



COMPRESIBILIDAD DE MEZCLAS DE ARCILLA E INCLUSIONES
RIGIDAS

CARLOS EDUARDO ZAMBRANO NARVÁEZ

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
BOGOTÁ, D.C.

ENERO DE 2003

Universidad de los Andes

COMPRESIBILIDAD DE MEZCLAS DE ARCILLA E INCLUSIONES
RIGIDAS

Por:
CARLOS EDUARDO ZAMBRANO NARVÁEZ, I.C.

Director:
BERNARDO CAICEDO HORMAZA, Ph.D.

TESIS PRESENTADA COMO REQUISITO PARCIAL PARA OPTAR EL
TITULO DE MAGÍSTER EN INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
BOGOTÁ, D.C.

ENERO DE 2003

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	X
1. LA CENTRÍFUGA.....	1
1.1 Origen y Desarrollo de la Centrífuga en la Investigación Geotécnica en el Mundo. ..	1
1.2 Leyes de Escala Para Modelos Cuasi-Estáticos	4
1.2.1 Escala de Dimensiones.....	5
1.2.2 Escala del Tiempo en Problemas de Difusión	8
1.2.3 Escala en Problemas de Flujo.....	9
1.3 Características de la Centrífuga Empleada en la Investigación.....	12
2. COMPRESIBILIDAD.....	14
2.1 Compresibilidad en Material Fino	14
2.2 Compresibilidad en Material Grueso	17
2.2.1 Compresibilidad a bajos niveles de esfuerzo.....	17
2.2.2 Compresibilidad a altos niveles de esfuerzo.....	18
2.3 Compresibilidad en Mezclas Binarias (material fino – material grueso).....	24
2.3.1 Permeabilidad	29
2.3.2 Rigidez del esqueleto de mezclas binarias	36
3. MODELACIÓN A ESCALA REDUCIDA.....	39
3.1 Criterio en la Modelación	39

3.2	Materiales en la Modelación.....	39
3.2.1	Fragmentos Roca o de Arcilla Dura – Inclusiones Cilíndricas de Aluminio	40
3.2.2	Matriz arcillosa – Caolín.....	40
3.3	Construcción del Modelo	40
3.3.1	Sistema de drenaje.....	41
3.3.2	Fabricación de la mixtura binaria y aplicación de la sobrecarga	43
3.4	Problemas en la Modelación.....	46
3.5	Resultados de la Modelación Física	49
	CONCLUSIONES	58
	REFERENCIAS.....	59

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1.1 Factores de escala para modelaciones en centrífuga realizados a N veces la gravedad de la Tierra y empleando en la construcción del modelo el mismo suelo que el encontrado en el prototipo.....	11
Tabla 3.1 Características del caolín empleado en la modelación física	40
Tabla 3.2 Resultados de deformaciones obtenidas en los modelos a escala reducida	49
Tabla 3.3 Cálculos de la variación de la porosidad, relación de vacíos con la concentración de inclusiones rígidas en mezclas binarias: caolín-inclusiones cilíndricas de aluminio	55

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1.1 Esfuerzo inercial en un modelo equivalente al esfuerzo gravitacional en el prototipo.....	6
Figura 1.2 Comparación de la distribución de esfuerzos en el prototipo y su modelo	6
Figura 1.3 Definición convencional del gradiente hidráulico como una relación de longitudes	10
Figura 1.4 Detalle de los contenedores de la centrífuga con paredes de acrílico	13
Figura 2.1 Fábrica en suelos finos. a)Floculada, b)Dispersa	15
Figura 2.2 Compresibilidad en pruebas edométricas de varias arenas sujetas a grandes esfuerzos (Tomado de Rodríguez et al., 1996)	19
Figura 2.3 Relación entre el módulo edométrico y el peso específico seco en materiales granulares (Tomado de Rodríguez et al., 1996)	21
Figura 2.4 Datos de compresibilidad para tres materiales de enrocamiento (Tomado de Rodríguez et al., 1996)	22
Figura 2.5 Curvas granulométricas de tres materiales de enrocamiento	23
Figura 2.6 Rotura de granos en pruebas triaxiales	23
Figura 2.7 Cambios en la fábrica de mezclas binarias con la variación de las concentraciones de sus componentes	26
Figura 2.8 Diagramas de fase de mezclas binarias	26
Figura 2.9 Variación de la porosidad con la concentración de arcilla en mezclas binarias	27
Figura 2.10 Permeabilidad de la bentonita en agua destilada y salada (Adaptada de Kenney et al., 1992)	32
Figura 2.11 Resultados de los ensayos de compactación y permeabilidad en mezclas binarias (Adaptada de Kenney et al., 1992)	34

	Pág.
Figura 2.12 Permeabilidad de mezclas binarias arena-bentonita (Adaptada de Kenney et al., 1992)	35
Figura 2.13 Variación de módulos elásticos y relación de Poisson con la concentración de arcilla	36
Figura 2.14 Variación de la tasa de creep con la concentración de arcilla en mezclas binarias (Adaptada de Mitchell, 1993)	38
Figura 3.1 Variación del Módulo Edométrico con la concentración de inclusiones rígidas	53
Figura 3.2 Variación de la porosidad de la mezcla binaria fabricada con la concentración de sus componentes	54

LISTA DE FOTOS

	Pág.
Fotografía 1.1 Centrífuga geotécnica empleada en la investigación	13
Fotografía 2.1 Fragmento de arcilla dura producto del dragado, empleado en la construcción de rellenos para la recuperación de tierras en Singapur (Tomada de Phoon et al., 2002)	24
Fotografía 2.2 Detalle del afloramiento de un perfil de meteorización donde se observan materiales finos y gruesos (Tomada de Rodríguez et al., 2002)	25
Fotografía 3.1 Construcción de la muestra de caolín para el ensayo de consolidación a una humedad igual a 1.5 WLL.	41
Fotografía 3.2 Ejecución del ensayo de consolidación en la muestra de caolín a lo largo de la línea de normal consolidación	41
Fotografía 3.3 Extracción manual del agua proveniente de la consolidación de la mezcla binaria	42
Fotografía 3.4 Sistema de drenaje inferior en el contenedor de la centrífuga	42
Fotografía 3.5 Agujero en la tapa de acrílico para permitir la salida del agua	42
Fotografía 3.6 Protección del agujero con geotextil	43
Fotografía 3.7 Agujero después de la centrifugación	43
Fotografía 3.8 Caolín mezclado a una humedad inferior a 1.5 WLL.	43
Fotografía 3.9 Caolín mezclado a una humedad igual a 1.5WLL.	43
Fotografía 3.10 Montaje del caolín y las barras de aluminio en los contenedores de la centrífuga.....	44
Fotografía 3.11 Llenado de los espacios vacíos entre las barras	44
Fotografía 3.12 Sellado de los puntos de contacto entre el acrílico y el contenedor con silicona	44
Fotografía 3.13 Sellado de la parte superior del contenedor	44
Fotografía 3.14 Auscultación de la superficie del modelo	45

	Pág.
Fotografía 3.16 Sobrecarga constituida por 12 barras de aluminio y varios balines de plomo	45
Fotografía 3.17 El movimiento de la centrífuga a gran velocidad crea una corriente de aire que seca la muestra hasta agrietarla	46
Fotografía 3.18 Modelo con inclusión rígida en acero colocada después de consolidar el caolín	47
Fotografía 3.19 Modelo con inclusiones esféricas colocada después de consolidar el caolín	47
Fotografía 3.20 Modelo con 11 barras de aluminio alrededor de las cuales se presentan espacios creados por el proceso de inserción	48
Fotografía 3.21 Sistema de drenaje ineficiente	49
Fotografía 3.22 Mezcla binaria con 70 barras	50
Fotografía 3.23 Mezcla binaria con 60 barras	50
Fotografía 3.24 Mezcla binaria con 50 barras	50
Fotografía 3.25 Mezcla binaria con 40 barras	50
Fotografía 3.26 Mezcla binaria con 30 barras	51
Fotografía 3.27 Mezcla binaria con 20 barras	51
Fotografía 3.28 Mezcla binaria con 10 barras	51
Fotografía 3.29 Mezcla binaria con 5 barras	51
Fotografía 3.30 Mezcla binaria con 2 barras	51
Fotografía 3.31 Mezcla binaria con 1 barra	51
Fotografía 3.32 Mezcla binaria sin barras al final del ensayo	52
Fotografía 3.33 Mezclas binarias con 5 y 70 inclusiones	52
Fotografía 3.34 Estructura con una concentración de inclusiones del 100% en peso	54

INTRODUCCIÓN

Las mixturas de materiales térreos gruesos y finos, se presentan tanto en la naturaleza, sobre la que se construye, como en las obras de ingeniería construidas con estos materiales térreos. Un ejemplo práctico de mezclas de materiales empleadas para la construcción de obras con tierra son los terraplenes para obras hidráulicas, entre las que se encuentran, presas, embalses, estanques, diques y rellenos para recuperación de tierras en zonas costeras. Las mezclas naturales de materiales finos e inclusiones rígidas (material grueso o bloques de arcilla dura) con el que las actividades de ingeniería en nuestro medio se encuentran más familiarizadas son los depósitos coluviales, debido a que más del 95% de la superficie en regiones de temperatura húmeda y del 85 al 90% de la superficie en áreas montañosas semiáridas, están cubiertas por éstos (Turner et al., 1996). Existen en la naturaleza otros tipos de mixturas naturales como son los conglomerados, brechas, depósitos glaciales y suelos residuales.

A pesar que una parte importante de los materiales con que tiene que tratar la ingeniería geotécnica son mezclas de materiales finos y gruesos, no se ha adelantado mucho en cuanto a las teorías y modelos matemáticos que permitan estimar las características de resistencia y deformabilidad de éstos, debido básicamente a la complejidad del problema que se presenta aún en un solo tipo de material. Revisiones de la literatura revelan que las investigaciones se han dirigido principalmente al trabajo por separado de gravas, arenas, limos y arcillas desde el nacimiento de la mecánica de suelos, siendo muy escasos los trabajos en mixturas. Lo anterior se evidencia en la ausencia del tema en los textos de mecánica de suelos y en el reducido número de artículos técnicos publicados.

Ante la necesidad de evaluar el comportamiento de los materiales y la dificultad en el avance teórico, las investigaciones en mezclas adelantadas hasta el momento se centran en métodos empíricos. Recientes investigaciones en mixturas se han enfocado principalmente a evaluar la resistencia al corte y la permeabilidad dejando un poco atrás el estudio de la compresibilidad (Lupini et al., 1981; Shakoor y Cook, 1990; Kenney et al., 1992; Gnanapragasam et al., 1995; Govindaraju et al., 1995; Naik et al., 1997; Vallejo et al., 2000).

La investigación mediante métodos empíricos implica el empleo de modelos físicos cuyo éxito se basa en la representación de las características y condiciones de los materiales determinantes en las propiedades en investigación. Una herramienta de modelación física que ha alcanzado un alto nivel en la investigación geotécnica en importantes centros de investigación en el mundo, es la centrífuga, la cual se viene empleando desde hace más de 100 años.

El alcance de esta investigación se enfoca en la evaluación de la influencia de la concentración de inclusiones rígidas en los asentamientos por consolidación de masas arcillosas. El término inclusiones rígidas hace referencia a fragmentos de arcilla dura y material granular los cuales son mucho más rígidos comparados con la matriz arcillosa que los rodea. Para lograr lo planteado, la investigación se apoya en la modelación centrífuga a escala reducida de masas de arcilla e inclusiones rígidas bajo carga uniforme.

El presente documento se encuentra conformado por tres capítulos. El primer capítulo inicia con una reseña histórica del desarrollo de la centrífuga desde su concepción teórica hasta la construcción de gigantes máquinas dotadas de complejos equipos auxiliares de operación, captura de datos e instrumentación que operan durante la centrifugación. Seguidamente se presenta la deducción de las principales leyes de escala que permiten establecer la equivalencia entre el modelo y el prototipo, y finalmente, se presenta la descripción de la centrífuga empleada en la investigación.

En el segundo capítulo se resaltan las características principales de la compresibilidad edométrica de materiales finos, gruesos y finalmente las de las mezclas de estos dos materiales. Se presenta el comportamiento de los materiales finos y gruesos por separado con el propósito de entender el comportamiento de las mezclas el cual se puede explicar desde lo observado individualmente en sus componentes.

El tercer capítulo en su comienzo presenta una descripción de los materiales empleados para la fabricación de la mixtura y el proceso de montaje del modelo en la centrífuga. Pensando en la necesidad de mejorar en la construcción de modelos a escala reducida, se presenta un breve recuento de los problemas encontrados en el proceso de fabricación y montaje del modelo que pueden influir definitivamente en los resultados obtenidos. Por último, se presentan los resultados encontrados después de realizar una auscultación de los asentamientos en el modelo a partir de los cuales se conceptualiza el fenómeno en observación basados en lo expuestos en el capítulo 2.

1. LA CENTRÍFUGA

La modelación en centrífuga se constituye hoy en día en la principal herramienta de modelación física disponible en la investigación geotécnica, debido a que hace posible el estudio y análisis de problemas geotécnicos empleando materiales térreos (suelos y rocas). Lo anterior es relevante si se tiene en cuenta que de esta forma se está incorporando en los resultados de la modelación, la influencia de las deformaciones en la magnitud de la presión de tierras y la influencia del nivel de esfuerzos e historia de esfuerzos en el comportamiento del suelo.

Una centrífuga es esencialmente una estructura sofisticada de carga, en la cual son ensayados modelos construidos con material térreo. Particularmente en la modelación en centrífuga, el modelo es una versión reducida de escala del prototipo. Análogo a ésta, existen en otras ramas de la ingeniería civil; la mesa vibratoria en ingeniería estructural, el túnel de viento en la ingeniería aeronáutica, la canaleta Parshall en ingeniería hidráulica, e incluso la cámara triaxial en la ingeniería geotécnica. En todos los casos, un modelo es ensayado y los resultados son extrapolados a un prototipo.

La modelación física tiene como objetivo la reproducción de eventos comparable con el que puede suceder o presentarse en el prototipo. Los dos eventos deben ser similares y esa semejanza debe estar establecida con leyes de escala apropiadas. Las leyes de escala no son comunes en la ingeniería geotécnica, aunque el factor tiempo de la consolidación es precisamente un parámetro adimensional de escala usado para relacionar los resultados del ensayo de laboratorio con eventos en campo.

Los dos aspectos claves en la modelación en centrífuga son las leyes y los errores de escala. Las leyes de escala pueden ser derivadas de una análisis dimensional o a partir de la consideración de las ecuaciones diferenciales que gobiernan el equilibrio. La modelación en centrífuga ha sido criticada por los errores de escala inducidos, la no-uniformidad del campo de aceleraciones generado por la centrífuga y por la dificultad de reproducir con suficiente detalle el prototipo en modelos de tamaño pequeño.

En los siguientes numerales de este capítulo presentamos; una breve reseña histórica del origen y desarrollo de la centrífuga, las leyes de escala para modelos cuasi-estáticos y finalmente una descripción de la centrífuga empleada en la investigación.

1.1 Origen y Desarrollo de la Centrífuga en la Investigación Geotécnica en el Mundo.

Edouard. Philips profesor de las universidades École Centrale y Polytechnique e Ingeniero Jefe de Minas, expuso por primera vez la idea de realizar modelos a escala reducida en centrífuga en Enero de 1869 a través de un artículo presentado a la Academia de Ciencias de Francia en el cual puso en evidencia las limitantes de la teoría de la elasticidad de la época en el análisis de estructuras complejas. Utilizando ecuaciones diferenciales que controlan el equilibrio de los

cuerpos elásticos, Philips estableció las relaciones de similitud que se deberían satisfacer con el fin de obtener el mismo comportamiento entre el modelo y el prototipo. En los problemas en que la gravedad juega un papel preponderante en el equilibrio, Philips evidenció la necesidad de emplear la fuerza centrífuga para obtener una similitud del estado de esfuerzos entre el modelo y el prototipo, además presentó los principios generales que deberían seguirse para la concepción de una centrífuga y propuso utilizar un equipo de este tipo para el estudio de factibilidad de los grandes puentes metálicos, tal como el que se proyectaba construir en esa época sobre el Canal de la Mancha.

Aunque la idea de utilizar este tipo de equipos en el estudio de las estructuras fue valiosa, el campo de aplicación en el que esta idea tuvo un desarrollo importante fue en la geotecnia. Sin embargo se necesitaron más de cincuenta años para que esta idea fuera llevada a la práctica. En efecto solamente en los años treinta se comenzó a desarrollar esta técnica experimental en la antigua Unión Soviética y en los Estados Unidos para utilizarla en diferentes problemas.

En 1931 Philip Bucky en la Universidad de Columbia, inició el estudio de la estabilidad de galerías mineras con una pequeña centrífuga con poca instrumentación. Este estudio no tuvo el impacto deseable en el desarrollo de la metodología de experimentación en mecánica de rocas y solamente a partir de los años setenta, con la influencia de los resultados obtenidos en Gran Bretaña, comenzó el desarrollo de los ensayos en centrífuga en los Estados Unidos.

En la Unión Soviética, las primeras experiencias sobre modelos a escala reducida en centrífuga comenzaron en 1932 en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Hidrogeología e Hidráulica Hidro-TeXgeo de Moscú. Posteriormente la utilización de centrífugas tuvo un gran desarrollo y a partir de los trabajos de Prokovski sobre la estabilidad de obras de tierra difundiendo rápidamente la técnica a los proyectos de presas en tierra, terraplenes y diques. En 1933 Fiodorov desarrolló una centrífuga dedicada a estudios de mecánica de suelos equipada con un rotor simétrico horizontal y contenedores basculantes en los extremos de los brazos. Este equipo sirvió de base para todas las centrífugas que posteriormente se construyeron en la Unión Soviética. En los treinta años siguientes, se instalaron aproximadamente veinte centrífugas en diferentes institutos de investigación en la Unión Soviética.

Aparte de la publicación en lenguaje Inglés de Prokovski y Fiodorov en el primer congreso de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos en Harvard (1936), el conjunto de trabajos soviéticos sobre la concepción y el desarrollo de los ensayos en centrífuga permaneció desconocido en el mundo occidental debido a la Segunda Guerra Mundial. El descubrimiento de estos trabajos tuvo lugar en los años sesenta a partir de las traducciones realizadas en Gran Bretaña de los trabajos de Sokolovski y de Prokovski y Fiodorov.

La introducción de contenedores basculantes por parte de Fiodorov en 1933, solucionó el problema ofrecido por los contenedores fijos los cuales obligaban a tomar precauciones especiales para evitar deslizamientos de taludes en los suelos granulares o la deformación excesiva de los modelos en arcilla blanda. Los contenedores basculantes aseguran que constantemente la vertical del modelo coincide con la resultante de las fuerzas de masa que le son aplicadas, facilitando de este modo la instalación del modelo en la canastilla.

Las investigaciones que más impacto tuvieron en el mundo, aparte de los trabajos soviéticos, fueron las realizadas en Japón y Gran Bretaña. La falta de interés en la investigación con centrífuga por parte de universidades y centros de investigación en Estados Unidos evidenciada antes de los años setenta, fue en gran parte debido al desacuerdo que manifestó Karl Terzaghi por el trabajo en centrífuga de Prokovski presentado en el Primer Congreso de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos en Harvard (Schofield, 2000). Terzaghi estableció que la modelación a escala reducida en centrífuga era una generalización de conclusiones derivadas de ensayos de modelos construidos con materiales que son totalmente diferentes a los “suelos reales” encontrados en campo (Schofield, 2000).

En el Japón, el Profesor Micasa de la Universidad de Osaka inició en 1964 la investigación a escala reducida en centrífuga con la verificación de la teoría que él había desarrollado sobre la consolidación de suelos finos a grandes deformaciones. A partir del entendimiento ganado por Micasa en la modelación a escala reducida, éste decidió extender sus estudios con una centrífuga instrumentada diseñada por él a problemas de capacidad portante y estabilidad de taludes considerando fuerzas sísmicas. Luego de estos primeros trabajos en Japón se hizo un esfuerzo continuo para el desarrollo de nuevos equipos de centrifugación en numerosos centros de investigación.

Los trabajos del Dr. A.N. Schofield realizados en Gran Bretaña al final de la década del sesenta influyeron notablemente en el desarrollo de la centrifuga en el mundo occidental. El descubrimiento de los trabajos soviéticos fue el factor que influyó en el equipo de mecánica de suelos de la Universidad de Cambridge y Manchester. Se comenzaron a abordar una multitud de problemas de complejidad creciente, desde el estudio de la estabilidad de excavaciones hasta el estudio de la licuefacción de un suelo bajo la acción de un sismo, pasando por el estudio paramétrico de la estabilidad de túneles construidos en suelos blandos. La evolución de las metodologías de ensayo fue acompañada de un desarrollo de todo tipo de instrumentación y actuadores diseñados para trabajar en campos de altas aceleraciones.

Las investigaciones de A. N. Schofield contribuyeron a masificar el interés por los ensayos en centrífuga entre la comunidad de investigadores de mecánica de suelos. Las primeras experiencias en modelación a escala reducida se realizaron con una centrífuga de una firma aeronáutica equipada con contenedores fijos, este equipo podía embarcar una masa de 250kg. y acelerarla hasta 80 gravedades. Posteriormente, alrededor de 1970, se construyeron tres centrífugas de gran capacidad en Cambridge y Manchester. Estas centrífugas, junto con algunas centrífugas Soviéticas, permanecieron durante cerca de diez años como los equipos más grandes en servicio.

En Francia, las ideas presentadas por Philips en el siglo pasado solamente fueron aplicadas en los años setenta en el Laboratorio de Mecánica de Suelos École Polytechnique y luego por el Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées en 1985, todas las experiencias se desarrollaron en centrífugas del Departamento de Energía Atómica desarrolladas inicialmente para fines militares.

Como se puede evidenciar de lo dicho hasta el momento, la mayoría de los primeros ensayos que se efectuaron con centrífuga en la Unión Soviética, Japón y Francia, se realizaron con equipos

diseñados para probar piezas mecánicas. Las experiencias de este tipo de ensayos pusieron en evidencia la necesidad de desarrollar equipos diseñados especialmente para la experimentación geotécnica. Este hecho condujo al desarrollo de centrífugas capaces de embarcar masas mucho más grandes, equipadas con rotores de gran radio, brazos basculantes y de contenedores adaptados a la modelación geotécnica.

En los últimos veinte años ha habido un fuerte aumento del número de equipos de investigación que se han interesado en la modelación en centrífuga hasta tal punto que actualmente el estudio de modelos geotécnicos en escala reducida es una etapa fundamental en el diseño de obras de ingeniería de relativa importancia en países desarrollados como Japón.

La evolución de los quipos en los últimos cincuenta años se ha dirigido hacia tres aspectos: los cambios en la concepción de los aparatos propiamente dichos, el aumento de su capacidad y la complejidad creciente en las posibilidades de experimentación acompañado del desarrollo vertiginoso de mecanismos de instrumentación, captura de información y operación (por ejemplo; equipo de hincado de pilotes y piezoconos) que operan durante la centrifugación.

Los años ochenta se caracterizaron por el nacimiento de una nueva generación de centrífugas de diseño más elaborado y de mayor capacidad¹. Un ejemplo de este tipo de aparatos es la centrífuga del Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées de Francia, la cual tiene un radio de giro de diez metros.

1.2 Leyes de Escala Para Modelos Cuasi-Estáticos²

Para observar en un modelo a escala reducida los mismos fenómenos que se presentan en una obra a escala natural, se deben mantener entre los dos; además de las propiedades físicas de los materiales, las condiciones de similitud que son dictadas por las leyes de escala. De aquí en adelante se van a emplear los subíndices p y m que hacen referencia a características del prototipo y su modelo, respectivamente.

En la mecánica de fluidos y en la ingeniería estructural, la modelación a escala reducida se realiza bajo el campo gravitacional terrestre, lo que conlleva a que los materiales encontrados en el prototipo sean reemplazados, para la construcción de modelos, por otros (por ejemplo con un fluido de densidad o viscosidad diferente) cuyas características mecánicas se escogen de tal forma que se satisfagan las condiciones de similitud.

En la mayoría de problemas que se encuentran en la geotecnia, los esfuerzos generados por el peso propio juegan un papel fundamental en el equilibrio, obligando de esta forma a satisfacer la condición de similitud teniendo en cuenta que los esfuerzos o presiones deben ser iguales tanto

¹En las centrífugas de la primera generación, la masa embarcable era solamente de algunas decenas de kilos; actualmente la masa embarcable puede llegar a seis toneladas, lo permite realizar ensayos sobre maquetas de aproximadamente 2m³. La aceleración máxima en las centrífugas modernas varía generalmente entre 100 y 200g, esto implica que se puede realizar modelos reducidos a escala de 1/100 o 1/200.

² Los modelos cuasi-estáticos son aquellos que no son sometidos a excitaciones dinámicas durante la centrifugación.

en el modelo como en el prototipo. Para cumplir la anterior condición existen dos formas (Bernardo, 2000):

- Emplear materiales de mayor densidad para la construcción de modelos: Esta opción presenta problemas por la dificultad de obtener el mismo campo de deformaciones debido a que los materiales del prototipo y modelo no tienen las mismas leyes constitutivas. Una característica esencial de la modelación en la geotecnia es la necesidad de reproducir el comportamiento del suelo en términos de resistencia y rigidez. La complejidad de la reología de los suelos hace prácticamente imposible encontrar materiales de reemplazo.
- Aumentar la intensidad de las fuerzas de masa: Ante la dificultad planteada anteriormente, esta opción se convirtió en el origen de la centrífuga.

A continuación se presentan las leyes de escala para la dimensión, el tiempo y el gradiente hidráulico (flujo a través de medios porosos), las cuales se emplean para establecer la equivalencia entre el prototipo y el modelo cuando se opta por el aumento de la intensidad de fuerzas de masa a través de la centrífuga.

1.2.1 Escala de Dimensiones

El esfuerzo vertical, σ_{vp} , a una profundidad h_p en un estrato de suelo de densidad ρ a escala natural viene dado por:

$$\sigma_{vp} = \rho \cdot g \cdot h_p \quad \text{Ecuación 1.1}$$

Mientras que en un modelo construido con el mismo suelo de densidad ρ a una aceleración igual a N veces la gravedad de la Tierra, el esfuerzo vertical, σ_{vm} , a una profundidad h_m esta dado por:

$$\sigma_{vm} = \rho \cdot N \cdot g \cdot h_m \quad \text{Ecuación 1.2}$$

Como el estado de esfuerzos tanto en el prototipo como en el modelo son iguales ($\sigma_{vm} = \sigma_{vp}$) la equivalencia en dimensiones es $h_m = h_p \cdot N^{-1}$, en otras palabras el factor de escala para dimensiones lineales es 1:N (Ver la Figura 1.1) . Al ser el modelo una representación a escala lineal del prototipo, los desplazamientos tienen el mismo factor de escala, 1:N, lo que permite concluir que la deformación unitaria entre el prototipo y modelo tiene escala 1:1. El hecho anterior conlleva a que la curva esfuerzo-deformación movilizadas en el modelo sea idéntica a la que se presenta en el prototipo.

En la Ecuación 1.2 se resume que la superficie del modelo está libre de esfuerzos y que dentro de la masa la magnitud del esfuerzo se incrementa con la profundidad con una tasa que está en función de la densidad del suelo (ρ) y la fuerza del campo de aceleración (N) (Ver Figura 1.1).

Como puede verse, la estratificación y el cambio de esfuerzos in situ con la profundidad, observados a gran escala, pueden ser perfectamente reproducidos con la centrífuga.

La gravedad de la tierra se considera uniforme en el rango de profundidades de suelo en que la ingeniería geotécnica trabaja. Cuando se emplea una centrífuga para generar campos de aceleración altos requeridos para la modelación física, hay una ligera variación en la aceleración a través del modelo. Esto se debe a que el campo de aceleración generado por la centrífuga está dado por $\omega^2 r$, donde ω es la velocidad angular de la centrífuga y r es la distancia desde el centro de giro fijo a cualquier punto desde la superficie hasta la base del modelo.

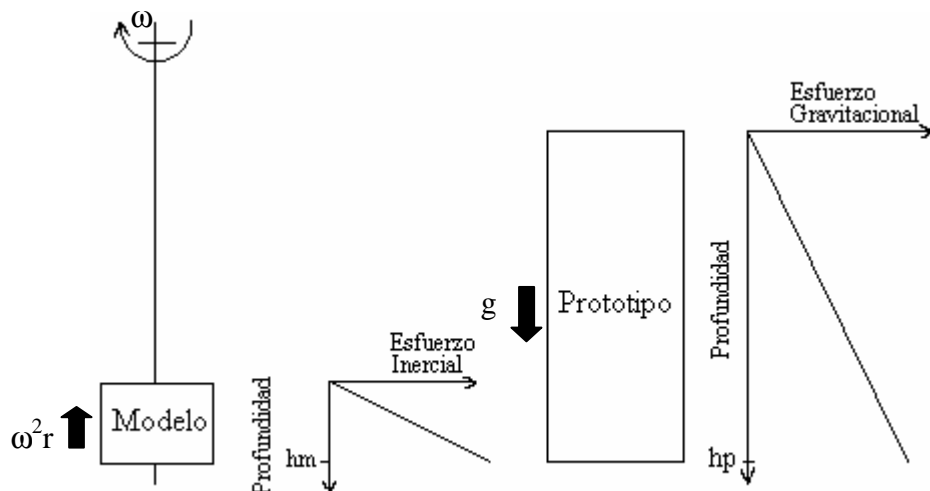


Figura 1.1: Esfuerzo inercial en un modelo equivalente al esfuerzo gravitacional en el prototipo. El esfuerzo inercial se obtiene por el aumento de la intensidad de las fuerzas de masa a través de la rotación alrededor de un eje fijo (Adaptada de Taylor, 1995).

En la Figura 1.1 se ilustra la distribución de esfuerzos verticales en el prototipo y su respectivo modelo. En la Figura 1.2 a manera comparativa se indica la distribución de esfuerzos en el prototipo y modelo.

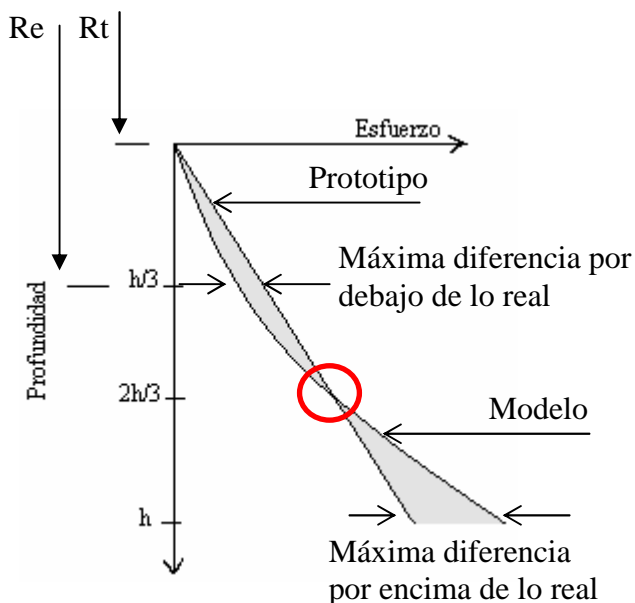


Figura 1.2: Comparación de la distribución de esfuerzos en el prototipo y su modelo. Para mayor claridad se presenta de forma exagerada la variación no lineal del esfuerzo vertical en el modelo. El círculo en la figura marca la correspondencia en magnitud de esfuerzo vertical (Adaptada de Taylor, 1995).

En el prototipo, el esfuerzo vertical a la profundidad $h_p = Nh_m$ esta dado por:

$$\sigma_{vp} = \rho \cdot g \cdot h_p = \rho \cdot g \cdot N \cdot h_m \quad \text{Ecuación 1.3}$$

Para atenuar la diferencia de distribución de esfuerzos entre el modelo y el prototipo, el factor de escala N debe ser calculado a partir de la selección de un radio denominado efectivo (R_e) el cual tiene un valor que está entre el radio medido desde la superficie (R_t) a la base del modelo (R_m) (Ver Figura 1.2):

$$N \cdot g = \omega^2 R_e \quad \text{Ecuación 1.4}$$

Si el radio hasta la parte superior del modelo es R_t , entonces el esfuerzo vertical a una profundidad z en el modelo está determinado por:

$$\sigma_{mv} = \int_0^z \rho \cdot \omega^2 (R_t + z) dz = \rho \omega^2 z \left(R_t + \frac{z}{2} \right) \quad \text{Ecuación 1.5}$$

Si el esfuerzo vertical en el modelo es igual al encontrado en el prototipo a una profundidad $z = h_i$, entonces a partir de las tres ecuaciones anteriores se obtiene la siguiente expresión para el radio efectivo (R_e es la distancia medida desde el centro de giro hasta un punto dentro del modelo donde el esfuerzo vertical es igual tanto en el prototipo como en el modelo, Ver Figura 1.2):

$$R_e = R_t + 0.5h_i \quad \text{Ecuación 1.6}$$

Una forma de minimizar el error provocado por la distribución de esfuerzos verticales no lineal en el modelo, es la de considerar las magnitudes relativas de máximas diferencias por debajo (r_u) y por encima del esfuerzo real (r_o) (Ver Figura 1.2). La relación r_u , es igual a la relación entre la máxima diferencia de esfuerzos verticales entre el prototipo y el modelo³, la cual se da a una altura h_i en el modelo, y a Nh_i en el prototipo:

$$r_u = \frac{0.5h_i \cdot \rho \cdot g \cdot N - 0.5h_i \cdot \rho \cdot \omega^2 \left(R_t - \frac{0.5h_i}{2} \right)}{0.5h_i \cdot \rho \cdot g \cdot N} \quad \text{Ecuación 1.7}$$

Reorganizando términos entre las ecuaciones 1.4, 1.6 y 1.7, r_u se reduce a la siguiente expresión:

$$r_u = \frac{h_i}{4R_e} \quad \text{Ecuación 1.8}$$

³ Este valor es igual al identificado en la Figura 2.2 como Máxima diferencia por debajo de lo real.

De igual forma, la relación r_o , es igual a la relación entre la máxima diferencia de esfuerzos entre el modelo y el prototipo⁴, la cual ocurre a nivel de la base del modelo (h_m) y en el prototipo a la profundidad Nh_m :

$$r_o = \frac{h_m - h_i}{2R_e} \quad \text{Ecuación 1.9}$$

Igualando las ecuaciones 1.8 y 1.9 se tiene se obtiene:

$$h_i = \frac{2}{3} h_m \quad \text{Ecuación 1.10}$$

Reemplazando la Ecuación 1.10 en las ecuaciones 1.8 y 1.9 se obtiene:

$$r_u = r_o = \frac{h_m}{6R_e} \quad \text{Ecuación 1.11}$$

Finalmente reemplazando la Ecuación 1.10 en la Ecuación 1.6 se obtiene que el radio efectivo es:

$$R_e = R_t + \frac{h_m}{3} \quad \text{Ecuación 1.12}$$

En conclusión, se encontró que:

- A nivel de los dos tercios de la altura del modelo, existe una correspondencia de magnitud de esfuerzos verticales entre el modelo y el prototipo.
- El radio efectivo es la distancia medida desde el centro de giro fijo hasta el primer tercio de la profundidad del modelo.

El máximo error está dado por la Ecuación 1.11. Para la mayoría de centrífugas geotécnicas, la relación entre h_m y R_e es menor que 0.2, y por lo tanto el máximo error en la distribución de esfuerzos es menos al 3% con respecto a la distribución de esfuerzos en el prototipo.

1.2.2 Escala del Tiempo en Problemas de Difusión

La consolidación es un proceso de difusión en el que la compresión de una masa de suelo bajo carga está controlada por la tasa con que el agua sale de éste (permeabilidad). Durante el proceso de consolidación el suelo aumenta su rigidez a medida que la presión de poros se disipa.

Al igual que para la ley de escala de dimensiones, a continuación se presenta la deducción de la ley de escala del tiempo de consolidación a través de un análisis dimensional.

⁴ Este valor es igual al identificado en la Figura 2.2 como Máxima diferencia por encima de lo real.

El grado de consolidación está dado por el factor adimensional de tiempo T_v definido como:

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2} \quad \text{Ecuación 1.13}$$

Donde c_v es el coeficiente de consolidación, t es el tiempo y H es la distancia de drenaje.

Igualando los grados de consolidación, T_v , en el modelo y el prototipo se tiene:

$$\frac{c_{vm} t_m}{H_m^2} = \frac{c_{vp} t_p}{H_p^2} \quad \text{Ecuación 1.14}$$

Teniendo en cuenta lo previamente encontrado, $h_p = N h_m$, y replazándolo en la Ecuación 1.14, se tiene:

$$t_m = \frac{1}{N^2} \frac{c_{vp}}{c_{vm}} t_p \quad \text{Ecuación 1.15}$$

Por lo tanto el factor de escala de tiempo es $1:N^2$, en caso en que el suelo del prototipo es usado en la construcción del modelo. Por consiguiente un evento de consolidación que tarde 400 días en el prototipo puede ser reproducido en una hora en el modelo sujeto a 100g. Este mismo tipo de factor de escala es empleado en el ensayo de consolidación en el cual un pequeño elemento de suelo es ensayado en el laboratorio para determinar su compresibilidad. El tiempo requerido para llevar a cabo el ensayo de consolidación en el pequeño elemento de suelo está relacionado con el tiempo requerido a gran escala a través del cuadrado de la altura de drenaje.

Para el caso en que el suelo del prototipo sea diferente al del modelo, el factor de escala tiene que ser ajustado según la Ecuación 1.15.

1.2.3 Escala en Problemas de Flujo

La ley de Darcy para flujo está resumida en:

$$v = ki \quad \text{Ecuación 1.16}$$

Donde v es la velocidad de descarga superficial de flujo, k es el coeficiente de permeabilidad e i es el gradiente hidráulico.

La deducción de la ley de escala del tiempo para flujo a conllevado a controversias las cuales tiene como base los siguientes puntos:

- La interpretación del gradiente hidráulico (i) como una relación de longitudes.

- La ambigüedad en establecer si el coeficiente de permeabilidad de Darcy (k) es o no una propiedad intrínseca del suelo y su fábrica.

Lo que es claro para todos es que la velocidad de flujo se incrementa en la centrífuga. El problema se reduce entonces a encontrar a cual de los parámetros (k ó i) se le aplica el factor de escala y cual es la magnitud de este último.

En mecánica de fluidos e hidrología, se usa frecuentemente, K , el cual está definida por:

$$K = \frac{\nu \cdot k}{\rho \cdot g} \quad \text{Ecuación 1.17}$$

Donde ν es la viscosidad dinámica del fluido, ρ es la densidad del fluido, k es el coeficiente de permeabilidad de Darcy y g es la gravedad. En esta ecuación, K es función de la forma, tamaño y compacidad de los granos de suelo (Trusell et al., 1999). Por consiguiente si se usa el mismo fluido y suelo tanto en el modelo como en el prototipo, el coeficiente de Darcy de permeabilidad es aparentemente una función de la aceleración gravitacional, lo que conduciría a establecer que la permeabilidad no es una propiedad intrínseca del suelo, $k_m = N k_p$.

Retomando la Ecuación 1.16, se tiene que convencionalmente el gradiente hidráulico se ha definido como la relación entre la cabeza hidráulica y la longitud a través de la cual la pérdida ocurre (Ver la Figura 1.3). La definición anterior del gradiente hidráulico conlleva a que éste sea adimensional y por consiguiente igual tanto en el modelo como en el prototipo. Teniendo en cuenta esto se tiene:

$$v_m = i_m \cdot k_m = i_p \cdot N \cdot k_p = N \cdot v_p \quad \text{Ecuación 1.18}$$

Por lo tanto la velocidad de flujo es N veces mayor en el modelo que en el prototipo, ratificando lo establecido al inicio de este numeral.

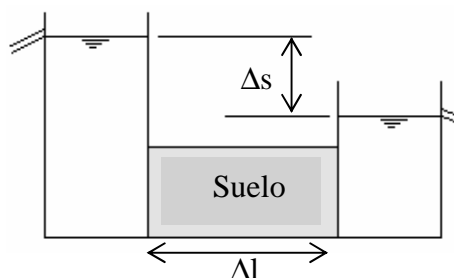


Figura 1.3: Definición convencional del gradiente hidráulico como una relación de longitudes.

El aceptar que el coeficiente de Darcy de permeabilidad es una función de la aceleración gravitacional, conlleva a establecer que los suelos llegarían a ser impermeables bajo un campo gravitacional de cero gravedad, lo cual no es lógico. El flujo es producido por la gravedad entonces a cero gravedades, el medio poroso aparecerá como impermeable porque no existirá una

presión aunque aparentemente existe un gradiente hidráulico ($i = \Delta h / \Delta l$). Lo anterior conlleva a cuestionar la definición del gradiente hidráulico como la relación entre dos longitudes y a definirlo correctamente como la caída de presión en una distancia.

Lo anterior permite establecer que el parámetro al que se le debe aplicar el factor de escala es al gradiente hidráulico. A continuación se procede a establecer la equivalencia entre el gradiente del modelo y el prototipo. Como el esfuerzo o presión es el mismo y las distancias son reducidas por el factor N con respecto al prototipo entonces la ley de escala del flujo tiene como base:

$$i_m = \frac{\Delta \text{presión}}{\Delta L_m} = \frac{\Delta \text{presión}}{\Delta L_p \cdot N^{-1}} \Rightarrow i_m = N \cdot i_p \quad \text{Ecuación 1.19}$$

Por consiguiente la permeabilidad de Darcy es una propiedad del material ($k_m = k_p$). Reemplazado la Ecuación 1.19 en la 1.16 se tiene que la velocidad de flujo en el modelo es:

$$v_m = i_m \cdot k_m = N \cdot i_p \cdot k_p \quad \text{Ecuación 1.20}$$

Las trayectorias de flujo a lo largo de las cuales el fluido viaja tienen un factor de escala de longitud de 1:N, lo que permite establecer que la escala del tiempo para el flujo es:

$$t_m = \frac{L_m}{v_m} = \left(\frac{L_p}{N} \right) \left(\frac{1}{N v_p} \right) = \frac{1}{N^2} t_p \quad \text{Ecuación 1.21}$$

Este factor de escala para el tiempo es el mismo factor encontrado a partir del análisis del proceso de consolidación.

En la Tabla 1.1 se presenta un cuadro resumen de factores de escala para establecer la equivalencia entre modelo y prototipo cuando se emplea en la construcción del modelo el mismo suelo que el encontrado en el prototipo.

Tabla 1.1: Factores de escala para modelaciones en centrífuga realizados a N veces la gravedad de la Tierra y empleando en la construcción del modelo el mismo suelo que el encontrado en el prototipo.

<u>Dimensión del modelo</u>	<u>Dimensión del prototipo</u>
Densidad	1
Permeabilidad	1
Longitud	1/N
Desplazamiento	1/N
Deformación	1
Esfuerzo	1
Gradiente Hidráulico (asociado a flujo)	N
Tiempo (problema de difusión)	1/N ²
Aceleración	N

1.3 Características de la Centrífuga Empleada en la Investigación.

La caracterización de la capacidad de centrífugas geotécnicas se realiza teniendo en cuenta principalmente los siguientes parámetros:

- El radio de la trayectoria del modelo: debido a que el campo de aceleraciones centrífugas es constante en una circunferencia dada⁵, la variación relativa de las fuerzas de masa entre diferentes puntos del modelo será menor entre más grande sea el radio de giro.
- La aceleración centrífuga máxima aplicada al modelo: generalmente este parámetro está expresado mediante la expresión $N.g$, en donde g es la aceleración de la gravedad.
- La masa máxima embarcable en el contenedor: este parámetro condiciona el tipo de los modelos que pueden estudiarse. Como el valor de la masa embarcable varía con la aceleración centrífuga, dependiendo de la resistencia de los materiales del equipo, generalmente se define la capacidad del equipo con el producto de la masa embarcable por la aceleración centrífuga aplicable a esa masa.

En la Universidad de los Andes, desde el año de 1994 se cuenta con una centrífuga geotécnica pequeña (a parte de la grande) (Ver Fotografía 1.1). Esta máquina está basada en la descrita por Craig y está conformada por un variador electrónico de velocidad y un motor de corriente alterna de 2 HP, mientras que la parte mecánica de la máquina está constituida por el eje, una carcasa, los brazos y 2 contenedores con paredes de acrílico (Ver Figura 1.4). El conjunto está fijo a una mesa de concreto de gran rigidez. Las características de la máquina son: radio de 0.3m, aceleración máxima de 500g, dimensiones del modelo de 12cm x 7cm x 2.5cm. Las dimensiones de la máquina y su capacidad de aceleración permite simular modelos de 60m de largo por 35m de altura y 12.5m de ancho. Debido a la gran rigidez del sistema es posible colocar dos modelos ligeramente diferentes a cada lado de la máquina.

⁵ La aceleración centrífuga viene dado por: $A_c = (2.\pi.f)^2.R$; donde: f es la frecuencia y R es la distancia entre el centro fijo de giro y cualquier punto en la masa del modelo.



Fotografía 1.1: Centrífuga geotécnica empleada en la investigación.

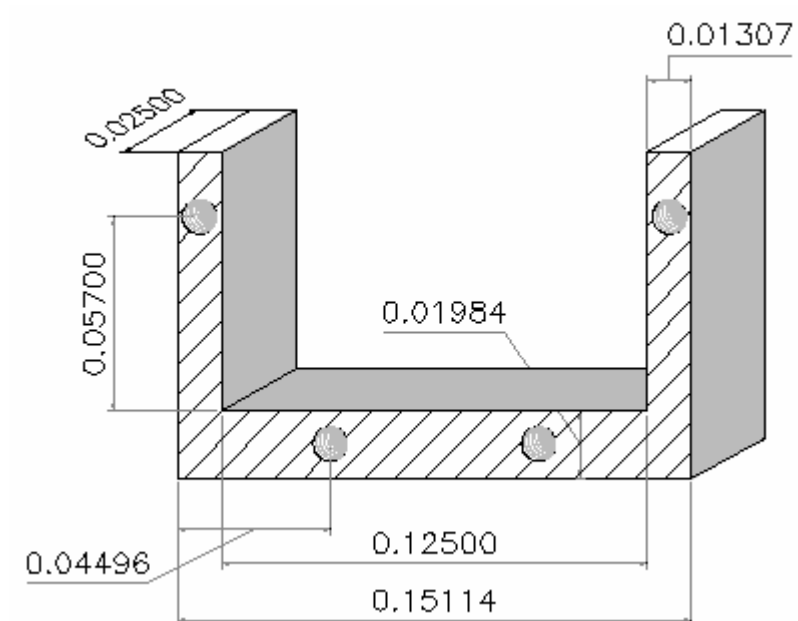


Figura 1.4: Detalle de los contenedores de la centrífuga con paredes de acrílico.

2. COMPRESIBILIDAD

Cuando los materiales son cargados, éstos se deforman. Algunas veces, como sucede con los materiales elásticos, la respuesta ante la carga es instantánea (suelos gruesos) mientras que en otros materiales se requiere un tiempo relativamente largo para que la deformación ocurra, como es el caso de los suelos finos.

La deformación de los suelos cuando son cargados se debe a:

- Deformación de los granos de suelo.
- Compresión del aire y agua en los vacíos (Saturación menor al 100%).
- Salida de agua de los vacíos (Consolidación).

En esta sección se resalta las características principales de la compresibilidad edométrica de materiales finos, gruesos (arena y grava) y finalmente las de las mezclas de estos dos materiales. Se presenta el comportamiento de los materiales finos y gruesos por separado con el propósito de entender el comportamiento de las mezclas, el cual se encuentra entre lo observado individualmente en sus componentes.

2.1 Compresibilidad en Material Fino

A continuación se discutirá cada uno de los procesos anteriormente citados que contribuyen a que los suelos se deformen.

Para el rango de magnitudes de cargas típicas asociadas a obras de ingeniería convencionales, la compresibilidad de las partículas es pequeña hasta el punto que se considera despreciable. Cuando el suelo está saturado la compresión del agua en los poros es nula. Por lo tanto la deformación debido a la salida del agua de los poros es el hecho que más influye en la compresibilidad de los suelos finos saturados.

En la medida que el fluido sale del suelo las partículas se reacomodan en una fábrica mucho más estable, con una relación de vacíos menor, ocasionando así los asentamientos. La rapidez con que este proceso ocurra dependerá de la *permeabilidad* del material, mientras que la magnitud del reacomodamiento, dependerá de la *rigidez* del esqueleto del material⁶. Tanto la permeabilidad como la rigidez son función de la fábrica del suelo⁷.

⁶ La rigidez en compresión edométrica está representada por el módulo edométrico ($D = (\Delta\sigma'_v / \Delta\varepsilon_v) = 1/m_v$). m_v es el coeficiente de compresión volumétrico (Holtz et al., 1981).

⁷ El término “fábrica” hace referencia a la orientación y distribución de partículas, grupos de partículas y poros en el suelo (Mitchell, 1993).

Los dos tipos límites de fábrica en suelos finos son el floculado y la dispersa. En una fábrica floculada las partículas de suelo presentan contactos borde-cara, atrayéndose mutuamente (Ver Figura 2.1a). Una fábrica dispersa, por otro lado, posee partículas en disposición paralela que tienden a repelerse mutuamente (Ver Figura 2.1b). Un suelo con fábrica floculada tiene una mayor resistencia, una menor compresibilidad y una mayor permeabilidad, que uno con fábrica dispersa y con la misma relación de vacíos. La mayor resistencia y menor compresibilidad de una fábrica floculada se deben a la atracción entre partículas y a la mayor dificultad para desplazarlas debido a su disposición desordenada. La mayor permeabilidad de un suelo con fábrica floculada se debe a la existencia de canales más grandes para el paso del agua que los que se presentan en una dispersa con igual relación de vacíos.

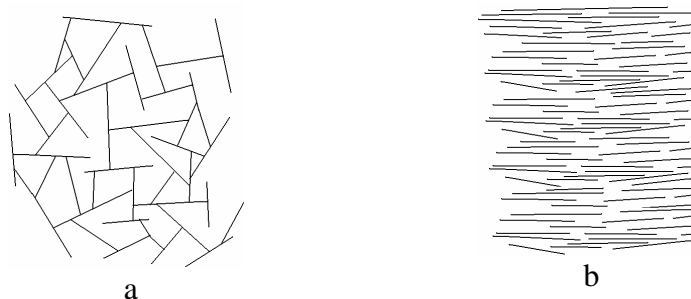


Figura 2.1: Fábrica en suelos finos. a) Floculada, b) Dispersa.

Lo anterior indica que debido a la baja permeabilidad de los suelos finos ($k < 10^{-8} \text{ m/s}$), la compresibilidad de éstos está controlada por la tasa de salida de agua de los poros y es a este proceso el que se denomina consolidación.

Adicional a lo anterior, los suelos tienen otra propiedad que complica más las cosas; “Tienen memoria”, por lo tanto el material no es conservativo (Holtz et al., 1981). Lo anterior se debe a que cuando los suelos son sometidos a esfuerzos, estos se deforman, y aún cuando es retirado el esfuerzo, se inducen deformaciones permanentes que implican un cambio en la fábrica, el cual va acompañado de un aumento de rigidez del suelo. Lo anterior explica la diferencia en respuesta del suelo después de una descarga. El aumento de la rigidez después de una descarga se evidencia en el valor de la relación entre el índice de recompresión y de compresión, el cual es mucho menor que uno ($C_{cr}/C_c \ll 1$). La mayoría de estos valores están entre 0.02 y 0.2. Los valores más bajos, aún menores a 0.02, se presentan en arcillas de fábrica floculada con contactos cementados, y en limos. Los valores altos corresponden a limos arcillosos y arcillas rígidas fisuradas (Terzaghi et al., 1996).

La consolidación en realidad consta de dos fenómenos superpuestos. El primero, denominado consolidación primaria, el cual consiste en la transmisión de la carga exterior, inicialmente tomada por el agua, al esqueleto del material; esta transmisión va acompañada de una disminución de volumen y de la correspondiente pérdida de agua intersticial que se drena a través de las fronteras permeables del estrato. Es evidente que el proceso de disminución volumétrica, al ir acompañado de un aumento del esfuerzo efectivo, exige la aparición de otra fuente de deformación, debida ahora a efectos discretos de reacomodo de partículas, para adaptarse a la nueva fábrica más cerrada. Este proceso se conoce como consolidación secundaria y las pequeñas

deformaciones asociadas a éste son solo detectadas porque continúan a esfuerzo efectivo constante (después de disipar la presión de poros) después de finalizar la consolidación primaria. Este comportamiento se prolonga en el tiempo. Según Terzaghi et al. (1996), durante el proceso de consolidación secundaria aún existen excesos de presión de poros generados por la tendencia de las partículas a acomodarse, pero por su pequeñísima magnitud no requieren ser considerados en el análisis de consolidación secundaria.

Desde el punto de vista del comportamiento mecánico, los suelos que tienen como factor al tiempo en su respuesta esfuerzo - deformación son materiales visco-elásticos (Holtz et al., 1981). La tasa de la consolidación secundaria se piensa que está controlada por la alta viscosidad de la capa de agua difusa, lo anterior surge del hecho que la viscosidad de un material bajo carga constante conduce al creep (fluencia).

La coexistencia de los dos procesos no es tenida en cuenta por la teoría de la consolidación de Terzaghi ya que una de sus hipótesis es que el cambio en la relación de vacíos se debe exclusivamente al cambio en el esfuerzo efectivo el cual se da por la disipación de la presión de poros siendo únicamente la permeabilidad la que gobierna la dependencia del proceso en el tiempo.

El potencial de la viscosidad⁸ del suelo se mide con la tasa con que ocurre la compresión secundaria. Este potencial está relacionado con la composición del suelo, mientras que la capacidad de esa viscosidad desarrollada, depende del entorno donde se encuentra el suelo, por ejemplo; se sabe que una estructura de contención que vaya a soportar un relleno de arcilla humedad debe ser diseñado para que soporte presiones de tierra en reposo debido a que la relajación de esfuerzos en el tiempo (comportamiento viscoso) conduce a incrementar la presión de tierras contra la estructura. Por otro lado si se usa arcilla seca y se garantiza que ésta no va a tener contacto con agua, el diseño se debe realizar con presiones activas debido a que no se van a presentar cambios de presiones en el tiempo (Mitchell, 1993).

En general, la tasa de la consolidación secundaria es mayor en arcillas altamente plásticas y en suelos orgánicos.

Teniendo en cuenta lo establecido hasta el momento se tiene que el asentamiento total S_t , de un suelo fino saturado tiene tres componentes;

$$S_t = S_i + S_c + S_s \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Donde S_i es el asentamiento inmediato, S_c es el asentamiento por consolidación primaria y S_s es el asentamiento por consolidación secundaria.

Las deformaciones en general, pueden ser por cambio de forma⁹ (distorsión), o cambio en volumen¹⁰ (compresión), o ambas.

⁸ El termino viscosidad hace referencia a variaciones en el tiempo que un suelo puede experimentar tanto de deformaciones como de esfuerzos.

⁹ Esta ocurre a corto plazo – condición no drenada.

El asentamiento inmediato o distorsión aunque exactamente no es elástico, es usualmente calculado a partir de la aplicación de la teoría de la elasticidad. Este asentamiento se produce sin drenaje del agua intersticial, por lo tanto no hay cambio de volumen de la masa de suelo lo que conlleva a que la relación de Poisson (ν) sea igual a 0.5. En el caso no drenado es razonable la hipótesis de un módulo de elasticidad no drenado (E_u) constante en la masa de suelo (Terzaghi et al., 1996).

Estimación de magnitudes y tasas de asentamientos juegan un papel importante en obras de ingeniería civil. Los asentamientos debido a la consolidación primaria y secundaria se calculan a partir de la caracterización de la compresibilidad del suelo a través de pruebas de consolidación. No se debe olvidar que la tasa de deformación, temperatura, alteración durante el muestreo y trayectoria de esfuerzos afectan la compresibilidad de arcillas naturales (Leroueil, 1996).

El desarrollo matemático para el cálculo de asentamientos inmediatos y los causados por consolidación primaria y secundaria se encuentra en todos los libros de mecánica de suelos, razón por la cual se considera que no es necesario presentarlas en este documento.

2.2 Compresibilidad en Material Grueso

Al igual que en el caso de materiales finos, cuando a un material grueso saturado se le transmite un esfuerzo de compresión unidimensional estática, éste responde deformándose. La deformación como se estableció previamente, se debe a un re-acomodamiento de las partículas que conlleva a un aumento de la rigidez y a la salida del agua intersticial cuya magnitud es equivalente a la reducción de la relación de vacíos. Debido a la alta permeabilidad de éstos materiales ($k > 10^{-5}$ m/s), la respuesta o deformación se da de forma muy rápida comparada con la que se presenta en los materiales finos.

El re-acomodamiento de las partículas se debe a distorsión, fractura y movimientos relativos de los granos, para el caso de aplicaciones de altos niveles de esfuerzo como los presentados en los enrocados de presas en tierra o pedraplenes de gran altura. Para obras convencionales como edificaciones, las cuales transmiten bajas presiones de contacto al suelo (menores a 20 g/cm^2), el re-acomodamiento se debe a los movimientos relativos entre granos. Lo anterior pone en evidencia la gran diferencia de la compresibilidad que existe a bajos y altos niveles de deformación. A continuación se presenta de forma separada los dos casos.

2.2.1 Compresibilidad a bajos niveles de esfuerzo.

Para el rango de magnitudes de carga típicas en la ingeniería, la compresibilidad de los granos es pequeña y usualmente se desprecia. Entonces la magnitud de los asentamientos está controlada por la rigidez del esqueleto del material la cual está asociada con la fábrica del suelo. El tipo de fábrica está íntimamente relacionado con el grado de sobreconsolidación del material (Terzaghi et al., 1996), el cual controla la compresibilidad de los materiales granulares; una fábrica estable

¹⁰ Esta ocurre a largo plano – condición drenada.

o compacta ($K_o > 1$, sobreconsolidadas) se deformarán mucho menos que una fábrica suelta (contacto monogranular) o que una fábrica de panal¹¹ ($K_o < 1$, normalmente consolidadas). Esta última fábrica experimenta el colapso ante pequeñas vibraciones o impactos. Lo anterior explica la mayor eficiencia de la compactación de suelos granulares por vibración que con carga estática.

La rapidez con que ocurren estos asentamientos es tal que al finalizar la obra éstos paran debido a la alta permeabilidad del material granular.

Para la predicción de asentamientos en arenas se cuenta con métodos semi-empíricos, que fueron desarrollados debido a la dificultad en la toma de muestras inalteradas, a través de las cuales se caracteriza la compresibilidad del material, y a la alta variabilidad del módulo de elasticidad (E)¹² y la relación de Poisson (ν)¹³ requeridos en formulaciones provenientes de la teoría de la elasticidad. En la práctica, dichas predicciones se basan en métodos semi-empíricos que tienen como base ensayos de penetración estándar y penetración de cono (Bowles, 1988; Terzaghi et al, 1996 y Gibbs et al, 1957).

2.2.2 Compresibilidad a altos niveles de esfuerzo.

Enrocados de más de 150 metros en presas de tierra y pedraplenes de 50 a 60 metros de altura en carreteras y líneas férreas (Cooke, 1982; Rodríguez et al, 1996), son obras de gran magnitud que pueden llegar a experimentar asentamientos considerables debido a los altos niveles de esfuerzo que se experimentan en los contactos entre partículas gruesas que hacen que éstas se deformen y finalmente presenten movimientos relativos. Los procesos antes descritos ya no ocurren instantáneamente, como se estableció para el caso de material grueso sometido a bajos niveles de esfuerzo, por el contrario se pueden presentar durante un largo periodo de tiempo.

Las deformaciones de las partículas son mayores en sus contactos y consisten fundamentalmente en distorsiones y eventualmente en la fractura de éstas. El movimiento relativo entre partículas ocurre por deslizamiento o rodamiento. Con frecuencia los movimientos relativos son posibles por las distorsiones previas que sufren las partículas, y la importancia de estas dos fuentes de deformación, respecto a la deformación total, puede cambiar a medida que ésta tiene lugar. Con el propósito de reducir los contactos punto a punto entre las partículas de material grueso y así evitar la fractura, rotación y reorientación (éstos últimos son los que causan la ocurrencia de asentamientos a largo plazo) se emplea mezclas binarias constituidas por arena o material fino y gravas y bolos (Cooke, 1982; Vallejo, 2001).

¹¹ El término fábrica en suelos granulares se usa para describir la geometría de la agrupación partícula – poro. Fábrica estable es aquella que ante pequeñas vibraciones o impactos no experimentan colapso no induciendo de esta forma grandes deformaciones en la masa de suelo. La fábrica panal es inestable ($D_r < 1/3$; D_r es la densidad relativa).

¹² En depósitos de material granular el valor del módulo elástico varía tanto con profundidad como con el ancho del área cargada (Terzaghi et al, 1996 y Sierra, 2002).

¹³ En el rango “elástico” inicial de deformación el valor de la relación de Poisson varía con la deformación.

Los problemas de deformaciones presentados en obras tan importantes como enrocados y pedraplenes, han sido el objeto de varias investigaciones. La compresibilidad de los suelos granulares y sus características esfuerzo-deformación en compresión edométrica tienen gran importancia, puesto que esta condición representa una situación común en la práctica, por ejemplo, cuando se transmite cargas verticales en grandes áreas.

Para el caso de las arenas, Lambe y Whitman (1972), encontraron que la arena de cuarzo inicialmente compacta (el cuarzo es el mineral más común en arenas) sometida en una condición edométrica a esfuerzos del orden de 140kg/cm^2 , llegan a la fluencia debido a la fractura de las partículas individuales, lo que permite grandes movimientos relativos que conllevan finalmente a rigidizar la arena. Los esfuerzos críticos con los que las arenas presentan comportamiento plástico, serán menores cuanto mayor sea el tamaño de las partículas, y estas sean más angulosas, cuanto más suelto y uniforme sea el suelo y, cuanto menor sea la resistencia de las partículas individuales (Terzaghi et al, 1996).

La “producción” de finos debido a la fractura de las partículas granulares es mayor cuando la granulometría es uniforme y menor, si la curva granulométrica es tendida. La producción de finos también crece con la angulosidad de las partículas y con la presión efectiva, e igualmente se hace mayor cuanto más suelto es el material.

En la Figura 2.2 se evidencia la gran compresibilidad que puede presentar las arenas bajo condiciones edométricas como consecuencia de la fractura y deslizamiento de las partículas, que aunque puede comenzar a esfuerzo bajo, aumenta progresivamente con el incremento del esfuerzo.

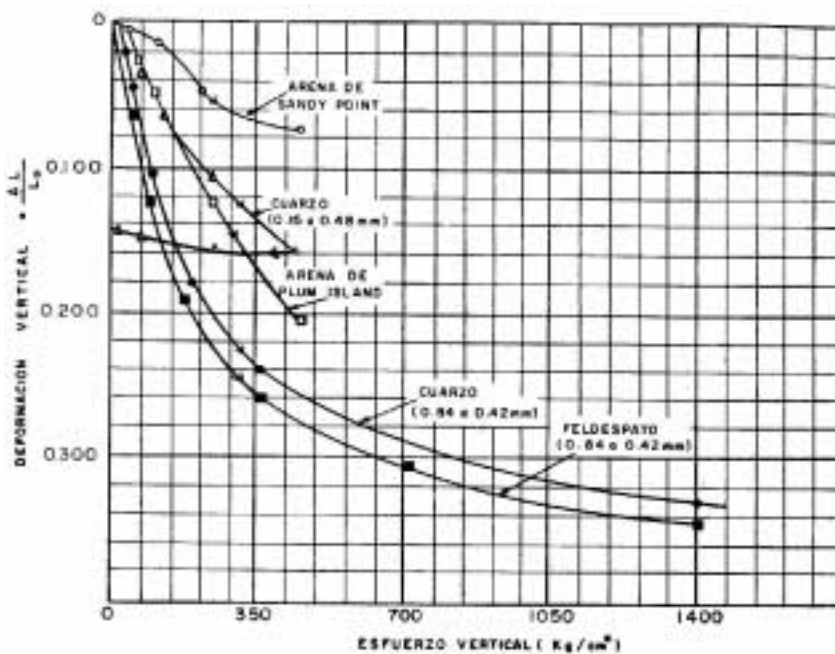


Figura 2.2: Compresibilidad en pruebas edométricas de varias arenas sujetas a grandes esfuerzo (Tomado de Rodríguez et al., 1996).

En la Figura 2.3, se presenta la relación entre la compresibilidad de varios materiales granulares, representada por el módulo edométrico, y el peso específico seco correspondiente a diversos grados de compactación. Los puntos unidos en la figura corresponden al mismo material con distintos grados de compactación, por lo tanto puede observarse como aumenta el módulo edométrico (aumenta la rigidez) al compactarse el material. También se evidencia como un mismo material es más compresible cuando ésta húmedo que en estado seco. Los materiales de grano anguloso resultan ser más compresibles que los de grano redondeado, lo cual resulta lógico a la luz de las ideas expuestas. En general las arenas con coeficiente de uniformidad bajo ($C_u < 6$)¹⁴ se sitúan a la izquierda de la figura, en tanto que los que lo tienen alto ($C_u > 6$)¹⁵ lo hacen a la derecha. Cuanto más redondeadas son las partículas y mayor es la variedad de tamaños (material bien gradado), mayor es el peso específico que se alcanza con la misma energía de compactación.

Una de las investigaciones más importantes sobre compresibilidad de material granular grueso fue la desarrollada por Marsal y sus colaboradores para proyectos de presas grandes; esta investigación fue patrocinada por la Comisión Federal de Electricidad de México.

Para la investigación, Marsal desarrolló varios equipo de laboratorio que por su tamaño y características permiten realizar investigaciones muy representativas para definir el comportamiento de suelos de partículas gruesas a altos niveles de esfuerzo. Entre los equipos se encuentra una cámara triaxial de alta presión (hasta 25kg/cm^2), capaz de probar especímenes de 113cm de diámetro y 250cm de altura (con tamaño máximo de partícula de 20cm); un equipo de compactación a gran escala, y otro que puede probar especímenes con tamaño máximo de 15cm en condiciones de deformación plana y hasta con 22kg/cm^2 de presión de confinamiento. A continuación se presentan algunas de las conclusiones encontradas por Marsal, relativas a la compresibilidad edométrica (deformación plana) en suelos de partículas gruesas. Como se podrá observar (Ver Figura 2.4), el comportamiento de los suelos de grano grueso sometido a grandes esfuerzos es similar al observado en el de grano fino, siendo los fenómenos presentados en el primero de mayor magnitud debido lógicamente al mayor tamaño de las partículas.

En la Figura 2.4 se presenta los resultados obtenidos al medir la compresibilidad de tres materiales identificados por los números 1, 2 y 3.

El *material 1* está conformado por fragmentos de basalto sano producto de trituración, con una resistencia a la compresión inconfiada mayor a 1000kg/cm^2 y un peso volumétrico de 2.14t/m^3 . El *material 2* está conformado por gneiss granítico con capas delgadas de esquisto, el cual fue fragmentado con explosivos; su resistencia a la compresión inconfiada era de 740kg/cm^2 y tenía un peso volumétrico seco de 1.8t/m^3 . El *material 3*, también conformado por fragmentos de gneiss granítico, pero con granulometría más uniforme que la del *material 2* y con un peso volumétrico de 1.62t/m^3 ; no se reporta su resistencia a la compresión inconfiada.

¹⁴ Material mal gradado

¹⁵ Material bien gradado.

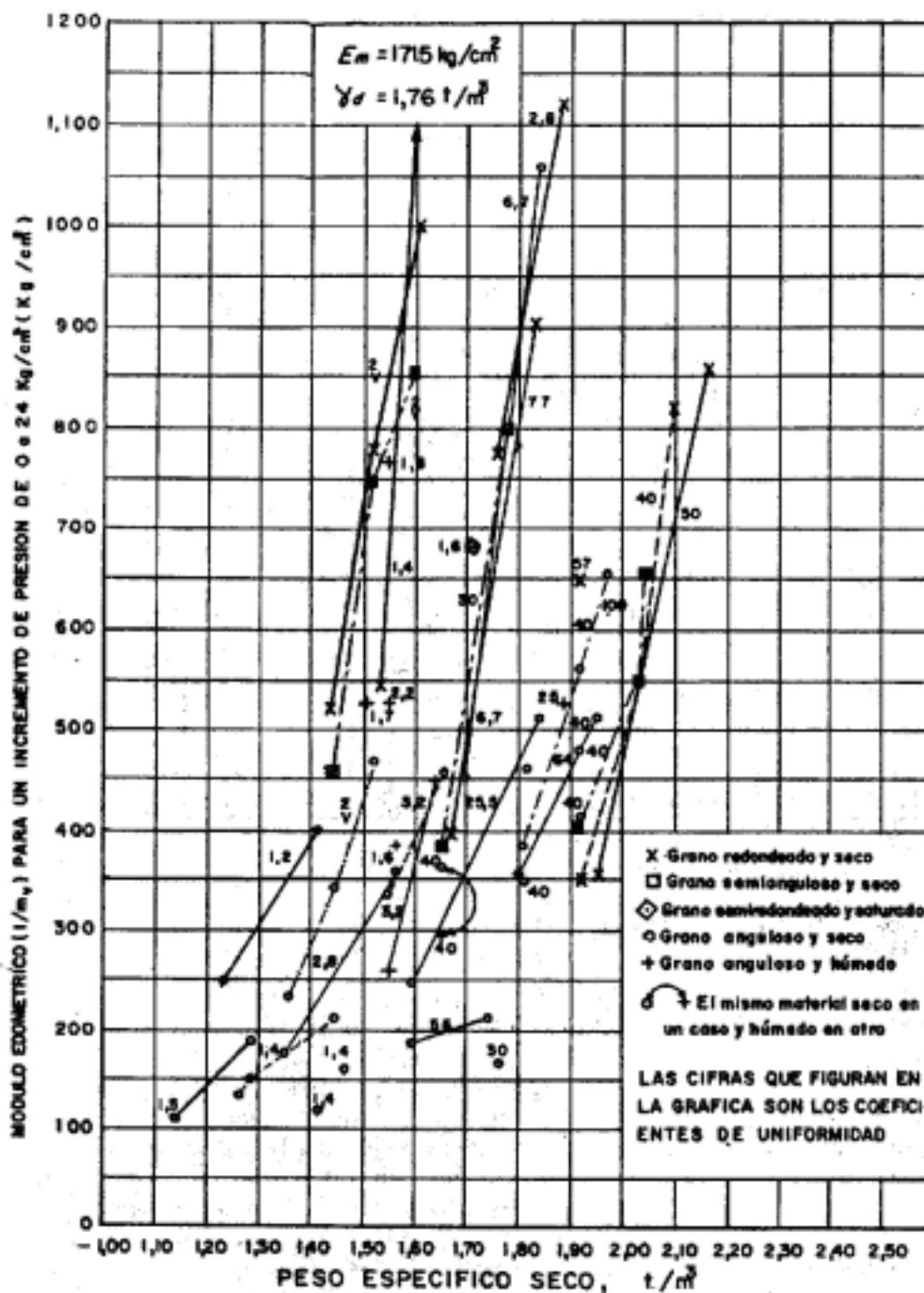


Figura 2.3: Relación entre el módulo edométrico y el peso específico seco en materiales granulares (Tomado de Rodríguez et al., 1996).

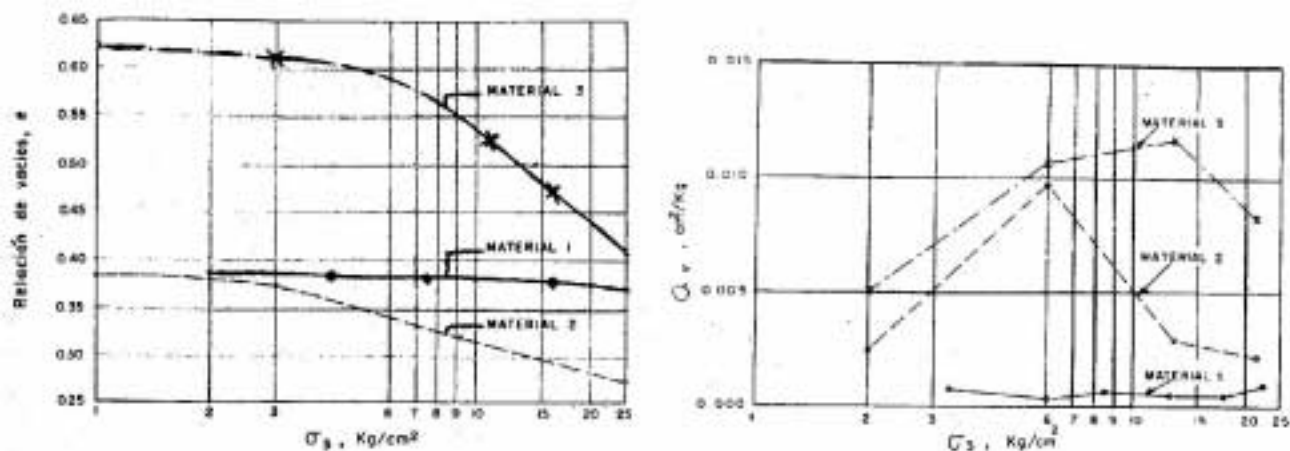


Figura 2.4: Datos de compresibilidad para tres materiales de enrocamiento (Tomado de Rodríguez et al.,1996).

En la Figura 2.4 puede observarse que las curvas de relación de vacíos – esfuerzo vertical, presenta las características de los suelos pre-consolidados. En la misma figura se aprecia los valores del coeficiente de compresibilidad (a_v)¹⁶ para los tres materiales; cabe anotar que los valores de a_v son lo suficientemente importantes como para justificar asentamientos grandes en pedraplenes de gran altura como los empleados en la construcción de vías (Rodríguez et al, 1996). De hecho, Marsal encontró en el caso de la Presa del Infiernillo de 148 metros de altura, que los respaldos de enrocados presentaron asentamientos del mismo orden que los del núcleo impermeable arcilloso, construido con materiales compresibles. Como puede verse, el problema de distorsión, ruptura y movimientos relativos de partículas, al igual que en las arenas, está íntimamente relacionado con la compresibilidad de los suelos granulares de grano grueso bajo cargas importantes, pero en este último caso, la magnitud de los asentamientos es mucho más evidente.

El fenómeno de ruptura de partículas produce cambios en la composición granulométrica y en las propiedades mecánicas de los materiales, muy especialmente en la compresibilidad (a medida que los granos se fracturan y reacomodan, el material se rigidiza). En la Figura 2.5 se muestran las curvas de composición granulométrica de los tres materiales (1, 2 y 3) referenciados en la figura anterior, antes y después de ser probados en la cámara triaxial gigante en la que se aplicó presiones de confinamiento de 25kg/cm^2 . Cabe resaltar que la degradación sufrida por el *material 3* se debió a la uniformidad en su granulometría. Parece claro que a mayor uniformidad de la granulometría original se tiene mayor ruptura de granos.

¹⁶ El coeficiente de compresibilidad es igual a; $a_v = \Delta e / \Delta \sigma_v c$.

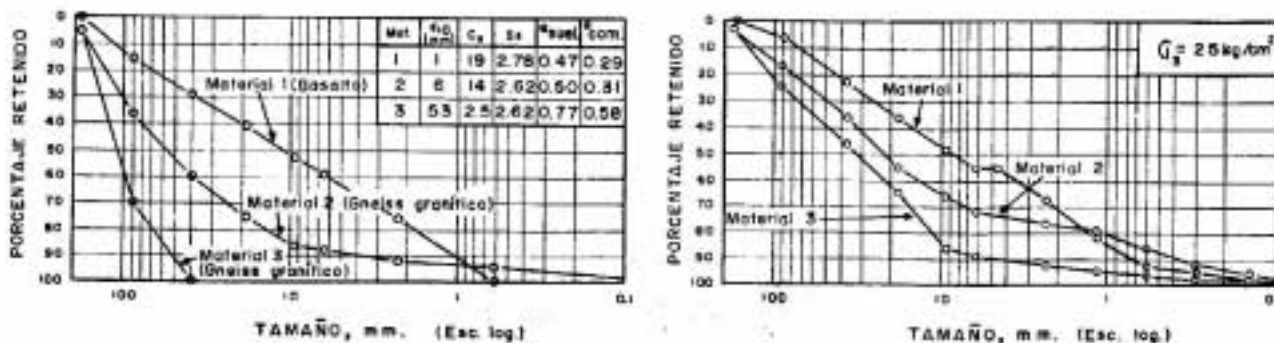


Figura 2.5: Curvas granulométricas de tres materiales de enrocamiento (Tomado de Rodríguez et al., 1996)

Con el propósito de estudiar la degradación de los granos gruesos, Marsal propuso como medida de la rotura de granos un número representado por la letra B, que se obtiene de la sumatoria de la diferencia positiva entre porcentajes retenidos encontrados en la granulometría del material antes y después de la prueba triaxial o edométrica. Se considera la diferencia positiva, cuando el porcentaje de la granulometría original es mayor y negativa en caso contrario. La diferencia positiva en cada porcentaje retenido representa la fragmentación ocurrida en esa fracción del suelo. En la Figura 2.6 se relaciona el coeficiente B con el valor de diferentes presiones de confinamiento utilizadas en la cámara triaxial, en los *materiales 1, 2 y 3*.

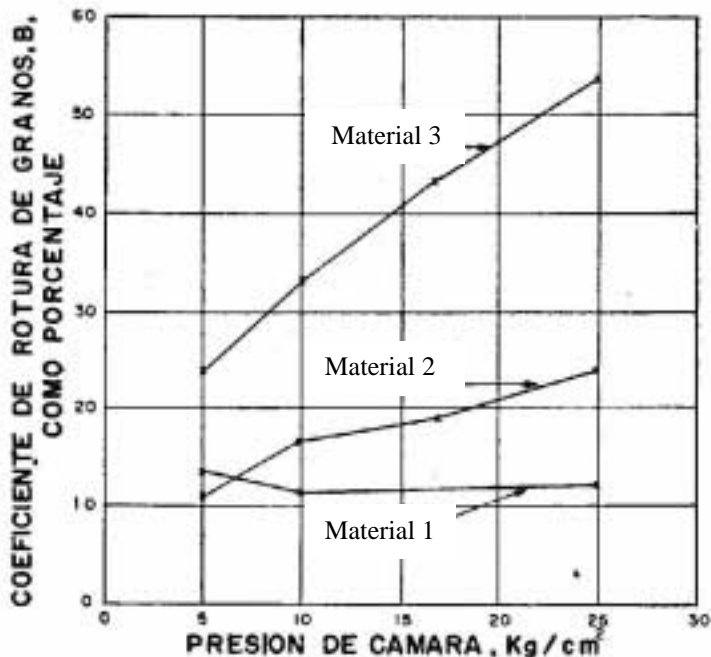


Figura 2.6: Rotura de granos en pruebas triaxiales (Tomado de Rodríguez et al., 1996).

2.3 Compresibilidad en Mezclas Binarias (material fino – material grueso).

Las mezclas de materiales gruesos y finos, se presentan tanto en la naturaleza sobre la que se construye, como en las obras de ingeniería construidas con material terreo. Un ejemplo práctico de mezclas de materiales empleadas para la construcción de obras en tierra son los terraplenes para obras hidráulicas, entre las que se encuentran, presas, embalses, estanques, diques y rellenos para recuperación de tierras en zonas costeras (Ver Foto 2.1). Las mezclas naturales de material finos e inclusiones rígidas (material grueso o bloques de arcilla dura) con el que las actividades de ingeniería en nuestro medio se encuentran más familiarizadas son los depósitos coluviales. Existen en la naturaleza otros tipos de mezclas naturales como son los conglomerados, brechas, depósitos glaciales y suelos residuales (Ver Foto 2.2).



Foto 2.1: Fragmento de arcilla dura producto del dragado, empleado en la construcción de rellenos para la recuperación de tierras en Singapur (Tomada de Phoon et al., 2002).

La compresibilidad de las mezclas binarias, al igual que en materiales finos y granulares, está caracterizada por la permeabilidad y la rigidez, las cuales están relacionadas con la fábrica del material. Lo anterior permite establecer que “la compresibilidad de mezclas binarias esta controlada por la concentración de sus componentes”, como consecuencia de la influencia de esta última en la fábrica de la mezcla binaria.



Foto2.2: Detalle del afloramiento de un perfil de meteorización donde se observan materiales finos y gruesos (Tomada de Rodríguez et al., 2002).

Con el propósito de visualizar la influencia de la concentración de los componentes en la compresibilidad de mezclas binarias, se presenta en la Figura 2.7a cinco granos de arenas alrededor de los cuales se conforma un volumen de vacíos (V_{vS}) (Ver Figura 2.8a); en este caso es evidente que tanto la rigidez como la permeabilidad del material están determinadas por la fábrica de la arena (Ver Figura 2.9), la cual a partir de este momento se identificará como fábrica inicial.

Cuando adicionamos una pequeña cantidad de arcilla a la fábrica inicial (Ver Figura 2.7b), el volumen total de la arcilla (volumen de vacíos y sólidos) entra a ocupar parte del volumen de vacíos de la arena (V_{vS}), lo que conlleva a reducir la permeabilidad (y la porosidad) y a incrementar la rigidez debido a que la arcilla retarda el paso del agua y dificulta el acomodamiento de los granos de arena (Ver Figura 2.9). Si se continua adicionando arcilla se llegará a un punto en el que ésta ocupe totalmente el volumen de vacíos de la arena (V_{vS}), obteniendo de esta forma una *mezcla binaria óptima* con una porosidad y permeabilidad mínima, y una rigidez máxima posible para los materiales que componen la mixtura (Ver figuras 2.7c y 2.9). En la Figura 2.8b se presenta el diagrama de fases de la mezcla binaria óptima donde el volumen de vacíos indicado corresponde al de la arcilla adicionada a la fábrica inicial (V_{vC1}).

La única forma de continuar incrementando el volumen total de arcilla después de haber alcanzado la mezcla óptima, es la de modificar la fábrica del material grueso separando más los granos, lo que equivale a disminuir la concentración de arena en la mezcla, constituyéndose así la arcilla como el material dominante en las propiedades de la mezcla (Ver figuras de 2.7d a 2.7f y 2.9). Incrementos en la concentración de arcilla después de haber alcanzado la mezcla óptima

resultan en un aumento en la porosidad (Ver Figura 2.9) y disminución de la rigidez. En las figuras 2.8c y 2.8d se presenta el diagrama de fases para este último caso, donde se observa que el volumen de vacíos de la arcilla (V_{VC2} y V_{VC3}) aumentó respecto al encontrado en la mezcla binaria óptima ($V_{VC1} < V_{VC2} < V_{VC3}$). Lo anterior se debe a que el volumen de vacíos en la arcilla aumenta con el incremento del volumen total de arcilla (volumen de vacíos y sólidos) ($V_{C1} < V_{C2} < V_{C3}$).

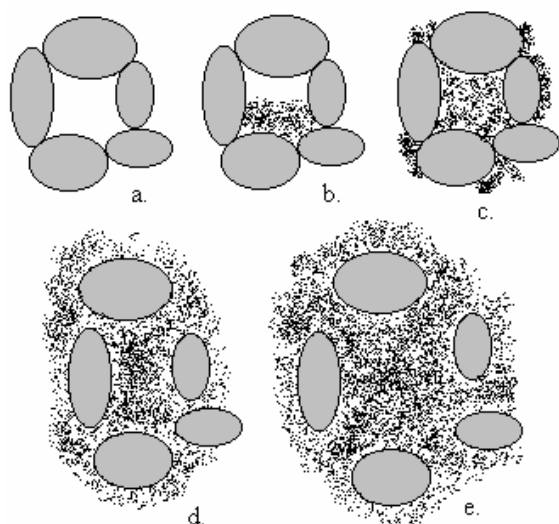


Figura 2.7: Cambios en la fábrica de mezclas binarias con la variación de las concentraciones de sus componentes. El esquema indicado en la figura 2.7c. corresponde a la fábrica de una mezcla binaria óptima, la cual tiene una mínima porosidad y máxima rigidez posible para los materiales que la componen (Adaptada de Vallejo et al., 2000).

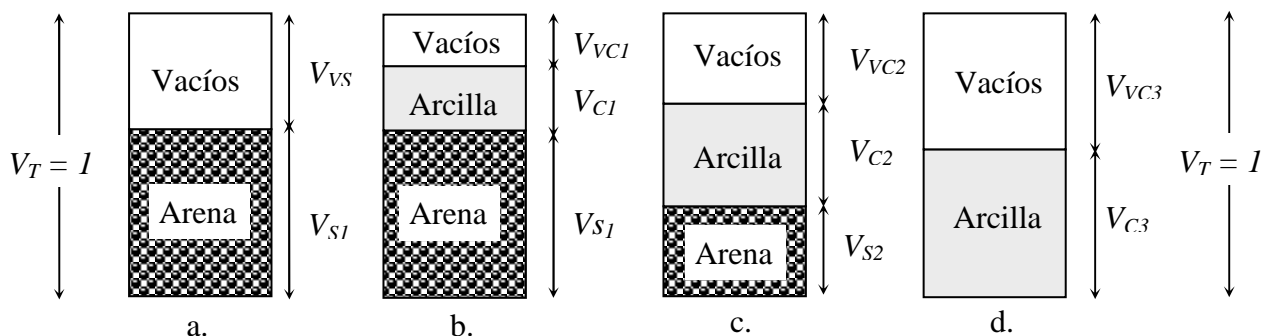


Figura 2.8: Diagramas de fase de mezclas binarias. a) Diagrama de la Figura 2.7a. b) Diagrama de la Figura 2.7c, c) Diagrama de las figuras 2.7d y 2.7e, donde se observa una reducción de la concentración de arena en la mezcla y d) Diagrama de fase de un material con una concentración de arcilla del 100% (Modificada de Vallejo et al., 2000).

La concentración en peso de material fino y grueso en una mezcla binaria se determina con las siguientes expresiones:

$$\omega_c = \frac{W_c}{W_c + W_s} \tag{Ecuación 2.2}$$

$$\omega_s = \frac{W_s}{W_s + W_c} \tag{Ecuación 2.3}$$

$$\omega_s + \omega_c = 1$$

Ecuación 2.4

Donde w_c y w_s son las concentraciones en peso de material fino y material grueso respectivamente y, W_c y W_s son los pesos de material fino y material grueso en la mezcla respectivamente.

La Figura 2.9 presenta la variación de la porosidad con la concentración de arcilla en mezclas binarias, donde se observa la situación ilustrada en las Figuras 2.7 y 2.8. La concentración de material fino y grueso a la que se presenta la mínima porosidad, se denomina concentración crítica y la mezcla en la que se presenta, se denomina mezcla binaria óptima.

Después de evaluar curvas teóricas y experimentales de variaciones de la porosidad de mezclas binarias con la concentración de material fino presentadas por Vallejo et al. (2000) y las curvas teóricas desarrolladas en esta investigación, se ha identificado que el valor de la concentración crítica es aproximadamente igual al de la porosidad del material grueso (en porcentaje) que compone la mezcla, mas un valor que oscila entre 5 y 15%.

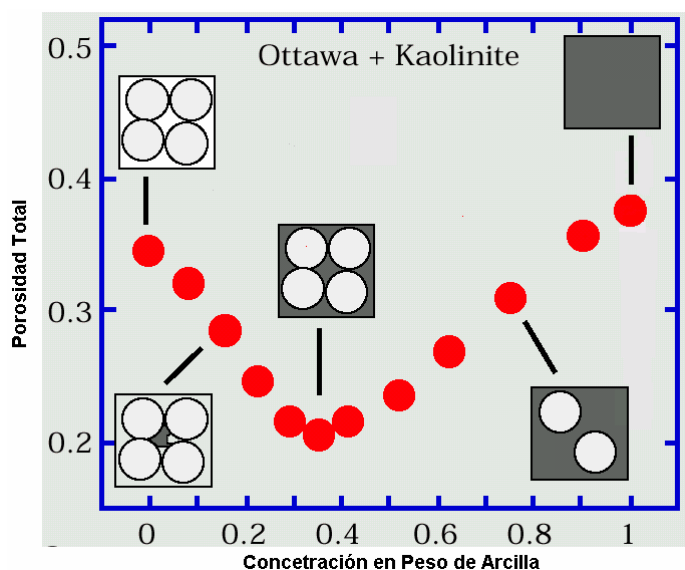


Figura 2.9: Variación de la porosidad con la concentración de arcilla en mezclas binarias.

En la Figura 2.9 se observa que incrementos de la concentración de arcilla entre el 0% y $w_{C\text{-crítico}}$ tienen mayor influencia en la porosidad que variaciones entre $w_{C\text{-crítico}}$ y el 100%. Lo anterior se debe a que incrementos en la concentración de arcilla entre el 0% y $w_{C\text{-crítico}}$, por pequeños que estos sean, conllevan a que el volumen de vacíos del material grueso vaya siendo ocupado por el volumen total de arcilla, reduciendo notablemente el volumen de vacíos de la mezcla, mientras que incrementos entre el $w_{C\text{-crítico}}$ y el 100%, implican pequeñísimos aumentos del volumen de vacíos en la mezcla binaria debido a un reemplazo de material grueso por material fino, por ejemplo, si se realiza un pequeño incremento en la concentración de arcilla entre $w_{C\text{-crítico}}$ y el 100% cambiando un grano de arena, que ocupa un volumen de sólidos V_s , por un grupo de partículas finas (de menor tamaño) las cuales tienen un volumen total, V_{TC} (volumen de vacíos,

V_{VC} y de sólidos, V_C) igual al del grano de arena (V_S), entonces la mezcla binaria aumenta su volumen de vacíos en una pequeña cantidad igual a $V_S - V_C$.

Materiales 100% gruesos tienen una porosidad menor a materiales 100% finos (Ver Figura 2.9). En primera instancia se puede pensar que el material grueso tiene una mayor porosidad que el material fino debido a que se tiene la impresión “innata” que la porosidad es directamente proporcional a la permeabilidad y/o tamaño de los poros, sin embargo, la sumatoria de los volúmenes de los poros presentes en una unidad de volumen de material grueso es menor a la de los muchísimos micro poros presentes en la misma unidad de volumen de material fino.

La porosidad del material 100% granular de la Figura 2.7a (Ver Figura 2.9), puede ser obtenida a con la siguiente ecuación:

$$n_s = \frac{V_{VS}}{V_T} = V_V \quad \text{Ecuación 2.5}$$

Donde V_{VS} y V_T se definen como el volumen de vacíos y el volumen total del material granular, respectivamente (Ver Figura 2.8a). Con el propósito de simplificar las ecuaciones V_T se toma igual a la unidad de volumen (m^3 ó cm^3).

En la *mezcla binaria óptima* presentada en la Figura 2.7c, V_{VC1} y V_{C1} , representan el volumen de vacíos y el volumen de la fase sólida de la fracción fina en la mezcla binaria respectivamente (Ver Figura 2.8b). Puesto que el volumen de vacíos de la fracción gruesa esta completamente ocupado por el volumen total de la fracción fina ($V_{TC} = V_C + V_{VC}$), la porosidad del material grueso esta dado por la siguiente expresión:

$$n_s = \frac{V_C + V_{VC}}{V_T} = V_C + V_{VC} \quad \text{Ecuación 2.6}$$

La porosidad del material arcilloso presente en una mezcla binaria puede ser obtenida con la siguiente expresión (Ver Figura 2.8b):

$$n_c = \frac{V_{VC}}{V_{VC} + V_C} \quad \text{Ecuación 2.7}$$

Despejando de la Ecuación 2.7, V_{VC} , se tiene:

$$V_{VC} = \frac{n_c V_C}{1 - n_c} \quad \text{Ecuación 2.8}$$

Reemplazando la expresión anterior en la Ecuación 2.6 y despejando V_C :

$$V_C = n_s (1 - n_c) \quad \text{Ecuación 2.9}$$

Reemplazando la expresión anterior en la Ecuación 2.7 y despejamos V_{VC} :

$$V_{VC} = n_S \cdot n_C \quad \text{Ecuación 2.10}$$

Por lo tanto la porosidad mínima teórica de una mezcla binaria óptima es igual a:

$$n_{mix-min} = \frac{V_{VC}}{V_T} = n_S \cdot n_C \quad \text{Ecuación 2.11}$$

Como puede observarse en la anterior ecuación, la porosidad de la mezcla óptima esta determinada por las porosidades de los materiales que las componen.

Con base en las anteriores ecuaciones a continuación se presenta el desarrollo matemático de la expresión que permite calcular la concentración crítica teórica de la fracción gruesa ($w_{S-critico}$) y fina ($w_{C-critico}$) a la que la mezcla binaria alcanza la mínima porosidad.

Desarrollo Matemático(Ecuación 2.12)

$$w_{S-critico} = \frac{W_S}{W_C + W_S} = \frac{\gamma_S \cdot V_S}{\gamma_C \cdot V_C + \gamma_S \cdot V_S} = \frac{\gamma_S (V_T - V_{VS})}{\gamma_C \cdot (V_{VS} - V_{VC}) + \gamma_S \cdot (V_T - V_{VS})} = \frac{\gamma_S \cdot (V_T - V_{VS})}{\gamma_C \cdot (V_C + V_{VC} - V_{VC}) + \gamma_S \cdot (V_T - V_{VS})}$$

Siendo $V_T=1$, (volumen total de la mezcla binaria) se tiene:

$$w_{S-critico} = \frac{\gamma_S (1 - n_S)}{\gamma_C \cdot V_C + \gamma_S (1 - n_S)} = \frac{\gamma_S (1 - n_S)}{\gamma_C \cdot (n_S - V_{VC}) + \gamma_S \cdot (1 - n_S)} = \frac{\gamma_S (1 - n_S)}{\gamma_C \cdot (n_S - n_S n_C) + \gamma_S (1 - n_S)}$$

$$w_{S-critico} = \frac{\gamma_S (1 - n_S)}{\gamma_C \cdot n_S \cdot (1 - n_C) + \gamma_S (1 - n_S)} \quad \text{Ecuación 2.12}$$

$$w_{C-critico} = 1 - w_{S-critico} \quad \text{Ecuación 2.13}$$

Donde γ_C es el peso unitario de la fase sólida del material fino y γ_S es el peso unitario de la fase sólida del material grueso.

A continuación se discuten algunos detalles respecto a la influencia de la concentración de inclusiones en la permeabilidad y la rigidez de mezclas binarias.

2.3.1 Permeabilidad

Las mezclas binarias compactadas son frecuentemente empleadas como barreras o revestimientos para impedir la infiltración de fluidos, como el agua en estructuras hidráulicas, o los lixiviados en sitios de disposición de material tóxico y residuos sólidos.

En mezclas binarias óptimas (con concentraciones críticas de arcilla) el material fino hidratado ocupa todo el volumen de vacíos de la fracción gruesa, lo que conlleva a que la permeabilidad de la mezcla (k_m) esté controlada por la del material fino, k_c . (Terzaghi et al., 1996). La permeabilidad en una mezcla óptima puede ser estimada con la siguiente expresión:

$$k_m = k_c \left[\frac{V_T - V_S}{V_T} \right] = k_c \left[1 - \frac{\gamma_{dm}}{(1-r)G_s \cdot \gamma_w} \right] \quad \text{Ecuación 2.14}$$

Donde γ_{dm} es el peso unitario seco de la mezcla, γ_w es el peso unitario del agua, G_s es la gravedad específica del material grueso y r es la relación de peso seco de arcilla y material grueso ($r = W_b/W_s$).

La permeabilidad de una mezcla binaria óptima es aproximadamente igual al 50% de la permeabilidad del material fino ($k_m = k_c/2$) (Terzaghi et al., 1996). Lo anterior se explica si se tiene en cuenta lo siguiente:

- El flujo en un medio poroso se da entre las partículas (en el volumen de vacíos) y no a través de éstas.
- La mínima permeabilidad de una mezcla óptima se debe a que está compuesta en un gran porcentaje por material grueso cuyo volumen de vacíos esta ocupado por arcilla. Lo anterior indica que el volumen de vacíos de una mezcla siempre va a ser menor que el volumen de vacíos de un material 100% fino en una misma unidad de volumen (Ver Figura 2.9).

La relación de vacíos del material fino (e_c) en mezclas binarias óptimas saturadas, depende tanto de la cantidad de arcilla seca en la mezcla como del volumen de vacíos del material grueso ocupado por arcilla hidratada (Terzaghi et al., 1996). La relación de vacíos del material fino de una mezcla binaria puede ser estimada con siguiente expresión:

$$e_c = \left(1 + \frac{1}{r} \right) \cdot \frac{G_c \cdot \gamma_w}{\gamma_{dm}} - \frac{G_c}{r G_s} - 1 \quad \text{Ecuación 2.15}$$

Donde G_c es la gravedad específica de la bentonita. Para $G_c \cong G_s$:

$$e_c = e_m \left(1 + \frac{1}{r} \right) \quad \text{Ecuación 2.16}$$

Donde e_m es la relación de vacíos de la mezcla binaria óptima. A partir de la Ecuación 2.11 obtenemos e_m :

$$e_m = \left(\frac{n_s \cdot n_c}{1 - n_s \cdot n_c} \right) \quad \text{Ecuación 2.17}$$

El valor máximo de e_c se alcanza cuando la arcilla no está sometida a esfuerzo vertical (en libre expansión). Relaciones de vacíos mayores a las calculadas por la Ecuación 2.16 indican la existencia de vacíos en la mezcla que no están ocupados por el volumen total de arcilla (la mezcla que tiene una concentración de arcilla menor a la crítica).

A criterio del autor, una de las investigaciones de permeabilidad en mezclas binarias más completas es la realizada por Kenney et al. (1992).

Kenney et al. determinaron la permeabilidad de mezclas binarias (arena–bentonita) empleando agua destilada y una solución de 40g de NaCl/lit. (agua salada). La bentonita empleada en la investigación estaba conformada principalmente por montmorillonita con cationes intercambiables de sodio. Los límites líquidos de la bentonita en agua fresca y agua salada fueron 500% y 105%, respectivamente. A continuación se presentan los aspectos más importantes de la investigación, la cual inició con el estudio de la permeabilidad de materiales 100% finos.

Bentonita

Con el propósito de determinar la influencia del tipo de fluido (agua o agua salada) en la permeabilidad de la bentonita (k_b) (la cual controla la permeabilidad de la mezcla binaria), Kenney et al., mezclaron bentonita con agua destilada y salada por separado, a contenidos de agua iguales o mayores a los respectivos límites líquidos; posteriormente sometieron las mezclas a una consolidación unidimensional en el permeámetro hasta alcanzar una relación de vacíos (e_b) entre 1.5 y 10, y continuaron con ensayos de permeabilidad de cabeza variable. Los resultados obtenidos indicaron que muestras fabricadas y filtradas con agua destilada tienen una permeabilidad igual al 1% de la encontrada en las fabricadas y filtradas en agua salada. La comparación de la permeabilidad se realizó con muestra de igual relación de vacíos. Lo anterior se debe a que las láminas de montmorillonita en agua destilada conforman una fábrica dispersa mientras que con agua salada, una fábrica floculada (Ver Sección 2.1).

Kenney et al. (1992) siendo conscientes que especialmente en el caso de revestimientos en sitios de disposición de residuos sólidos, el fluido filtrante tiene una composición química diferente al fluido empleado en la construcción de la estructura en tierra, estudiaron la permeabilidad en muestras de bentonita mezcladas con agua destilada, consolidadas y posteriormente filtradas con agua salada y viceversa, muestras de bentonita mezcladas con agua salada, consolidadas y posteriormente filtradas con agua destilada. No se permitió la expansión de las muestras durante la filtración. Los resultados obtenidos muestran que:

- Una reducción en la concentración de sal¹⁷ conlleva a reducir la permeabilidad en un 90% debido a que la fábrica de la montmorillonita cambia de una floculada a una dispersa, reduciendo de esta forma el tamaño de los micro-poros (Ver Figura 2.10).
- Un incremento en la concentración de sal¹⁸ conlleva a incrementar la permeabilidad en un 55% debido a que la fábrica de la montmorillonita cambia de una dispersa a una floculada

¹⁷ Filtración con agua destilada a través de muestras de bentonita fabricadas con agua salada.

(Ver Figura 2.10). El incremento (55%) de la permeabilidad se da en una menor proporción que el decremento (90%), debido a que no se permitió la expansión de la muestra durante el ensayo de permeabilidad.

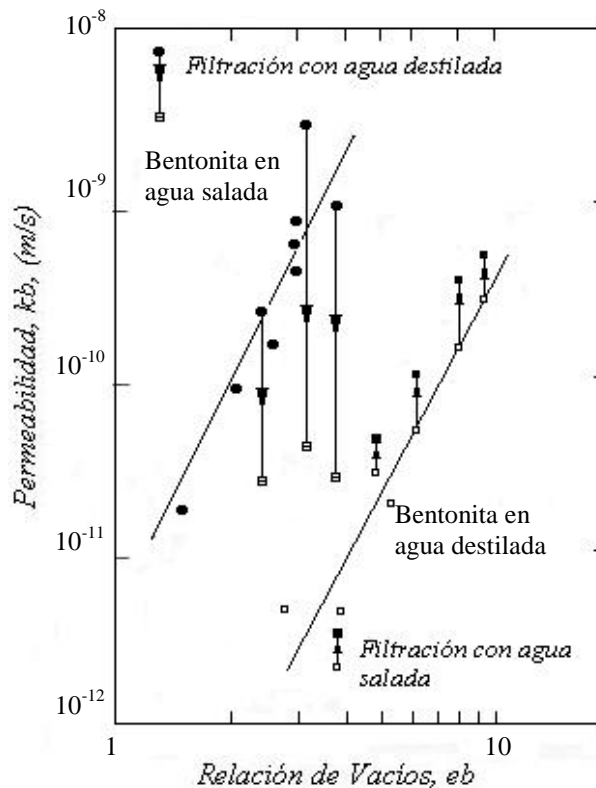


Figura 2.10: Permeabilidad de la bentonita en agua destilada y salada (Adaptada de Kenney et al., 1992).

Arena

La arena usada en el ensayo de Kenney et al. (1992) variaba en tamaños desde 0.07 a 1.2mm. En un estado denso el coeficiente de permeabilidad fue 10^{-4} m/s.

Mezclas binarias (arena-bentonita)

Para la fabricación de mezclas binarias, Kenney et al. emplearon un método típico de laboratorio y otro en el que se trató de reproducir los procedimientos de campo. Los métodos descritos a continuación se realizaron empleando tanto agua destilada como salada con diferentes concentraciones de bentonita (w_C). Los ensayos para cada método se realizaron en dos series, en la primera se empleó el mismo fluido (agua destilada o salada) tanto para la fabricación de la mezcla como para la realización del ensayo de permeabilidad, mientras que en la segunda serie

¹⁸ Filtración con agua salada a través de muestras de bentonita fabricadas con agua destilada.

de ensayos se intercambió el empleo de fluidos; en mezclas fabricadas con agua destilada se empleó agua salada para la realización del ensayo de permeabilidad y viceversa. Esta última serie de ensayos se realizó debido a que es frecuente en la práctica la filtración de fluidos diferentes a los empleados en la construcción de la mezcla binaria, en especial en revestimientos para sitios de disposición de material tóxico y residuos sólidos.

El *primer método* consistió en el mezclado de bentonita y arena a contenidos de agua cercanos a dos veces el de la humedad óptima¹⁹ hasta alcanzar una mezcla homogénea. Las mezclas fueron luego sometidas a una consolidación unidimensional en el permeámetro hasta alcanzar pesos unitarios entre 15 y 18 kN/m³.

En la primera serie de ensayos de permeabilidad se empleó el mismo fluido (agua destilada y agua salada) tanto en la fabricación como en la realización del ensayo de permeabilidad. Los resultados de estas pruebas se presentan en la Figura 2.12 junto con las permeabilidades teóricas de mezclas ideales, calculadas por medio de las ecuaciones 2.14 y 2.15 a diferentes relaciones de pesos de bentonita y arena (W_b/W_s), y permeabilidades de bentonita, k_b (Ver Figura 2.10). En la Figura 2.12 se observa que los valores de k_m obtenidos en el ensayo de permeabilidad se aproximan bastante a los valores teóricos de la permeabilidad de mezclas homogéneas ideales.

Considerando que los revestimientos hechos con mezclas binarias son construidos en campo mediante la compactación de arena y bentonita, Kenney et al. (1992), definieron un *segundo método*, el cual consistió en la mezcla de arenas secas o ligeramente húmedas con bentonita seca, y posteriormente adicionando más agua y continuando con la mezcla hasta alcanzar una mixtura homogénea. Las muestras fueron luego compactadas dinámicamente en el permeámetro a través de un martillo de compactación miniatura a una energía de compactación por unidad de volumen igual a la del Proctor. Para relaciones en peso de bentonita y arena entre el 4 y el 20%, se alcanzaron pesos unitarios máximos entre 17.4 y 18.5 kN/m³. El proceso de fabricación terminó con la aplicación de una contrapresión de 60kPa para saturar la muestra. En la Figura 2.11 se presenta la variación de la permeabilidad con la humedad de compactación en una muestra, la cual tiene una relación en peso seco de bentonita y arena del 12% (equivalente a $w_C = 14\%$). El fluido empleado para la fabricación de la mezcla (agua destilada y salada) fue el mismo con el que se realizó el ensayo de permeabilidad.

Analizando los resultados obtenidos con la aplicación del segundo método de construcción de muestras en la primera serie de ensayos de permeabilidad, Kenney et al. encontraron que la permeabilidad en estas mezclas está influenciada por el contenido de agua en el momento de la compactación, en especial a humedades inferiores a la óptima. A humedades inferiores a la óptima, las partículas de montmorillonita se agregan en grupos rígidos (fábrica floculada) que crean grandes canales de flujo (asociados a altas permeabilidades). Cuando la compactación es llevada a cabo a contenidos de agua entre la humedad óptima y 1.5 veces ésta, las partículas de montmorillonita se dispersan y producen pequeños canales de flujo (asociados a bajas permeabilidades) (Ver Sección 2.1)

¹⁹ Humedad a la que se alcanza la máxima densidad seca- Ensayo de Proctor.

La banda oscura en la Figura 2.12 indica valores de permeabilidad de mezclas binarias compactadas que fueron mezcladas y filtradas con agua destilada. Para valores de W_b/W_s iguales o mayores al 12%, la permeabilidad de las mezclas compactadas fue similar a los valores teóricos de las mezclas ideales calculado con las ecuaciones 2.14 y 2.15, y la Figura 2.10, sin embargo, para valores de W_b/W_s menores al 12% las permeabilidades medidas fueron mayores que las teóricas. Lo anterior se debe a que el contenido de bentonita y el grado de dispersión de ésta no fueron suficientes para llenar todos los poros entre las partículas de arena a los contenidos de agua en el momento de la mezcla que están entre la humedad óptima y 1.5 veces ésta.

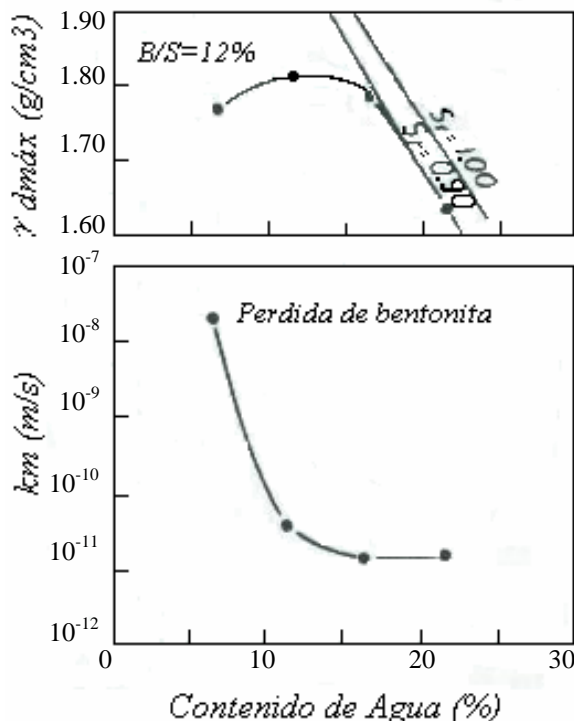


Figura 2.11: Resultados de los ensayos de compactación y permeabilidad en mezclas binarias (Adaptada de Kenney et al., 1992).

Al final de la *primera serie de ensayos de permeabilidad del segundo método*, Kenney et al. concluyeron que el factor más importante que afecta la permeabilidad de mezclas de arena y bentonita, es el número de espacios que no son ocupados por bentonita. Este número es mayor en la medida en que la concentración de material fino es pequeña (menor a la crítica) y disminuye para concentraciones cercanas a la crítica. Otro factor importante, es el contenido de agua en el momento de la mezcla y compactación. Grandes contenidos de agua conllevan a la dispersión de la fábrica de la bentonita que se refleja en una distribución de bentonita más uniforme y por lo tanto a valores más pequeños de permeabilidad. Se debe tener en cuenta que los valores de permeabilidad de laboratorio, deben ser considerados como el límite inferior debido a que una mezcla homogénea es difícil de obtener en campo.

En la *segunda serie de ensayos de permeabilidad*, Kenney et al., prepararon mezclas de arena y bentonita con agua destilada y seguidamente se empleó agua salada para la realización del ensayo

de permeabilidad y viceversa; en mezclas fabricadas con agua salada se empleó agua destilada para la realización del ensayo de permeabilidad.

Los valores de permeabilidad encontrados se presentan en la Figura 2.12, donde se evidencia que las mezclas se comportan de igual que la bentonita (Ver Figura 2.10) ante el cambio de fluidos. Los resultados obtenidos muestran que:

- La disminución de la concentración de sal en la mezcla conlleva a una dispersión de la fábrica de montmorillonita y a un decremento en la permeabilidad de hasta dos ordenes de magnitud, a pesar de no haber sido detectados cambios de volúmenes en la mezcla durante el ensayo de permeabilidad.
- Por otro lado, cuando se incrementa el contenido de sal en la mezcla, la permeabilidad experimenta un incremento en una menor proporción que la presentada en la reducción de la permeabilidad en el caso anterior. Esto se debe a las relaciones de vacíos bajas de las mezclas ensayadas y a que no se permite expansión de la muestra; las partículas de la montmorillonita no tienen la suficiente libertad para reorganizarse en grandes unidades (fábrica floculada) y formar grandes canales de flujo. La anterior situación puede cambiar en campo, donde puede existir una inadecuada distribución de bentonita; en zonas de reducido contenido de bentonita, ésta puede presentar grandes relaciones de vacíos, lo que permite que en la presencia de agua salada la bentonita pueda flocular y resultar en grandes canales que permitirían la concentración de flujo.

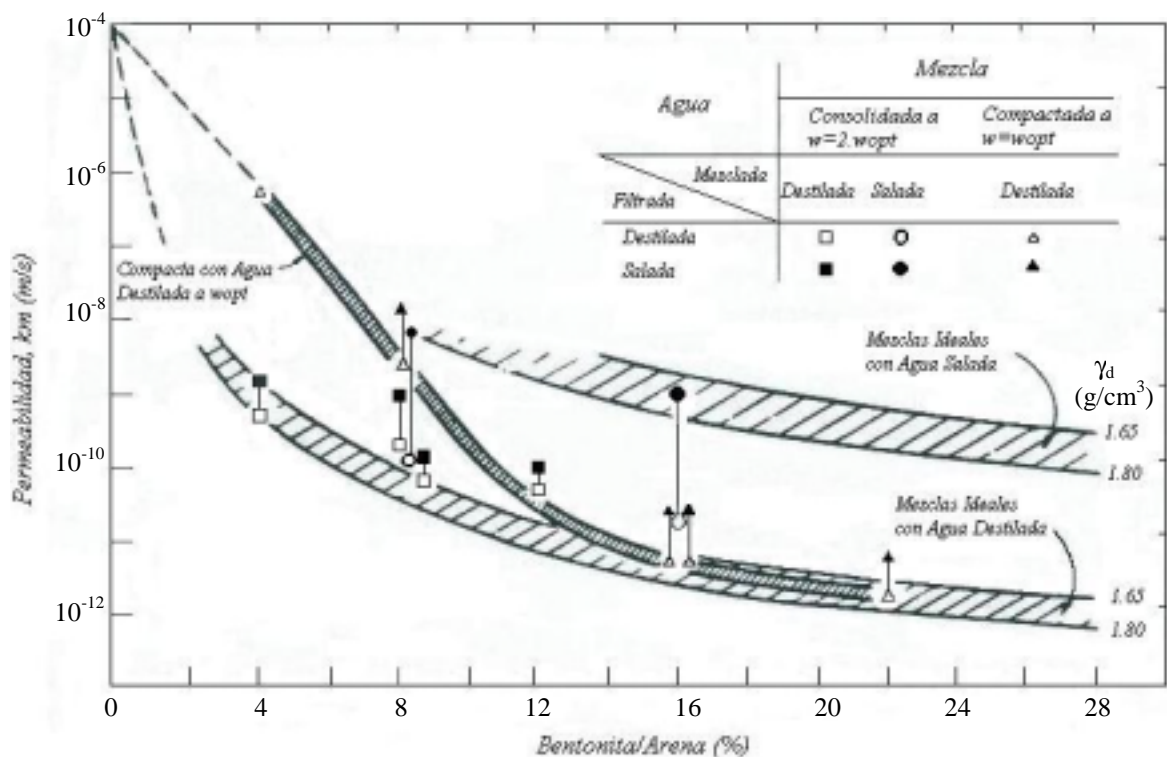


Figura 2.12: Permeabilidad de mezclas binarias arena-bentonita (Adaptada de Kenney et al., 1992).

En la Figura 2.12 se presenta una extrapolación con líneas punteadas hasta W_b/W_s igual a cero, con el propósito de referenciar la permeabilidad de la arena e ilustrar la marcada reducción de la permeabilidad que resulta aún a contenidos pequeños de bentonita. Cabe resaltar que mezclas con valores de W_b/W_s pequeños presentan valores de permeabilidades inestables, debido a que en los vacíos la relación de vacíos de la bentonita puede exceder el valor alcanzado en la expansión libre ($e_b = 25$); en tal situación partículas de bentonita dispersa pueden ser removidas por la fuerza de filtración del agua de forma fácil.

2.3.2 Rigidez del esqueleto de mezclas binarias

La rigidez en mezclas binarias, al igual que para los materiales finos y gruesos, es una propiedad que determina la magnitud de los asentamientos.

En la Figura 2.13 se presenta la variación del módulo volumétrico (K) y cortante (G), y la relación de Poisson (ν) con la concentración de arcilla. Las curvas de variación del módulo volumétrico y relación de Poisson tienen la misma forma; llegan a un valor máximo cuando la mezcla alcanza la concentración crítica de material fino. Lo anterior permite establecer que la gráfica del módulo edométrico²⁰ tiene el mismo patrón de variación anterior, debido a que a la concentración crítica de arcilla alcanza su valor máximo, el cual es igual a 1.5 veces (aprox.) el valor máximo del módulo volumétrico.

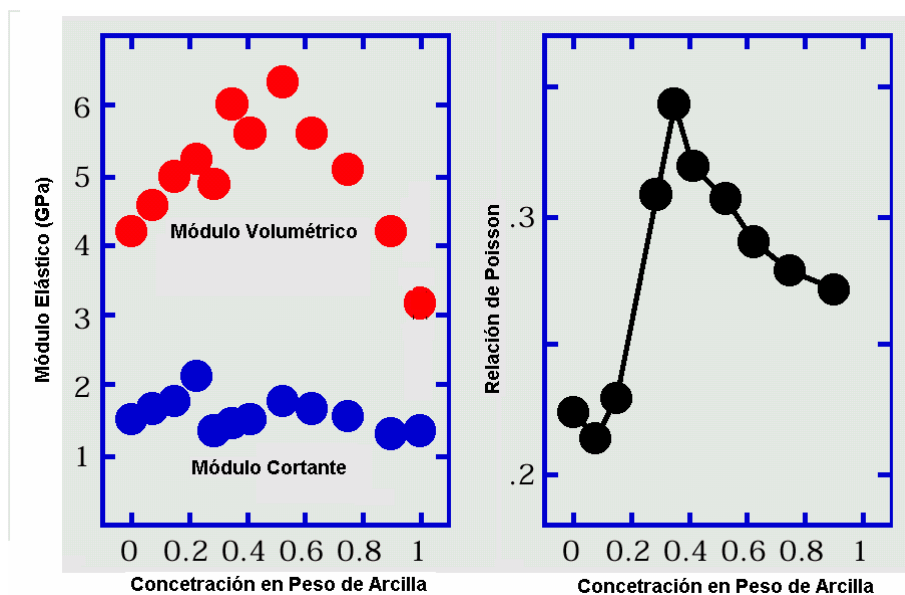


Figura 2.13: Variación de módulos elásticos y relación de Poisson con la concentración de arcilla.

²⁰ $D = \frac{(1-\nu) \cdot K}{(1+\nu)(1-2\nu)}$ (Poulos et al, 1974)

Las características de compresibilidad en mezclas se deben tanto al contacto grano a grano del material grueso como a la dificultad que tienen los mismos en reacomodarse debido a que el material fino esta ocupando la totalidad de los espacios entre granos. Otro aporte del material fino a la compresibilidad es el de reducir los esfuerzos de compresión en los puntos de contacto entre los granos, lo que evita la ruptura de estos últimos cuando se presentan altos niveles de esfuerzos (Ver Sección 2.2.2).

Al igual que en el caso de la permeabilidad, el contenido de agua en el momento de la fabricación de la mixtura es otro factor importante que afecta la rigidez; a contenidos de agua mayores al óptimo (determinado en un ensayo de compactación Proctor) el material fino es menos rígido, debido a que las partículas conforman una fábrica dispersa, mientras que a contenidos de agua inferiores al óptimo, las partículas adoptan una fabrica floculada (Ver Sección 2.1). Lo anterior cobra importancia si se tiene en cuenta que entre más rígido sea el material fino mayor dificultad tendrán los granos para reacomodarse.

Gran parte de las investigaciones en mezclas binarias se han enfocado principalmente a evaluar la resistencia al corte y la permeabilidad dejando un poco atrás el estudio de la compresibilidad. Manivannan et al. (1998) realizaron una investigación de la compresibilidad a corto y largo plazo en rellenos empleados para la recuperación de tierras, en los cuales trozos de arcilla dura de gran tamaño (Ver Foto 2.1) representan las inclusiones rígidas y la matriz de arena se constituye en el material fino. La investigación se realizó con modelos a escala reducida en centrifuga. A continuación se presentan las principales conclusiones a las que llegaron:

- Los fragmentos de arcilla de forma esférica tienden a conformar mezclas más rígidas que las conformadas con trozos de forma cúbica.
- El asentamiento inicial está controlado por la salida de agua de los vacíos entre los fragmentos de arcilla, mientras que los asentamientos a largo plazo están controlados por la consolidación de cada uno de los fragmentos de arcilla dura.
- Los fragmentos con forma esférica conforman mezclas mucho más permeables que las que conforman trozos de forma cúbica e irregular, debido a que los primeros conservan su forma ante la sobrecarga, lo que conlleva a mantener los vacíos abiertos entre los fragmentos permitiendo así la disipación de la presión de poros.

Como se puede observar, el problema en el caso de rellenos conformados con fragmentos de arcilla dura es mucho más complejo que el caso de mezclas con fragmentos de material rocoso, debido a que tanto el reacomodamiento como la deformación de las inclusiones juegan un papel importante en la compresibilidad de la mezcla, restándole un poco de importancia a la matriz o material fino de la mezcla.

Otro aspecto que está relacionado con la compresibilidad de mezclas binarias es la viscosidad, cuyo potencial, como se estableció en la Sección 2.1, depende de la composición del material. En general, entre mayor sea el contenido de materia orgánica y entre mayor sea el contenido de humedad e índice de plasticidad, más pronunciado es el comportamiento viscoso. Tanto el tipo de

arcilla como el contenido de ésta es determinante. Mitchell (1993) presenta la variación de la tasa de creep con la concentración de arcilla y el índice de plasticidad (Ver Figura 2.14).

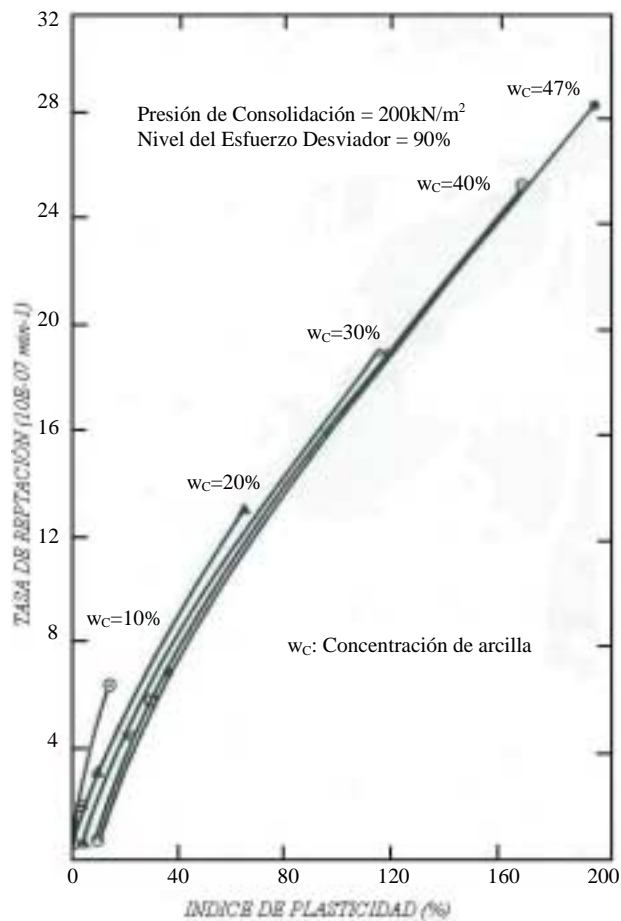


Figura 2.14: Variación de la tasa de creep con la concentración de arcilla en mezclas binarias (Adaptada de Mitchell, 1993).

3. MODELACIÓN A ESCALA REDUCIDA

En este capítulo se presenta el trabajo realizado en la centrífuga, el cual consistió en la evaluación de la influencia de la concentración de inclusiones rígidas en la compresibilidad de mezclas binarias. El proceso de modelación se dividió en dos etapas: la primera consiste en la fabricación de la mezcla binaria y la segunda, en la auscultación de los asentamientos por consolidación primaria de la mezcla sometida previamente a una sobrecarga uniforme.

3.1 Criterio en la Modelación

En el diseño del modelo de mezclas binarias (arcilla-inclusiones rígidas) se tuvieron en cuenta dos aspectos fundamentales:

- Un modelo no tiene como propósito el ser una fiel imagen de la realidad, ni incluir todos los elementos en sus mismos tamaños y formas, sino el de resaltar aquellos que son decisivos en la investigación; elementos y aspectos que no son esenciales deben ser excluidos con el propósito de no perder detalle del objetivo de la investigación (Wood, 1990).
- El objeto de la investigación presentada en este artículo, es la evaluación de la influencia de la concentración de inclusiones rígidas en la compresibilidad de mezclas binarias, por lo que es necesario neutralizar o excluir otros factores que influyen en los asentamientos por consolidación primaria y que no son parte de la investigación, como la heterogeneidad de la matriz arcillosa y la granulometría, angularidad y rugosidad de las inclusiones rígidas.

Teniendo en cuenta lo anterior, las inclusiones rígidas encontradas en el prototipo, como fragmentos de roca y/o de arcilla dura, fueron modelados con cilindros de aluminio con un diámetro de 0.94cm y longitud de 2.50cm; la forma cilíndrica de las inclusiones obedece a que se quiere mantener un estado de deformación plana en el modelo. La fracción fina de la mezcla binaria se representó en el modelo con caolín. Como se puede advertir, la masa arcillosa constituida por el caolín no precisamente es heterogénea y las barras de aluminio son de igual tamaño, forma (no hay angularidad) y rugosidad (la rugosidad de éstas comparada con las inclusiones rígidas encontradas en el prototipo es despreciable), permitiendo de esta forma visualizar únicamente cambios en la rigidez ante variaciones en la concentración de inclusiones rígidas.

3.2 Materiales en la Modelación

Para la modelación de mixturas constituidas por arcillas e inclusiones rígidas, se empleo caolín y cilindros de aluminio. En los siguientes numerales se presentan las características de los materiales seleccionados para la modelación.

3.2.1 Fragmentos Roca o de Arcilla Dura – Inclusiones Cilíndricas de Aluminio

La selección del aluminio para conformar las inclusiones se debe a que su densidad es de 2.7g/cm^3 , la cual no es muy diferente a la encontrada en inclusiones rígidas de mezclas tanto antrópicas como naturales. La densidad de la mayoría de los minerales que forman material rocoso varía entre 2.1 y 7.6g/cm^3 . La densidad de las rocas es mucho menor a 7.6g/cm^3 debido a la existencia de espacios vacíos y fisuras en éstas (Goodman, 1989). Un valor típico de peso unitario seco de material rocoso es de 2.6g/cm^3 . En el caso de fragmentos de arcilla dura, el peso unitario está alrededor de 2.0 a 2.2g/cm^3 .

Los problemas en la geotecnia se enmarcan principalmente en un estado de deformación plana, de hecho la teoría de la consolidación se fundamenta en una condición de deformación unidimensional (caso especial de deformación plana). Lo anterior condujo a emplear inclusiones de forma cilíndrica con un diámetro de 0.94cm . y una longitud igual a la del ancho de la canastilla de la centrífuga (2.50cm), manteniendo de esta forma el estado de deformación plana aunque ya no unidimensional en los contornos de las inclusiones.

3.2.2 Matriz arcillosa – Caolín

Con el propósito de caracterizar el caolín y evaluar los tiempos de consolidación en la centrífuga, se realizaron ensayos para determinar las propiedades índice y de compresibilidad en laboratorio; el ensayo de consolidación se inició a un contenido de agua igual a 1.5 veces la humedad del límite líquido (W_{LL}) y se realizó únicamente bajo carga, a lo largo de la línea de normal consolidación, debido a que se están modelando mezclas que se encuentran por lo general en proceso de consolidación o normalmente consolidadas (Ver fotos 3.1 y 3.2). Las características del caolín se presentan en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Características del caolín empleado en la modelación física.

Gravedad Específica, Gs.	2.74
Límite Líquido, LL.	26.42%
Índice de Plasticidad, IP.	10%
Coefficiente de Compresibilidad, Cc.	0.33
Coefficiente de Consolidación, Cv	$1.62\text{E-}03\text{ cm}^2/\text{s}$

3.3 Construcción del Modelo

Con el fin de reducir la fricción entre la mezcla y las paredes del contenedor, se fijaron a las paredes laterales de las canastillas piezas de plástico (Ver Foto 3.4), y se procedió a aplicar una película de grasa a éstas y a las tapas de acrílico antes de montar los materiales en la centrífuga.

En esta sección se presenta el sistema de drenaje implementado en los contenedores de la centrífuga y finalmente se describe la etapa de fabricación, aplicación de la carga al modelo y auscultación de asentamientos debidos a la consolidación primaria.

3.3.1 Sistema de drenaje

Con el propósito de agilizar el proceso de consolidación durante la centrifugación, se permitió al modelo drenar tanto por la base como por la parte superior. La extracción del agua depositada en la parte superior del modelo se realizó manualmente después de la centrifugación (Ver Foto 3.3).

Para la evacuación del agua en la parte inferior del modelo se dispuso en la base de la canastilla una tira de geotextil, para captar y conducir el agua hasta un agujero de un milímetro de diámetro que se realizó sobre la parte inferior derecha de la tapa de acrílico de cada contenedor (Ver fotos 3.4 y 3.5).



Foto 3.1: Construcción de la muestra de caolín para el ensayo de consolidación a una humedad igual a $1.5 W_{LL}$.



Foto 3.2: Ejecución del ensayo de consolidación en la muestra de caolín a lo largo de la línea de normal consolidación.



Foto 3.3: Extracción manual del agua proveniente de la consolidación de la mezcla binaria.



Foto 3.4: Sistema de drenaje inferior en el contenedor de la centrífuga.



Foto 3.5: Agujero en la tapa de acrílico para permitir la salida del agua.

Debido a que la salida del agua a través el agujero era obstruida por el caolín durante la centrifugación, se optó por disponer una trozo adicional de geotextil en la base, alineado con el agujero (Ver fotos 3.6 y 3.7).

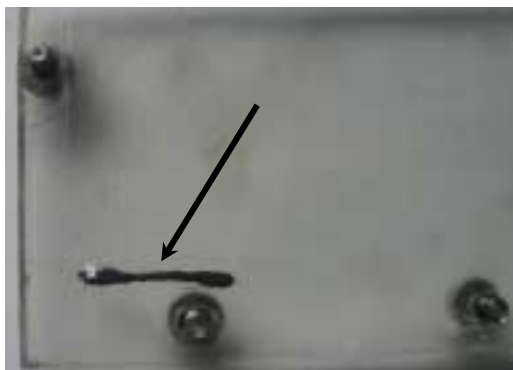


Foto 3.6: Protección del agujero con geotextil.



Foto 3.7: Agujero después de la centrifugación.

3.3.2 Fabricación de la mixtura binaria y aplicación de la sobrecarga

La fabricación de la mezcla inició con la preparación de una pasta de caolín con un contenido de agua igual a 1.5 veces el límite líquido, garantizando de ésta forma la homogeneidad y saturación del material. La mezcla se realizó con 600gr. de caolín seco (en polvo) y 237.78gr de agua, empleado una batidora convencional durante 20 minutos, evitando que queden grumos secos dentro de la masa (Ver fotos 3.8 y 3.9).

Terminada la pasta se procede con el montaje de ésta y las barras de aluminio en los contenedores de la centrífuga, para iniciar la consolidación bajo el peso propio de la mezcla hasta alcanzar un grado promedio del 35%, el cual se logra después de 11 minutos de vuelo a 160g. La velocidad angular de la centrífuga seleccionada fue de 74.1rad/seg. aproximadamente. Lo anterior permite modelar depósitos con alturas alrededor de 10m. El grado promedio de consolidación del 35% se escogió buscando cumplir dos condiciones; reducir el tiempo de fabricación y alcanzar una consistencia en el caolín, que facilite la aplicación de la sobrecarga uniforme al modelo. Existen otros métodos de consolidación realizados en laboratorio que son descritos por Takemura (1998).

Foto 3.8: Caolín mezclado a una humedad inferior a $1.5W_{LL}$. Después de batir durante 20 min. se observan grumos secos de caolín.Foto 3.9: Caolín mezclado a una humedad igual a $1.5W_{LL}$. Como resultado se observa una mezcla homogénea y 100% saturada.

El montaje del caolín en los contenedores de la centrífuga fue un proceso dispendioso debido a que se realizó en su totalidad sin instalar la tapa del contenedor con el fin de poder colocar las inclusiones rígidas y llenar los vacíos entre ellas (Ver fotos 3.10 y 3.11).

Antes de iniciar la primera centrifugación, los contactos entre el contenedor (parte metálica) y las tapas de acrílico fueron selladas con silicona con el fin de evitar fugas de material durante el vuelo, adicionalmente, la parte superior del contenedor fue sellada con el fin de evitar que la muestra sea secada por la corriente de aire que se forma por el movimiento de la centrífuga (Ver fotos 3.12 y 3.13).



Foto 3.10: Montaje del caolín y las barras de aluminio en los contenedores de la centrífuga.



Foto 3.11: Llenado de los espacios vacíos entre las barras.

Antes de iniciar la primera centrifugación, los contactos entre el contenedor (parte metálica) y las tapas de acrílico fueron selladas con silicona con el fin de evitar fugas de material durante el vuelo, adicionalmente, la parte superior del contenedor fue sellada con el fin de evitar que la muestra sea secada por la corriente de aire que se forma por el movimiento de la centrífuga (Ver fotos 3.12 y 3.13).



Foto 3.12: Sellado de los puntos de contacto entre el acrílico y el contenedor con silicona.



Foto 3.13: Sellado de la parte superior del contenedor.

Después de finalizada la fabricación de la mezcla binaria, se procedió a referenciar la superficie del modelo por medio de la toma de lecturas con una regla electrónica de alta precisión en varios puntos (Ver Foto 3.14).



Foto 3.14: Auscultación de la superficie del modelo.

La segunda etapa de la modelación comienza con la instalación de la sobrecarga equivalente en el prototipo a 25kPa (Ver Foto 3.15), la cual esta ejercida por el peso de 12 barras de aluminio y varios balines de plomo. Con el propósito de impedir que los balines penetren en el modelo durante la centrifugación, se buscó un material que sirva de interfase entre la carga y el modelo sin que actúe éste como refuerzo, para ello el material debe ser muy deformable, impidiendo así que la carga vertical sea transmitida a la membrana en forma de carga axial a lo largo de ésta. El material seleccionado fue lycra (Ver Foto 3.16).



Foto 3.16: Sobrecarga constituida por 12 barras de aluminio y varios balines de plomo. La interfase entre el modelo y la carga esta constituida por una membrana delgada de lycra que ofrece una resistencia a la tensión nula permitiendo así que la carga (balines de plomo y barras de aluminio) se reacomode libremente sobre la muestra.

Después de instalar la sobrecarga se inicia la centrifugación hasta que se finalice la consolidación primaria (este tiempo es aproximadamente dos horas). Al final del ensayo se retira la sobrecarga y se posiciona nuevamente la superficie del modelo para poder así determinar los asentamientos.

3.4 Problemas en la Modelación

Durante el diseño del modelo y la centrifugación se presentaron diversos problemas relacionados con el secado de la muestra durante el vuelo (Ver Foto 3.17), la selección del tipo de inclusión rígida a usar, el momento en que se debe introducir las inclusiones a la masa arcillosa, el sistema de drenaje y las fugas de material durante la centrifugación. A continuación se comentan cada uno de estos inconvenientes que demandaron gran tiempo para su solución debido que se fueron identificando a partir de la observación de varias pruebas.



Foto 3.17: El movimiento de la centrífuga a gran velocidad crea una corriente de aire que seca la muestra hasta agrietarla. Para evitar lo anterior se selló el contenedor de la centrífuga como se indica en la Foto 3.13.

Uno de los primeros interrogantes en la construcción del modelo fue, “Cuando introducir las inclusiones en la masa arcillosa?”; inicialmente se realizaron pruebas en las que se introdujeron después de alcanzar el caolín el grado promedio de consolidación del 35%, pero se evidenció que el proceso de inserción tenía un efecto de “cuña” en la masa arcillosa de consistencia media, dando como resultado la alteración del suelo (Ver Foto 3.18) y un contacto discontinuo entre el suelo y la inclusión (Ver Foto 3.19). Lo anterior producía un aumento de los asentamientos a medida que se incrementaba el número de inclusiones rígidas en el modelo, debido a que con éste último se incrementaba el volumen los espacios vacíos en los contornos de las barras (Ver Foto 3.20). Ante el inconveniente descrito se decidió colocar las inclusiones de aluminio desde el inicio junto con el caolín (Ver fotos 3.10 y 3.11), obteniendo de esta forma un acople perfecto

entre la masa arcillosa y las inclusiones al finalizar el proceso de consolidación bajo el propio peso, cuando se inició realmente el monitoreo de asentamientos.

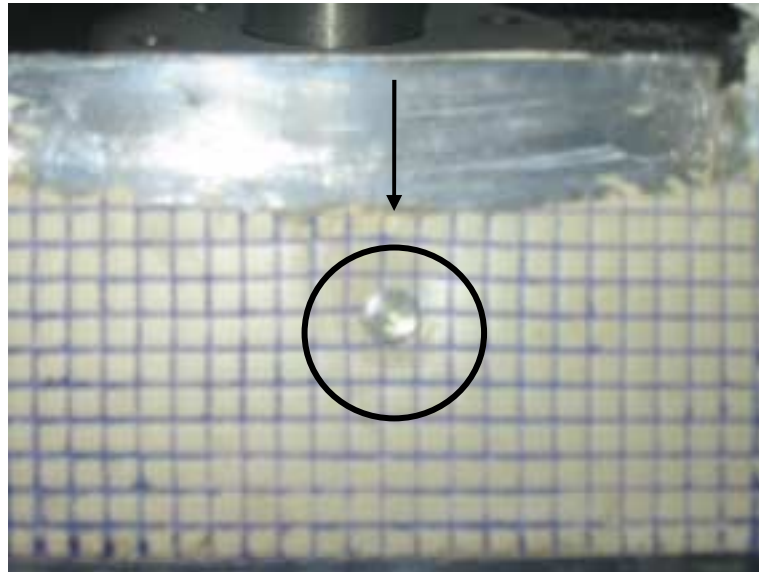


Foto 3.18: Modelo con inclusión rígida en acero colocada después de consolidar el caolín. Se puede observar que la inserción de la barra causa en la masa circundante una distorsión que se extiende a la superficie del modelo.



Foto 3.19: Modelo con inclusiones esféricas colocada después de consolidar el caolín. La inserción de esferas induce fuerzas de tensión que se traduce en algunas grietas de tracción en la masa arcillosa. También se observa que no existe un contacto perfecto entre las esferas y la masa arcillosa.

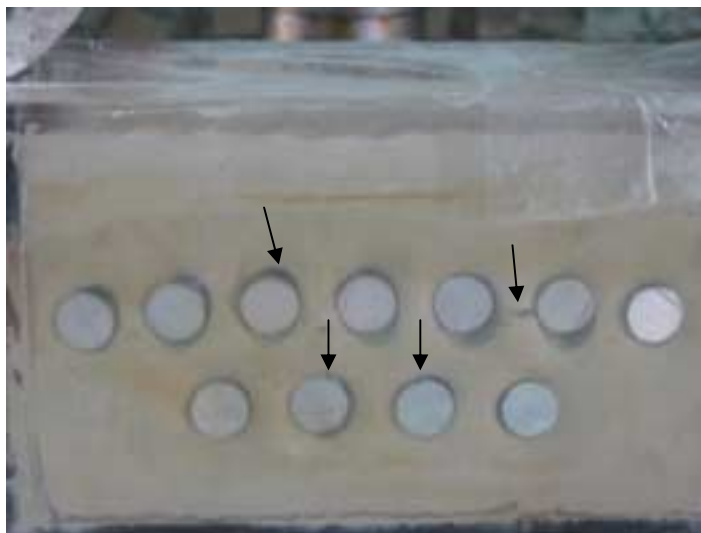


Foto 3.20: Modelo con 11 barras de aluminio alrededor de las cuales se presentan espacios creados por el proceso de inserción. El hecho anterior conlleva a incrementar los asentamientos con el número de barras debido al cierre de los espacios alrededor de todas éstas.

En esas mismas etapas de la investigación se estaban empleando esferas de vidrio y barras de acero. El primer tipo de inclusión no era adecuado por su forma, que era incompatible con los problemas de deformación plana modelados en la centrífuga, mientras que el segundo tipo de inclusión, presentaba una densidad demasiado alta (7.8g/cm^3) que hacían que las barras actuaran realmente como una carga en el interior de la masa de suelo trayendo como resultado el descenso de las inclusiones hasta el fondo de la canastilla, cuando éstas eran colocadas junto con la pasta de caolín (con una humedad de 1.5 veces la humedad del limite liquido). Lo anterior condujo a seleccionar barras de aluminio (Ver Sección 3.2.1).

El último de los problemas identificado durante las pruebas fue la ineficiencia del sistema de drenaje de la parte inferior de los contenedores de la centrífuga, el cual consistía en una pieza de geotextil que cubría la base y subía por las paredes laterales del contenedor, detrás de unas piezas de plástico, de esta forma el agua era captada en la base y transportada hasta la superficie del modelo por el geotextil (Ver Foto 3.21).



Foto 3.21: Sistema de drenaje ineficiente.

La ineficiencia en la evacuación del agua era el resultado de dos hechos:

- Dificultad del ascenso del agua por las paredes laterales a través del geotextil, debido a que el agua tenía que vencer el campo gravitacional magnificado (N veces), con un caudal bajo impuesto por el proceso de consolidación.
- Reducción de la capacidad de conductividad trasversal del geotextil, debido a la aplicación de silicona al geotextil para fijarlo a las paredes laterales del contenedor y a las piezas de plástico.

La solución adoptada fue cambiar el sistema de drenaje al descrito en la Sección 3.3.1.

3.5 Resultados de la Modelación Física

El proceso de fabricación de la mezcla binaria descrito en la sección anterior, se repitió para diferentes cantidades de inclusiones rígidas, desde una hasta 70 unidades. El número total de ensayos fue de 48 de los cuales se descartaron 20 debido a los problemas ya expuestos.

En La Tabla 3.2 se resumen los resultados de deformaciones debido a la consolidación primaria en modelos sometidos a una sobrecarga uniforme de igual magnitud.

Tabla 3.2: Resultados de deformaciones obtenidas en los modelos a escala reducida.

Cantidad de Inclusiones	Altura del modelo (cm)	ϵ_v TEÓRICO (%)	ϵ_v CENTRIFUGA (%)	Diferencia (%)
70	6.214	5.178	1.856	0.358
70	6.117	5.233	1.901	0.363
60	5.828	5.405	2.445	0.4524
60	5.917	5.351	2.248	0.420
50	5.847	5.394	3.166	0.587
50	5.834	5.402	3.235	0.599
40	5.870	5.379	3.745	0.696
40	5.827	5.406	3.827	0.708
30	5.478	5.631	4.487	0.797
30	5.595	5.553	4.321	0.778
20	5.768	5.443	4.834	0.888
20	5.685	5.495	4.894	0.891
10	5.546	5.586	5.185	0.928
10	5.650	5.518	5.028	0.911
5	5.734	5.464	5.227	0.957
5	5.992	5.306	5.039	0.950
2	5.540	5.589	5.493	0.983
2	5.622	5.536	5.415	0.978
1	5.480	5.629	5.557	0.987
1	5.586	5.559	5.469	0.984
0	5.638	5.53	5.56	1.007
0	5.6259	5.53	5.93	1.073
0	5.5786	5.56	5.61	1.009
0	5.5421	5.59	5.89	1.054
0	5.6756	5.50	5.82	1.059
0	5.69635	5.49	5.92	1.080
0	5.6616	5.51	5.53	1.004
0	5.7036	5.48	5.85	1.068

La deformación vertical en el modelo presentada en la tabla anterior, se cálculo como la relación entre el asentamiento medido y la altura inicial del modelo. Esta deformación fue comparada con la calculada por la teoría de la consolidación de Terzaghi. En la última columna, donde se presenta la relación entre la deformación del modelo y la teórica, se evidencia lo que se presentó en el capítulo 2, una reducción del asentamiento a medida que la concentración de inclusiones rígidas es mayor. Se decidió repetir dos veces las pruebas para cada concentración de inclusiones con el fin de detectar anomalías como las descritas anteriormente en la Sección 3.4.

A continuación se presenta un registro fotográfico de los modelos al final de la centrifugación. La secuencia de mezclas con diferentes concentraciones presentadas a continuación, es similar a la que se observó en la Figura 2.7, ya que el registro inicia con una mezcla con alta concentración de inclusiones, donde el caolín rellena los vacíos entre las barras y prosigue con mezclas en las que se va incrementando progresivamente del contenido volumétrico del caolín hasta el punto en que las barras pierden contacto entre ellas.

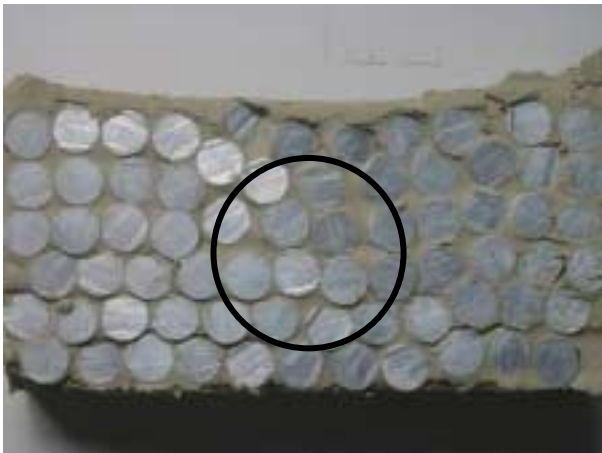


Foto 3.22: Mezcla binaria con 70 barras.

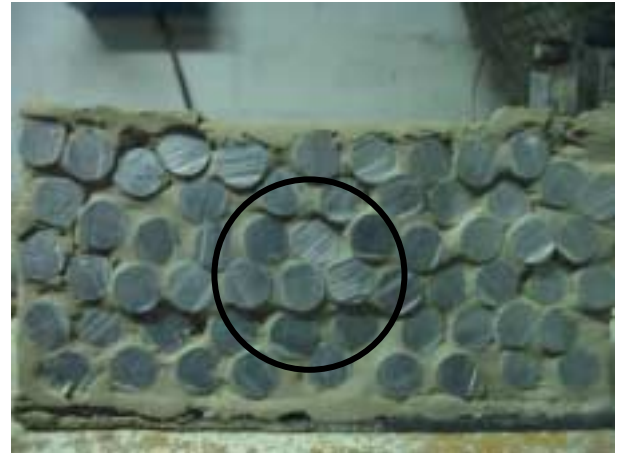


Foto 3.23: Mezcla binaria con 60 barras.

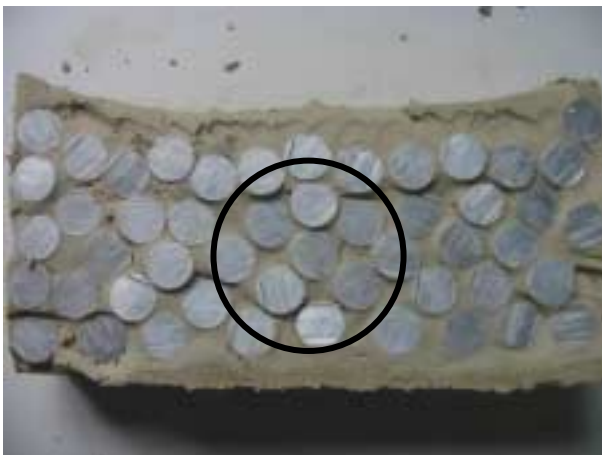


Foto 3.24: Mezcla binaria con 50 barras.



Foto 3.25: Mezcla binaria con 40 barras.



Foto 3.26: Mezcla binaria con 30 barras.



Foto 3.27: Mezcla binaria con 20 barras.



Foto 3.28: Mezcla binaria con 10 barras.



Foto 3.29: Mezcla binaria con 5 barras.



Foto 3.30: Mezcla binaria con 2 barras.



Foto 3.31: Mezcla binaria con 2 barras.



Foto 3.32: Mezcla binaria sin barras al final del ensayo.



Foto 3.33: Mezclas binarias con 5 y 70 inclusiones. En la Fotografía se observa la diferencia en los asentamientos bajo la misma carga.

Debido a que a que no se permite deformación lateral en la mezcla, la relación entre la sobrecarga aplicada y la deformación vertical en el modelo definen el módulo edométrico de la mezcla binaria, el cual determina la magnitud de los asentamientos (Ver Sección 2.3). En la Figura 3.1 se presenta la variación del módulo edométrico con la concentración de inclusiones rígidas, donde puede observarse que el valor del módulo comienza a incrementar drásticamente cuando se alcanza una concentración de inclusiones (w_s) del 48.5%, la cual corresponde a 40 inclusiones aproximadamente. Este hecho se puede explicar a partir de la observación de la Fotos 3.22 a

3.32, donde se evidencia que a partir de las 40 inclusiones, las barras de aluminio comienzan a presentar contacto entre ellas.

El contacto entre la fracción gruesa en mezclas binarias no solo conlleva a incrementar el módulo edométrico sino también la resistencia; Vallejo et al. (2000) determinaron que mezclas binarias (arena-caolín) con w_s entre el 40% y 75%, presentaban una resistencia al corte mayor a la presentada en arena pura y arcilla pura. Como puede observarse, el límite inferior de $w_s = 48.5\%$, encontrado en esta investigación para el cual el módulo edométrico empieza a incrementar, es razonablemente cercano al encontrado por Vallejo et al., teniendo en cuenta que ellos emplearon arena de Ottawa con un coeficiente de uniformidad, $C_u = 1.3$ y un diámetro promedio, $d_{50} = 0.59\text{mm}$.

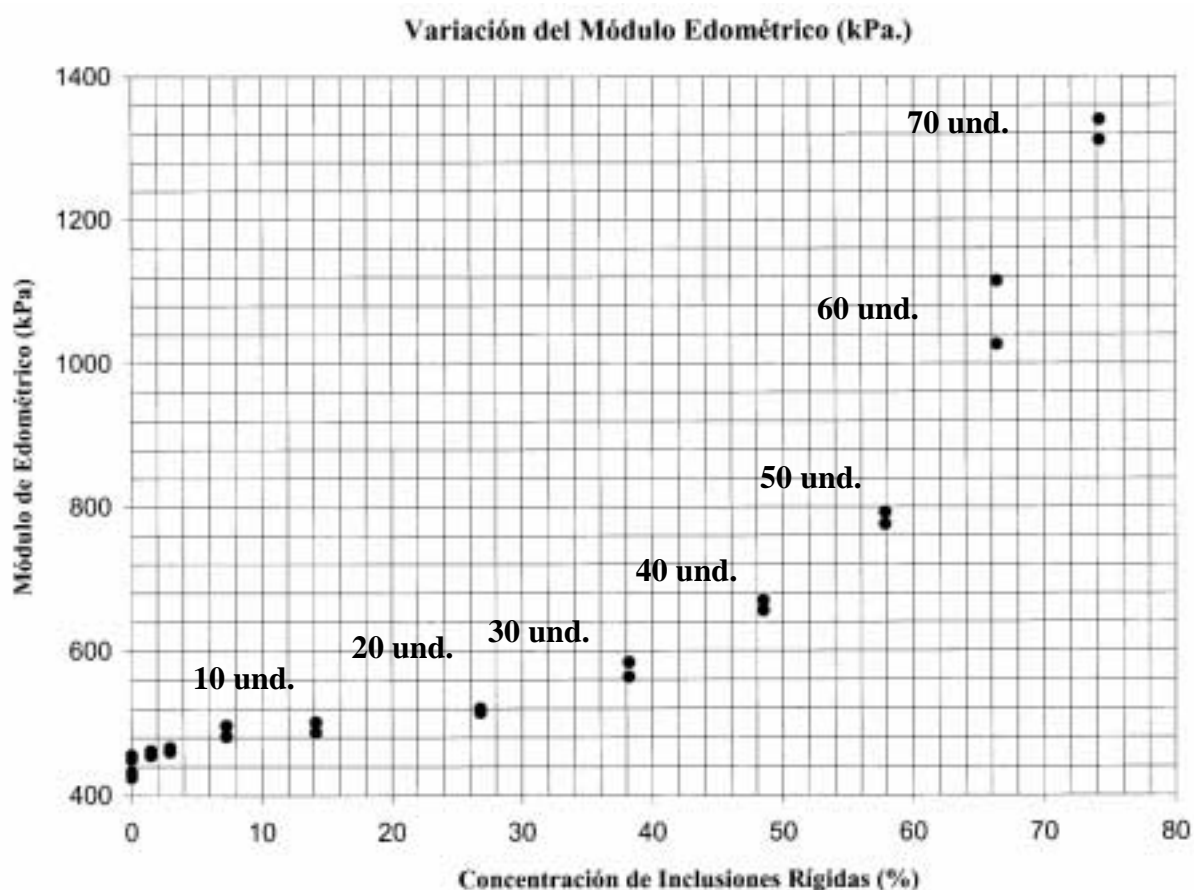


Figura 3.1: Variación del Módulo Edométrico con la concentración de inclusiones rígidas.

En la Figura 3.2 se presenta la variación de la porosidad con la concentración de los componentes de la mezcla binaria (caolín – inclusiones). Esta curva se obtuvo a partir de las características del caolín, las inclusiones rígidas y las dimensiones del modelo. En la Tabla 3.3 se presentan los datos anteriores y los cálculos realizados. La porosidad de las inclusiones ($n_s = 26.29\%$) fue

obtenida a partir del número de inclusiones que caben en un volumen previamente conocido (Ver Foto 3.34).

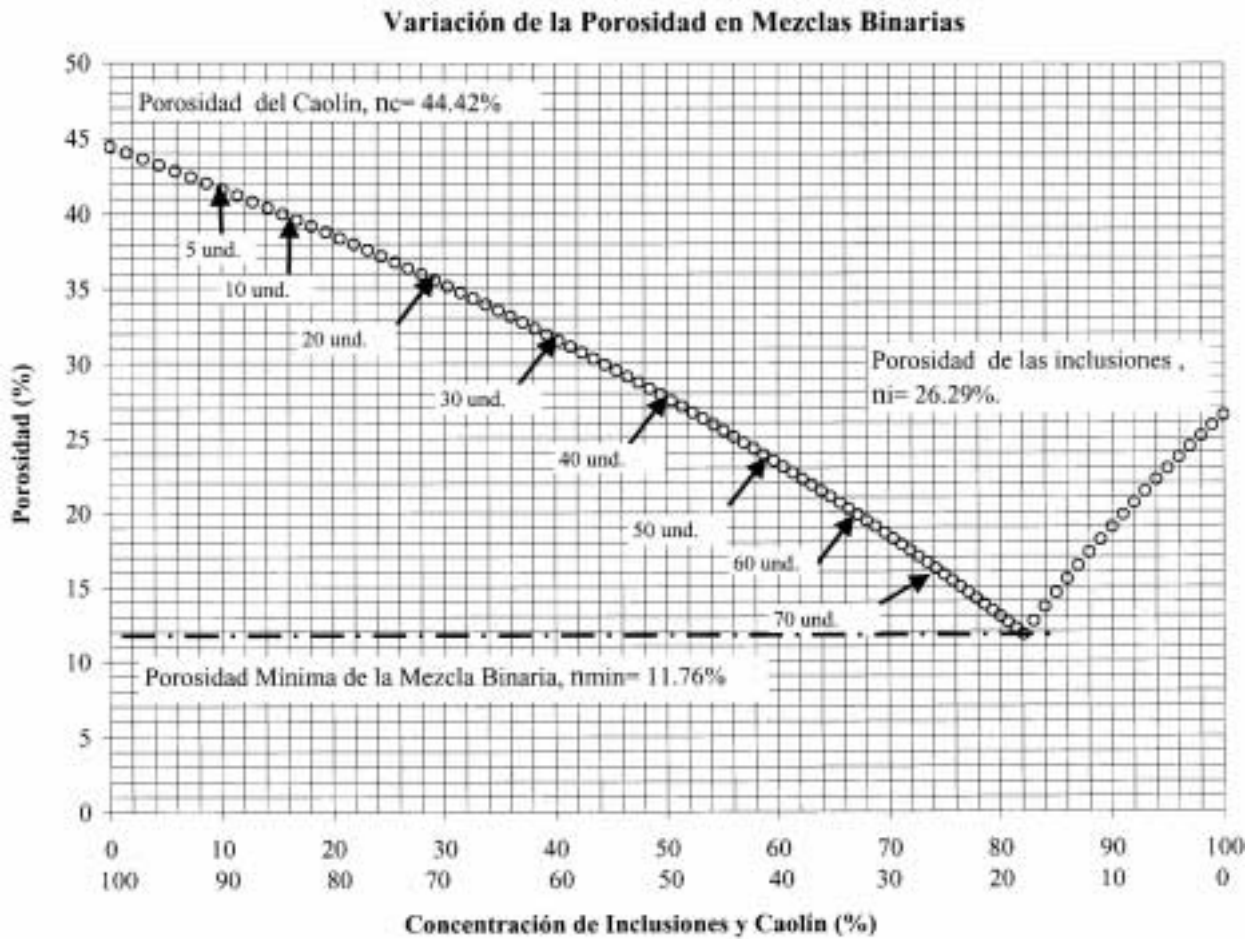


Figura 3.2: Variación de la porosidad de la mezcla binaria fabricada con la concentración de sus componentes.



Foto 3.34: Estructura con una concentración de inclusiones del 100% en peso.

Tabla 3.3: Cálculos de la variación de la porosidad, relación de vacíos con la concentración de inclusiones rígidas en mezclas binarias: caolín – inclusiones cilíndricas de aluminio.

Características de Materiales	
Caolín	
Humedad inicial del caolín, w (%)	29.17
Gravedad Específica, Gs	2.74
Relación de vacíos inicial, e (-)	0.80
Porosidad, nc (%)	44.42
Peso Unitario húmedo, γ_c (kN/m ³)	17.77
Peso Unitario de sólidos, γ (kN/m ³)	27.42
Inclusiones Rígidas	
Masa de una inclusión, Ws (g)	4.28
(cm ³)	1.7
Porosidad, ns (%)	26.29

Dimensiones del Modelo	
Altura, h (cm)	6
Ancho, a (cm)	12.24
Espesor, e (cm)	2.55
Volumen, V (cm ³)	187.3
Cantidad máxima de inclusiones	81

Cantidad de Inclusiones en la Mezcla, N (und.)	Porosidad de las Inclusiones n_s (%)	Peso Total de la Muestra, W_T (g)	Volumen de Vacíos de las Inclusiones, V_{vs} (cm ³)	Volumen de Vacíos del Caolín, V_{vc} ó V_{vc} (cm ³)	Peso del Agua en la Mezcla, W_w (g)	Peso Total de las Inclusiones, $N \cdot W_s$ (g)	Peso de Sólidos del Caolín, W_{sc} (g)	Relación de Vacíos de la Mezcla $e_{mixture}$	Porosidad de la Mezcla, $n_{mixture}$ (%)	Concentración de Inclusiones, w_s (%)
0	100	332.78	187.27	83.19	83.19	0.00	285.19	0.80	44.42	0.0
1	99.09	369.58	185.57	82.43	82.43	4.28	282.86	0.79	44.02	1.5
2	98.18	370.51	183.87	81.68	81.68	8.56	280.27	0.77	43.62	3.0
5	95.46	373.31	178.77	79.41	79.41	21.40	272.50	0.74	42.41	7.3
10	90.92	377.98	170.27	75.64	75.64	42.80	259.54	0.68	40.39	14.2
11	90.01	378.91	168.57	74.88	74.88	47.08	256.95	0.67	39.99	15.5
15	86.38	382.65	161.77	71.86	71.86	64.20	246.59	0.62	38.37	20.7
20	81.84	387.32	153.27	68.09	68.09	85.60	233.63	0.57	36.36	26.8
23	79.12	390.12	148.17	65.82	65.82	98.44	225.86	0.54	35.15	30.4
28	74.58	394.78	139.67	62.04	62.04	119.84	212.90	0.50	33.13	36.0
30	72.77	396.65	136.27	60.53	60.53	128.40	207.72	0.48	32.32	38.2
32	70.95	398.52	132.87	59.02	59.02	136.96	202.53	0.46	31.52	40.3
37	66.41	403.19	124.37	55.25	55.25	158.36	189.58	0.42	29.50	45.5
40	63.69	405.99	119.27	52.98	52.98	171.20	181.80	0.39	28.29	48.5
47	57.33	412.52	107.37	47.70	47.70	201.16	163.67	0.34	25.47	55.1
60	45.53	424.66	85.27	37.88	37.88	256.80	129.98	0.25	20.23	66.4
65	40.99	429.33	76.77	34.10	34.10	278.20	117.02	0.22	18.21	70.4
70	36.46	433.99	68.27	30.33	30.33	299.60	104.07	0.19	16.19	74.2
71	35.55	434.93	66.57	29.57	29.57	303.88	101.47	0.19	15.79	75.0
78	29.19	441.46	54.67	24.29	24.29	333.84	83.34	0.15	12.97	80.0
81	26.47	444.26	49.57	22.02	22.02	346.68	75.56	0.13	11.76	82.1
81	26.47	425.70	49.57	17.85	17.85	346.68	61.18	0.17	14.56	85.0
81	26.47	396.44	49.57	11.24	11.24	346.68	38.52	0.23	18.97	90.0
81	26.47	370.25	49.57	5.32	5.32	346.68	18.25	0.30	22.92	95.0
81	26.47	346.68	49.57	0.00	0.00	346.68	0.00	0.36	26.47	100.0

Se piensa que el diámetro grande de las inclusiones, comparado con la sección del contenedor, y la uniformidad del diámetro de éstas es la causa de la variación pequeña del módulo edométrico entre concentraciones de caolín del 72% y 100%, debido a que el efecto de una barra en la mezcla es muy localizado (Ver fotos de la 3.27 a la 3.31). Para el caso de barras de diferentes diámetros y menores al empleado en esta investigación, se espera que el patrón de variación inicial cambie por uno que marque un aumento gradual y no súbito como el presentado en la Figura 3.1.

A continuación se presenta el valor de la concentración crítica de inclusiones rígidas y caolín, la porosidad mínima, la permeabilidad teórica y el coeficiente de consolidación de la mezcla binaria óptima, obtenidas mediante la aplicación de las ecuaciones presentadas en la Sección 2.13.

Porosidad de la mezcla binaria óptima

La relación de vacíos y la porosidad del caolín con una saturación del 100% y un contenido de agua del 29.17%, es igual a (Ver Tabla 3.1):

$$e_c = G_c \cdot w = 2.74 \times 0.2917 = 0.80 \quad \text{Ecuación 3.1}$$

$$n_c = \frac{e}{1+e} \times 100 = \frac{0.80}{1+0.80} \times 100 = 44.4\% \quad \text{Ecuación 3.2}$$

La porosidad mínima teórica de la mezcla binaria óptima es igual a (Ver Ecuación 2.11):

$$n_{mix-min} = n_s \cdot n_c = 0.2629 \times 0.4442 = 0.117 \rightarrow 11.7\% \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Concentración crítica de inclusiones rígidas y caolín

La concentración crítica de inclusiones rígidas y caolín es igual a (Ver ecuaciones 2.12 y 2.13):

$$w_{S-crítico} = \frac{26kN/m^3(1-.2629)}{27.42kN/m^3 \times 0.2629(1-0.4442) + 26kN/m^3(1-0.2629)} = 0.827 \rightarrow 82.7\% \quad \text{Ecuación 3.4}$$

$$w_{C-crítico} = 1 - w_{S-crítico} = 1 - 0.827 = 0.173 \rightarrow 17.3\% \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Permeabilidad de la mezcla binaria óptima

La permeabilidad de la mezcla binaria óptima es aproximadamente igual a (Ver Ecuación 2.14):

$$k_m = k_c \left[\frac{V_T - V_S}{V_T} \right] = 3.682^{-9} \left[\frac{187.3cm^3 - 141.31cm^3}{141.31cm^3} \right] = 1.20E - 9m/s \quad \text{Ecuación 3.6}$$

Coefficiente de consolidación de la mezcla binaria óptima

El coeficiente de consolidación (c_v) de la mezcla binaria óptima es igual a:

$$c_v = \frac{k \cdot D}{\rho_w \cdot g} = \frac{1.20E-9 \text{ m/s} \cdot 1400 \text{ kPa}}{10 \text{ kN/m}^3} = 1.68E-07 \text{ m}^2/\text{s} = 1.68E-03 \text{ cm}^2/\text{s} \quad \text{Ecuación 3.7}$$

Como puede verse, el valor del coeficiente de consolidación para mezclas binarias óptimas es aproximadamente igual al valor del coeficiente del caolín. Lo anterior implica que las tasas de los asentamientos por consolidación primaria en mezclas óptimas son iguales a las de la fracción fina de la mezcla.

CONCLUSIONES

El estudio de la influencia de la concentración de inclusiones en la compresibilidad de mezclas binarias se resume en las siguientes observaciones:

1. Los materiales térreos están compuestos por partículas de diversos tamaños, variando desde gravas hasta arcillas, con arena y limo en el medio de estos dos extremos. La proporción en que éstos se mezclen determinará la estructura de la mezcla, la cual a su vez influye en el comportamiento del material que esta definido por la resistencia y la compresibilidad.
2. El contenido de humedad en el momento de la compactación es otro factor que influye en la rigidez y permeabilidad; a humedades inferiores a la óptima, las partículas de material fino conforman una estructura floculada asociada a permeabilidad y rigidez mayores que la que se presentan en estructuras dispersas. Cuando la compactación es llevada a cabo a contenidos de agua entre la humedad óptima y 1.5 veces ésta, las partículas de material fino se dispersan y producen pequeños canales de flujo asociados a permeabilidades y rigideces bajas, comparada con una estructura floculada.
3. La influencia de cambios en composición química del fluido en la permeabilidad y rigidez de mezclas binarias cobra importancia en el caso de revestimientos en sitios de disposición de residuos sólidos, donde el fluido filtrante tiene una composición química diferente al fluido empleado en la construcción de la estructura en tierra.
4. La rigidez de una mezcla binaria óptima es aproximadamente igual a tres veces la del material fino y la permeabilidad de una mezcla binaria óptima es aproximadamente igual al 50% de la permeabilidad del material fino. Lo anterior conlleva a que el coeficiente de consolidación de una mezcla binaria óptima sea aproximadamente igual al coeficiente del material fino.
5. Las propiedades de la compresibilidad de mezclas binarias óptimas presentadas en esta investigación se basan en el estudio de materiales mezclados homogéneamente. Se debe tener en cuenta que la obtención de mezclas homogéneas en campo no es fácil, por lo tanto es de esperar que el comportamiento cambie en relación con la calidad de la mezcla.
6. Se espera que la forma y el tamaño de las inclusiones juegue un papel fundamental en el comportamiento de la mezcla binaria. Mezclas con fracción gruesa de formas irregulares y angulosas tendrán una menor rigidez y permeabilidad que mezclas con material grueso de forma más regular como cantos rodados. Mezclas con fracción gruesa bien gradada tendrán una mayor rigidez y menor permeabilidad que mezclas con fracción gruesa de tamaños uniformes.

REFERENCIAS

- Bowles, J.E. (1988). *Foundation Analysis and Design*, Forth Edition, MacGraw-Hill Book Company, Singapur, 1004pp .
- Cooke, J.B. (1982). "Progress in rockfill dams", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 110, No. 10, pp 363-394.
- Cummings D. (1999). "Soil materials for farm dam construction", *Landcare Notes, Natural Resources and Enviroment*, Sydney.
- Gnanapragasam, N., Lewis B.G. y Finno, R.J. (1995). "Microstructural changes in sand-bentonite soils when exposed to anline", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 121, No. 2, pp 119-125.
- Gibbs, H.J. y Holtz, W.G. (1957). "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing", 4h International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1 , pp. 35-39.
- Goodman, R.E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*, Second Edition, New York, John Wiley and Sons, 549pp.
- Govindaraju, R.S., Reddi, L.N. y Bhargava, S.K. (1995). "Characterization of preferential flow paths in compacted sand-clay mixtures", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 121, No. 9, pp 652-659.
- Holtz, R.D. y Kovacs, W.D. (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering*, Englewood Cliff, New Jersey, Prentice-Hall, Inc., 733pp.
- Kenney, T.C., W.A. van Veen, M.A. Swallow y M.A. Sungaila. (1992). "Hydraulic conductivity of compacted bentonite-sand mixtures", *Canadian Geotechnical Journal*, 29, No. 3, pp 364-374.
- Lambe, T.W. y Whitman, R.V. (1972). *Mecánica de Suelos* (Trad. J.A. Jiménez Salas y J.M. Rodríguez), Limusa-Wiley, S.A., México.
- Leroueil, S. (1996). "Compresibility of clays: fundamental and practical aspects", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122, No. 7, pp 534-543.
- Lupini, J.F., Skinner, A.E. y Waughan, P.R. (1981). "The drained residual strength of cohesive soils", *Geotechnique* 31, (2), pp 181-213.
- Manivannan R., Wong, J.C., Leung, C.F. y Tan, S.A. (1998). "Consolitation characteristics of lumpy fill", *Proceeding of the Conference Centrifuge*, Kusakabe & Takemura eds., Rotterdam: Balkema, pp 889-894.
- Mitchell, J. K. (1993). *Fundamentals of Soil Behavior*, Second Edition, New York, John Wiley and Sons, 437pp.
- Naik, T.R. y Singh S.S. (1997). "Permeability of flowable slurry materials containing foundry sand and fly ash", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 123, No. 5, pp 446-452.
- Phoon, K.K. Tan, T.S. y Dasari, G.R. (2002). "Some geotechnical aspects of land reclamation in Singapore", *IX Congreso Colombiano de Geotecnia*, 7-9 Nov, Medellín.
- Poulos, H.G. y Davis, E.H. (1974). *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*, New York, John Wiley and Sons, 411pp.

-
- Rodríguez A.R. y Castillo H. (1996). *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres*, Reimpresión, México, Limusa S.A. Ed., 459pp.
- Rodríguez J.A., Zambrano, C.E. y Castellanos R. (2002). "Inestabilidad en suelos residuales durante la construcción de la nueva carretera Neiva-Florencia, Colombia", IX Congreso Colombiano de Geotecnia, 7-9 Nov, Medellín.
- Schofield A.N. (1998). "Geotechnical centrifuge development can correct soil mechanics errors", *Proceeding of the Conference Centrifuge*, Kusakabe & Takemura eds., Rotterdam: Balkema, pp 923-924.
- Takemura J. (1998). "Methods for preparation of clay samples", *Proceeding of the Conference Centrifuge*, Kusakabe & Takemura Eds., Balkema, Rotterdam, pp 1057-1058.
- Taylor R.N. (1995). *Geotechnical Centrifuge Technology*, Blackye Academic and Professional Eds., Balkema, Rotterdam, 166pp.
- Terzaghi, K., Peck, R. y Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Third Edition, New York, John Wiley and Sons, 549pp.
- Trusell, R.R. y Chang, M. (1999). "Review of flow through porous media as applied to head loss in water filters", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 125, No.11, pp 998-1006.
- Turner, K.A. y Shuster, R.S. (1996). *Landslide Investigation and Mitigation*, Special Report 247, Transportation Research Board, NRC, Turner & Shuster Eds., Washington.
- Vallejo, L.E. y Mawby, R. (2000). "Porosity influence on the shear strength of granular material-clay mixtures". *Engineering Geology - ELSEVIER* 58, pp 125-136.
- Vallejo, L.E. (2001). "Interpretation of the limits in shear strength in binary granular mixtures". *Canadian Geotechnical Journal*, pp 2-26.
- Wood, D.M. (1990). *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*, Cambridge University Press, United Kingdom, 462pp.