SNEC y modeladas como una única capa, presentaron un grado de saturación del 95 % al final de la etapa de construcción, e independientemente de los humedecimientos de la base tendió a bajar hasta el 89 % al final de la segunda inundación (Figura 7.20). Aunque no se cuenta con datos experimentales para hacer comparaciones con los resultados del modelado numérico, los altos grados de saturación de las capas superiores (material SNEC) bien podrían deberse a que en la construcción de estas capas se alcanzaron grados de compactación promedio del 95 % (Ferber *et al.*, 2007), aplicando la norma de compactación GTR (*Guide Technique des Terrassements Routiers*)(§ 5.2.1.3).

Conclusiones y líneas de investigación

8.1. Conclusiones

La investigación relativa a la mecánica de suelos no saturados, de sus propiedades y comportamiento, de los modelos constitutivos más relevantes y su implementación en el modelado numérico, y en general de los conceptos y las teorías fundamentales, se vienen desarrollando desde hace más de cuatro décadas. Sin embargo, estos conceptos y teorías han sido escasamente implementados en la práctica profesional, se requiere mayor interés y dedicación en busca de un acercamiento a este importante campo de la ingeniería civil, con el fin de contribuir a su implementación en la ingeniería de cimentaciones.

La capacidad de carga de los suelos no saturados se puede calcular siguiendo el mismo enfoque utilizado en la mecánica de los suelos saturados, es decir, aplicando las teorías de capacidad de carga ampliamente aceptadas en la ingeniería práctica. Para esto, se asume que la cohesión está conformada por dos componentes, la cohesión efectiva y la cohesión asociada a la succión matricial. Además, Vanapalli *et al.* (1996) considerando que la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo no saturado está fuertemente relacionada con su contenido de agua, y por lo tanto con la succión matricial, propuso una relación para estimar la contribución a la resistencia al esfuerzo cortante debida a la succión matricial, usando la curva de retención del suelo y los parámetros

de resistencia al esfuerzo cortante saturados. Vanapalli y Mohamed (2007), ampliando los mismos conceptos, propusieron una relación similar para estimar la contribución a la capacidad de carga debida a la succión matricial, usando la curva de retención y el ángulo de fricción interna efectivo del suelo.

Generalmente, el modelado numérico mediante los modelos constitutivos BBM y BExM, requiere de la ejecución de pruebas de laboratorio con succión controlada para la determinación de los parámetros del suelo. Esta es una limitante importante para la aplicación de la metodología de análisis mediante estos modelos constitutivos. Sin embargo, se ha demostrado que la realización de dos series de pruebas, edométricas y triaxiales, en condiciones secas y saturadas, permite la identificación de los parámetros del modelo (Alonso *et al.*, 2005).

El modelado numérico de los ensayos edométricos con control de succión, realizados sobre el material A28 que conforma la base colapsable del terraplén experimental de Rouen, si bien no arrojó los mejores resultados con respecto a la deformación volumétrica, si lo hizo en cuanto al grado de saturación y a la relación de agua. Esto permitió definir los parámetros del modelo BBM del material A28, que quizá hubieran sido más precisos si se hubiera contado con un buen número de pruebas edométricas con succión controlada en laboratorio, para ser modeladas y comparar los resultados.

Con base en los resultados del modelado numérico de los ensayos edométricos con control de succión se realizó el modelado numérico del terraplén experimental de Rouen. La respuesta del modelo bajo los efectos del humedecimiento mediante inundaciones por base fue muy satisfactoria, considerando las condiciones de contorno establecidas y los parámetros del suelo previamente determinados. Se lograron gráficas de tendencias y comportamiento del contenido de agua volumétrico y las deformaciones verticales, bastante aproximadas a las obtenidas de manera experimental. Esto permitió realizar un posterior análisis para observar la influencia de la variación de los esfuerzos y/o de la succión, del estado inicial de porosidad y del grado de saturación, en el comportamiento y deformación volumétrica de cada capa de la base colapsable del terraplén.

El modelado numérico del terraplén experimental se realizó considerando como condición de frontera una restricción total en cuanto a los desplazamientos verticales y horizontales en la línea de base. De igual manera, se consideró permeable esta línea en las etapas de humedecimiento de la base drenante y de las dos inundaciones programadas. Podría suponerse que el modelado numérico del terraplén mejoraría en sus respuestas, si se considerara la base drenante como un material más de la estructura, siempre y cuando se conocieran las propiedades mecánicas e hidráulicas del material con que fue construida. De esta manera, se aplicarían las restricciones en cuanto a desplazamientos y a flujo de agua en el límite inferior de la base drenante como en realidad se construyó. Lo anterior también podría ayudar a determinar si las inundaciones asimétricas tienen o no un efecto significativo en los costados de la base colapsable

del terraplén, ya que de la manera en que fue modelado no se presentaron diferencias apreciables.

8.2. Líneas de investigación

En este trabajo se consideraron únicamente los efectos en el comportamiento del terraplén experimental de Rouen, debidos humedecimiento por el pie mediante la saturación de la base drenante, y de las dos inundaciones ocasionadas. Cui *et al.* (2010) investigaron la influencia de los cambios climáticos en la respuesta del suelo del terraplén, los cambios en el contenido volumétrico de agua y la temperatura, así como la succión a lo largo del eje central, utilizando un modelo unidimensional basado en los datos meteorológicos obtenidos *in situ*. Tanto la simulación como el monitoreo de campo mostraron que los efectos climáticos están limitados a una profundidad baja, resultado de la baja permeabilidad del relleno compactado.

De lo anterior surge una posible línea de investigación que consiste en realizar un modelado numérico integral, que involucre tanto los efectos del humedecimiento por la base como los efectos por los cambios climáticos, los cambios en el contenido volumétrico de agua y la temperatura. Si bien los efectos causados por los fenómenos climáticos están limitados a una profundidad baja, su actuar en conjunto con los humedecimientos por causa de las inundaciones implicaría un ajuste adicional de los parámetros de los materiales. Además, se consideraría la base drenante como una capa más de la estructura, averiguando las propiedades mecánicas e hidráulicas del material con que haya sido conformada.

Bibliografía

- Aitchison, G. D. (1961). Relationships of moisture stress and effective stress functions in unsaturated soils. *Proceedings of Conference on Pore Pressure and Suction in Soils*, London, pp. 47–52.
- Aitchison, G. D. (1965). Discusión: Soil properties – shear strength and consolidation. En *Proceeding of 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Montreal, vol. 3, pp. 318–321.
- Aitchison, G. D. (1973). The quantitative description of the stress deformation behavior of expansive soils. *Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils*, Haifa, 2:79–82.
- Alonso, E. E., Gens, A. y Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3):405–430.
- Alonso, E. E., Olivella, S. y Pinyol, N. M. (2005). A review of Beliche dam. *Géotechnique*, 55(4):267–285.
- Alonso, E. E., Vaunat, J. y Gens, A. (1999). Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. *Engineering Geology*, 54(1):173–183.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussière, B. y Chapuis, R. P. (2003). A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(6):1104–1122.
- Barrera B., M. (2002). *Estudio experimental del comportamiento hidro-mecánico de suelos colapsables*. Tesis doctoral, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Bishop, A. W. (1959). The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad*, 106(39):859–863.
- Brackley, I. J. A. (1973). Swell pressure and free swell in a compacted clay. *Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils*, Haifa, 1:169–176.
- Brooks, R. H. y Corey, A. T. (1964). *Hydraulic properties of porous media*. Número 3. Hydrology Papers, Colorado State University, Fort Collins, EE. UU.
- Chen, F. H. (2000). *Soil engineering: testing, design, and remediation*. CRC Press, Boca Ratón, EE. UU.
- Corey, A. T. (2003). *Mechanics of immiscible fluids in porous media*. Water Resources Publications, LLC, Highlands Ranch, EE. UU.
- Croney, D., Coleman, J. D. y Black, W. P. M. (1958). Movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. En *Water and Its Conduction in Soils*, Special Report No. 40, pp. 226–252. Highway Research Board, Washington.
- Cui, Y. J., Gao, Y. B. y Ferber, V. (2010). Simulating the water content and temperature changes in an experimental embankment using meteorological data. *Engineering Geology*, 114(3):456–471.
- Das, B. M. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. Cengage Learning, México D. F., séptima edición.
- De Beer, E. E. (1970). Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand. 20(4):387–411.
- Desai, C. S. y Zhang, D. (1987). Viscoplastic model for geologic materials with generalized flow rule. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 11(6):603–620.
- Dif, A. E. y Bluemel, W. F. (1991). Expansive soils under cyclic drying and wetting. *Geotechnical Testing Journal*, 14(1):96–102.
- Dineen, K. (1997). *The influence of soil suction on compressibility and swellit*. Tesis doctoral, Imperial College of Science, Technology & Medicine, University of London.
- Ferber, V., Vincelas, G., Sagnard, N., David, J.-P., Bodenes, D., Auriol, J.-C. y Khay, M. (2007). Remblais en zones humides et inondables conséquences de l'inondation du remblai expérimental de Rouen et enseignements tirés pour la conception. Rapport final. Convention SNCF – LCPC – CETE Normandie Centre, LCPC.
- Fredlund, D. G. (1973). *Volume change behavior of unsaturated soils*. Tesis doctoral, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton.
- Fredlund, D. G. (2000). The 1999 R.M. Hardy lecture: The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering practice. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(5):963–986.
- Fredlund, D. G. (2006). Unsaturated soil mechanics in engineering practice. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(3):286–321.
- Fredlund, D. G. y Morgenstern, N. R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 103(GT5):447–466.
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R. y Widger, R. A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3):313–321.
- Fredlund, D. G. y Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons, Inc., New York, EE. UU.
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H. y Fredlund, M. D. (2012). *Unsaturated soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, EE. UU.
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H. y Gan, J. K. M. (1987). Nonlinearity of strength envelope for unsaturated soils. *Proceedings of the 6th International Conference on Expansive Soils*, New Delhi, 1:49–54.

- Fredlund, D. G. y Xing, A. (1994). Equations for the soil–water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(3):521–532.
- Fredlund, M. D., Fredlund, D. G. y Wilson, G. W. (1997). Prediction of the soil–water characteristic curve from grain–size distribution and volume–mass properties. *3rd Brazilian Symposium on Unsaturated Soils*, Rio de Janeiro, Brazil.
- Fung, Y. C. (1965). *Foundations of solid mechanics*. Prentice–Hall, New Jersey, EE. UU.
- Gan, J. K. M., Fredlund, D. G. y Rahardjo, H. (1988). Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test. *Canadian Geotechnical Journal*, 25(3):500–510.
- Garven, E. A. y Vanapalli, S. K. (2006). Evaluation of empirical procedures for predicting the shear strength of unsaturated soils. *Proceedings of the 4th International Conference on Unsaturated Soils*, American Society of Civil Engineers, Geotechnical Special Publication, Carefree, 147(2):2570–2581.
- Gens, A. y Alonso, E. E. (1992). A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(6):1013–1032.
- Gens, A. y Romero, E. (2000). Ensayos de laboratorio. *Simposio sobre Geotecnia de las Infraestructuras del Transporte*, Barcelona, pp. 17–43.
- Gómez, E. (2013). Efecto de las condiciones iniciales de compactación dinámica en la presión de preconsolidación de un suelo. Tesis de maestría, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Gómez, R. (2009). Caracterización hidro–mecánica del suelo del terraplén experimental de Rouen. Tesis de maestría, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Hanna, A. M. y Meyerhof, G. G. (1981). Experimental evaluation of bearing capacity of footings subjected to inclined loads. *Canadian Geotechnical Journal*, 18(4):599–603.
- Hansen, J. B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute*, boletín núm. 28, pp. 5–11.
- Heeres, O. M., Suiker, A. S. J. y de Borst, R. (2002). A comparison between the Perzyna viscoplastic model and the consistency viscoplastic model. *European Journal of Mechanics A/Solids*, 21(1):1–12.
- Hilf, J. W. (1956). *An investigation of pore–water pressure in compacted cohesive soils*. Tesis doctoral, Technical Memorandum No. 654, U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Design and Construction Division, Denver.
- Jennings, J. E. (1961). A revised effective stress law for use in the prediction of the behaviour of unsaturated soils. *Proceedings of Conference on Pore Pressure and Suction in Soils*, London, pp. 26–30.
- Jiménez S., J. A. (1990). *Décima conferencia Nabor Carrillo. Hacia una mecánica de suelos no saturados*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C., México D. F.
- Jiménez S., J. A. y De Justo A., J. L. (1975). *Geotecnia y cimientos I. Propiedades de los suelos y de las rocas* (2.ª ed.). Editorial Rueda, Madrid, España.
- Jommi, C. (2000). Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils. *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils*, Tarantino & Mancuso Eds., pp. 139–153.
- Josa, A., Alonso, E. E., Lloret, A. y Gens, A. (1987). Stress–strain behaviour of partially saturated soils. *Proceedings of the 9th European conference on soil mechanics and foundation engineering*, Dublin, 2:561–564.
- Justo, J. L., Delgado, A. y Ruiz, J. (1984). The influence of stress–path in the collapse–swelling of soils at the laboratory. *Proceedings of the 5th International Conference on Expansive Soils*, Adelaide, pp. 67–71.
- Komine, H. y Ogata, N. (1994). Experimental study on swelling characteristics of compacted bentonite. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4):478–490.
- Komornik, A. y Zeitlen, J. G. (1965). An apparatus for measuring lateral soil swelling pressure in the laboratory. *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Montreal, 1:278–281.
- Kumbhojkar, A. S. (1993). Numerical evaluation of Terzaghi's N_{γ} . *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(3):598–607.
- Lambe, T. W. (1960). A mechanistic picture of shear strength in clay. *Proceedings of Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, American Society of Civil Engineers, Boulder, pp. 555–580.
- Lee, H. C. y Wray, W. K. (1992). Evaluation of soil suction instruments. *Proceedings of the 7th International Conference on Expansive Soils*, Dallas, 1:307–312.
- Lee, H. C. y Wray, W. K. (1995). Techniques to evaluate soil suction – A vital unsaturated soil water variable. En Alonso, E. E. y Delage, P. (Eds.), *Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils*, vol. 2, pp. 615–622, Paris.
- Leong, E. C. y Rahardjo, H. (1997). Review of soil–water characteristic curve equations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(12):1106–1117.
- Loaiza C., D. E. (2016). Comportamiento de terraplenes poco compactados frente a inundaciones del pie. Tesis de maestría, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña.
- López A., N. P. y Mendoza P., J. A. (2016). *Flujo de agua en suelos parcialmente saturados y su aplicación a la ingeniería geotécnica*. Instituto de Ingeniería UNAM, México D. F.
- Meyerhof, G. G. (1951). The ultimate bearing capacity of foundations. *Geotechnique*, 2:301–332.
- Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 1(1):16–26.
- Meza O., V. E. (2012). Suelos parcialmente saturados, de la investigación a la cátedra universitaria. *Boletín de Ciencias de la Tierra*, (31):23–38.
- Miller, C. J., Yesiller, N., Yaldo, K. y Merayyan, S. (2002). Impact of soil type and compaction conditions on soil water characteristic. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(9):733–742.
- Mitchell, J. K. y Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behavior*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, EE. UU., tercera edición.
- Montoro, M. A. y Francisca, F. M. (2011). Permeabilidad intrínseca de suelos arenosos con presencia de partículas de limo y arcilla. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 11(1):163–177.
- Morgenstern, N. R. (1979). Properties of compacted soils. *Proceedings of the 6th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Lima, 3:349–354.
- Mrad, M., Abdallah, A., Masrouri, F. y Vaunat, J. (2006). Finite–Element implementation of BEXM elastoplastic model for swelling unsaturated soils. *Unsaturated Soils 2006. Proceedings of the 4th International Conference on Unsaturated Soils*, 2:1932–1943.
- Oloo, S. Y. (1994). *A bearing capacity approach to the design of low–volume traffic roads*. Tesis doctoral, University of Saskatchewan, Saskatoon.

- Otálvaro, I. F. y Cordão-Neto, M. P. (2012). Características de compresibilidad de un suelo tropical compactado. *XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C.*
- Pereira, J.-M., Coussy, O., Alonso, E. E., Vaunat, J. y Olivella, S. (2010). Is the degree of saturation a good candidate for Bishop's χ parameter? *Proceedings of the 5th International Conference on Unsaturated Soils, 2.*
- Pérez G., N. (2008). Determinación de curvas características en suelos no saturados con celdas de presión. Publicación Técnica 313, Instituto Mexicano del Transporte, Querétaro, México.
- Perzyna, P. (1966). Fundamental problems in viscoplasticity. *Advances in Applied Mechanics, 9*:243–377.
- Pousada P., E. (1982). *Deformabilidad de las arcillas expansivas bajo succión controlada*. Tesis doctoral, E. T. S. I. Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.
- Prandtl, L. (1920). Über die härte plastischer körper. *Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Mathematisch-Physikalische Klasse, 1920*:74–85.
- Richards, B. G. (1966). The significance of moisture flow and equilibria in unsaturated soils in relation to the design of engineering structures built on shallow foundations in australia. En *Symposium on Permeability and Capillary, American Society for Testing and Materials, Atlantic City.*
- Rojas, S. y León, B. (2008). Formulación matemática del modelo viscoplastico de Perzyna. *Revista Ciencia e Ingeniería, 29*(1):65–78.
- Romero, E. y Vaunat, J. (2000). Retention curves of deformable clays. International workshop on unsaturated soils: Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils, Trento, Italy. *A.A. Balkema, Rotterdam*, pp. 91–106.
- Sánchez, M., Gens, A., do Nascimento Guimarães, L. y Olivella, S. (2005). A double structure generalized plasticity model for expansive materials. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 29*(8):751–787.
- Scheinost, A. C., Sinowski, W. y Auerswald, K. (1997). Regionalization of soil water retention curves in a highly variable soilscape, I. Developing a new pedotransfer function. *Geoderma, 78*(3):129–143.
- Simo, J. C. y Hughes, T. J. R. (1998). *Computational inelasticity*. Springer, New York, EE. UU.
- Skempton, A. W. (1961). Effective stress in soils, concrete and rocks. *Proceedings of Conference on Pore Pressure and Suction in Soils, London*, pp. 4–16.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. John Wiley & Sons, Inc., New York, EE. UU.
- Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Journal of Soil Science Society of America, 44*(5):892–898.
- Vanapalli, S. K. y Fredlund, D. G. (2000). Comparison of empirical procedures to predict the shear strength of unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Geo-Denver 2000 Conference, American Society of Civil Engineers, Geotechnical Special Publication, Denver, 99*:195–209.
- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E. y Clifton, A. W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian Geotechnical Journal, 33*(3):379–392.
- Vanapalli, S. K. y Mohamed, F. M. O. (2007). Bearing capacity of model footings in unsaturated soils. En Schanz, T. (Ed.), *Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, pp. 483–493, Berlin, Heidelberg. Springer.
- Vesić, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 99*(1):45–73.
- Yang, H., Rahardjo, H., Leong, E.-C. y Fredlund, D. G. (2004). Factors affecting drying and wetting soil-water characteristic curves of sandy soils. *Canadian Geotechnical Journal, 41*(5):908–920.
- Yong, R. N. y Warkentin, B. P. (1966). *Introduction to soil behavior*. Macmillan, New York, EE. UU.
- Zapata, C. E. (1999). *Uncertainty in soil-water characteristic curve and impacts on unsaturated shear strength predictions*. Tesis doctoral, Arizona State University, Tempe, United States.
- Zepeda G., J. A. (Ed.). (2004). *Mecánica de suelos no saturados*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C. y Universidad Autónoma de Querétaro, México D. F.

