

01163 2  
20y.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA  
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

**DISEÑO DE BARRERAS PARA CONTROL  
DE CONTAMINANTES**

**TESIS**

**QUE PRESENTA:**

**MARGARITA DE LOURDES LIRA CACHO**

**PARA OBTENER EL GRADO DE:**

**MAESTRA EN INGENIERIA  
(MECANICA DE SUELOS)**



**MEXICO, D. F.**

**ABRIL DE 1998.**

200231

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## **AGRADECIMIENTOS**

**A Dios todopoderoso, y a la Virgen María Santísima**

**A mis padres, quienes en todo momento me brindan su amor, cariño y apoyo**

**A mi querido hermano Lucio Alejandro, una persona muy especial en mi corazón, quien en todo momento me brinda su apoyo**

## **RECONOCIMIENTOS**

**Dr. Venancio Trueba López**, mi asesor quien en todo momento me brindo su apoyo

**Dr. Xiangyue Li**, quien en todo momento estuvo disponible para brindarme su ayuda

**Instituto de Ingeniería de la UNAM**

**Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, IMTA.**

**Comisión Nacional del Agua, Coordinación del PROMMA**

**A todas aquellas personas** que me brindaron su amistad y su ayuda desinteresada

## SIMBOLOGÍA

$c$	concentración de un contaminante en el tiempo $t$ : $c(t)$ [ $ML^{-3}$ ]
$c_0$	concentración inicial de un contaminante en el lixiviado [ $ML^{-3}$ ]
$D$	coeficiente de dispersión hidrodinámica [ $L^2T^{-1}$ ]
$D_0$	coeficiente de difusión molecular en el agua [ $L^2T^{-1}$ ]
$D_e$	coeficiente de difusión molecular efectiva en el suelo [ $L^2T^{-1}$ ]
$f_{oc}$	fracción de carbón orgánico en el suelo
$H_i$	carga equivalente del lixiviado en el interior del depósito [L]
$k$	conductividad hidráulica suelo saturado [ $LT^{-1}$ ]
$k(\theta)$	conductividad hidráulica suelo no saturado [ $LT^{-1}$ ]
$K_d$	coeficiente de distribución (lineal isoterma de sorción), [ $L^3M^{-1}$ ]
$K_{oc}$	coeficiente de partición de carbón orgánico/agua en el suelo
$n$	porosidad efectiva del suelo o equivalente para la geomembrana
$n_s$	porosidad efectiva del suelo que constituye el acuífero
$\rho$	peso volumétrico del suelo [ $ML^{-3}$ ]
$R_d$	factor de retardamiento por procesos de sorción
$\tau$	factor de tortuosidad
$S_i$	grado de saturación ( $=V_w/V_v$ )
$v_a$	velocidad de Darcy( $=nv_z$ ) [ $LT^{-1}$ ]
$v_z$	velocidad de filtración [ $LT^{-1}$ ]
$V_v$	volumen de vacíos en la muestra de suelo [ $L^3$ ]
$V_v$	volumen de vacíos en la muestra de suelo [ $L^3$ ]
$V_n$	volumen total de la muestra de suelo [ $L^3$ ]
$t$	tiempo [T]
$z$	dimensión y dirección vertical en el análisis [L]

---

$\alpha$	dispersividad
$\lambda$	vida media del radioisótopo [T]
$\psi$	succión o carga de presión negativa (tensión) [L]
$\mu$	viscosidad del fluido [MLT <sup>-2</sup> ]
$\theta$	contenido de agua volumétrico ( $V_w/V_m=S_m$ )
T	espesor de la doble capa difusa
$\Omega$	constante dieléctrica del fluido
$\epsilon_0$	concentración del electrolito o salinidad del fluido
$\rho k$	coeficiente de sorción (adimensional)

## INTRODUCCION

La contaminación de cuerpos de aguas, superficiales y subterráneas por la disposición final de los desechos ha propiciado en los últimos 15 años, que el diseño de barreras anticontaminantes que permitan mantener la concentración de contaminantes dentro de límites tolerables, evitando que se deterioren los cuerpos de agua al migrar los solutos.

La Geotecnia Ambiental se ocupa, entre otros aspectos, del diseño de barreras impermeabilizantes que permiten controlar el transporte de contaminantes de la fuente hacia el exterior del contenedor, evitando o mitigando así el impacto que aquéllos pudiesen provocar sobre el medio ambiente. En función de los factores clave del problema, las barreras pueden o deben conformarse de arcillas o suelos arcillosos compactados, en ocasiones combinados con geosintéticos para mejorar sus propiedades mecánicas o reducir la permeabilidad.

Los depósitos de arcillas naturales y las barreras de arcillas compactadas han sido las más frecuentemente usadas. Sin embargo, uno de los aspectos más importantes para el uso de arcillas compactadas como impermeabilizantes en sustancias diferentes que el agua es conocer su comportamiento a largo plazo, ya que pueden existir interacciones químicas, principalmente de tipo iónico que pueden cambiar las propiedades de la arcilla y que pueden hacer que falle como impermeabilizante.

Actualmente, el empleo de geomembranas para formar barreras es comúnmente aceptado y su uso es intenso en la práctica, por lo que las barreras formadas con revestimientos de arcilla, ahora se diseñan en combinación con geomembranas, en ocasiones incluyendo otros geosintéticos para drenaje, filtración o refuerzo.

El transporte de contaminantes a través de un medio poroso como el suelo, es un proceso complejo. Aunque el fenómeno es reproducible en modelos físicos, ellos requerirán de recursos económicos, infraestructura y tiempo para efectuarlos. Los resultados que se obtengan podrán ser tan exactos y útiles como rigor se tenga en el trabajo experimental. Sin embargo, los resultados experimentales por sí mismos serán de una utilidad restringida, por lo que se debe acudir a modelos matemáticos cuyos parámetros son determinados en los experimentos, para modelar el fenómeno y así estudiar las diversas condiciones que pueden presentarse en los diferentes escenarios. Asimismo, el modelo numérico permite analizar la influencia de los distintos parámetros.

Los estudios para predecir la movilidad de un contaminante en el suelo y el potencial de contaminación de los cuerpos de agua o del subsuelo mismo son un requisito indispensable para cualquier programa de protección del medio ambiente.

Debido a lo anterior, en las últimas décadas y, particularmente en los últimos 10 años, se han desarrollado estudios dirigidos al entendimiento de los procesos de migración de solutos a través de medios porosos.

Este trabajo tiene como primer objetivo presentar una síntesis de resultados producto de estudios bibliográficos con el objeto de que sean aprovechados en la aplicación tecnológica de las técnicas de análisis y criterios de diseño de barreras para control de contaminantes, y como segundo objetivo estudiar mediante un modelo de transporte la influencia de las condiciones iniciales y de frontera, así como de los diferentes parámetros que intervienen en el fenómeno

# I. MECANISMOS DE TRANSPORTE

## I.1 SOLUTOS

Los solutos son una o mas sustancias disueltas en otras sustancias, llamadas disolventes; los solutos están dispersados uniformemente en el disolvente en forma de moléculas o de iones, siendo la mezcla resultante una disolución.

Los solutos disueltos o transportados en el agua subterránea están sujetos a cierto número de procesos a través de los cuales pueden ser removidos del agua subterránea. Así, los solutos pueden ser sorbidos (adsorbidos o absorbidos) sobre las superficies de los granos minerales, sorbidos por carbón orgánico que pudiese estar presente en el subsuelo, sufrir precipitación química, biodegradación, participar en reacciones de óxido-reducción.

### I.1.1 CLASES DE SOLUTOS

#### I.1.1.1 Solutos no reactivos

Los solutos no reactivos son aquellas especies químicas que no están sujetas a reacciones químicas o bioquímicas y cuyo transporte va a estar determinado por procesos físicos. Los procesos físicos que controlan el flujo subterráneo de contaminantes son la advección y la dispersión hidrodinámica, los cuales se tratarán mas adelante en el transporte de solutos.

#### I.1.1.2 Solutos reactivos

Los solutos reactivos son aquellos cuyo transporte va a estar determinado además de los procesos físicos a los cuales están sujetos los solutos no reactivos a reacciones químicas o biológicas. Las reacciones químicas o bioquímicas que pueden presentarse entre los solutos y las arcillas son numerosas, Randl en sus investigaciones identificó 17; y pueden clasificarse según Rubin (1983), básicamente en reversibles o irreversibles. Las reversibles son reacciones que se efectúan a nivel superficial, mientras que las irreversibles pueden alterar la estructura del medio poroso. Cabe señalar que hasta la fecha, los modelos matemáticos que intentan explicar y predecir la migración de solutos en suelos, consideran solo reacciones de sorción reversible y desintegración radiactiva, mientras que las reacciones como disolución, precipitación, óxido-reducción y otras reacciones complejas que son de tipo irreversible, no son modeladas.

El proceso de sorción es un aspecto extremadamente importante en el movimiento químico en un suelo debido a que actúa como un factor de retardamiento en el transporte químico en la solución. Cada químico tiene una afinidad de adsorción para cada superficie de suelo, lo cual hace que se mueva a través del suelo de una manera única.

Debido a que la superficie de una arcilla tiene una carga negativa, ella puede influenciar en las reacciones de sorción para prácticamente todos los químicos. Su influencia es fuerte para cationes inorgánicos tales como el calcio, magnesio, potasio, al igual que para los metales traza, como el cadmio. La sorción de químicos orgánicos varía de acuerdo a la naturaleza de la materia orgánica, debido a lo cual es muy probable que la capacidad de sorción de una capa superficial de un suelo varíe de acuerdo al estado y descomposición de la materia orgánica. Karickhoff y col. (1979) encontraron una relación entre la adsorción y el contenido de materia orgánica:

$$K_{oc} = K_d / f_{oc}$$

1.3

donde,  $f_{oc}$  es la fracción de carbón orgánico,  $K_d$  es el coeficiente de distribución y  $K_{oc}$  es el coeficiente de partición del carbón orgánico. Es posible que esta correlación sea grande para contenidos grandes de materia orgánica, pero también puede ser igual de significativa en suelos con contenidos de carbón orgánico tan bajos como del 1%.

### 1.1.1.3 NAPLs

En el proceso de migración de contaminantes puede distinguirse principalmente una fase estacionaria, constituida por el medio poroso, y una fase móvil, constituida por el lixiviado o algún fluido contaminante.

Se denomina fase móvil acuosa a aquella para la cual el agua constituye el componente primario, es decir, donde el agua representa por lo menos un 50% en peso de la muestra. Sin embargo, existen algunos fluidos orgánicos que son insolubles y por tanto inmiscibles con el agua, éstos se conocen como fases líquidas no acuosas o NAPLs (non-aqueous phase liquids). Estos fluidos inmiscibles exhiben diferentes comportamiento y propiedades bajo la superficie.

Aunque los NAPLs exhiben un amplio rango de propiedades físicas ellos son clasificados generalmente por su peso específico (relativo al agua) como LNAPLs (NAPLs ligeros) o DNAPLs (NAPLs densos). Este simple sistema de clasificación basado solamente en la densidad, es un marco usualmente usado para evaluar la migración relacionada a químicos.

#### 1.1.1.3.1 LNAPLs

Cuando los NAPLs son menos densos que el agua se denominan *fases líquidas ligeras no acuosas* o LNAPLs. Al igual que el agua, los fluidos de este tipo migran verticalmente por gravedad y fuerzas capilares, permaneciendo en la zona no saturada (fig.1.1).

Los LNAPLs son asociados primariamente con la producción, refinamiento, y distribución de los productos de petróleo. La descarga y derrame accidental de gasolina, kerosene, diesel son fuentes comunes de los NAPLs. Cuando el LNAPL es derramado en la superficie, este migra descendientemente a través de la zona no saturada por la fuerza de la gravedad.

Los típicos químicos de interés resultan desde la disolución de productos de petróleo incluyendo benceno, tolueno, etil benceno y xileno, como también otros hidrocarburos aromáticos (tabla 1.1)

Debido a que los LNAPLs no penetran muy profundamente dentro del nivel freático y debido a que son relativamente biodegradables bajo condiciones naturales, ellos son generalmente más fáciles de manejar en problemas ambientales que los DNAPLs.

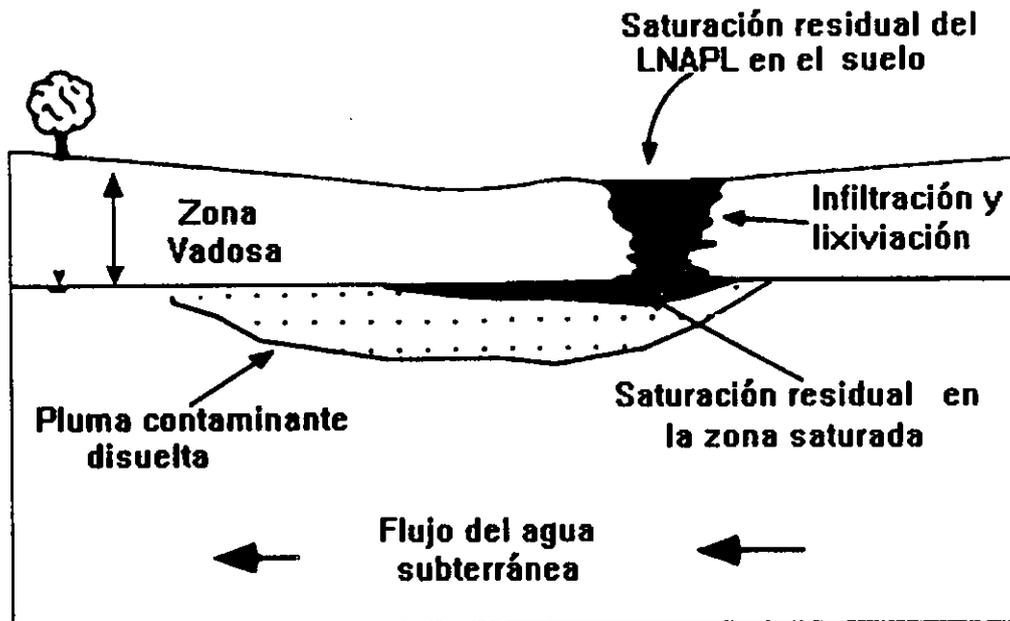


Fig. I.1 Derramamiento típico de un LNAPL

Tabla I.1 Químicos típicos asociados con el derrame de LNAPL

Aromáticos
Benzeno
Etil Benzeno
Tolueno
Xileno
Neftaleno

#### I.1.1.3.2 DNAPLs

Cuando los fluidos insolubles tienen mayor densidad que el agua se conocen como *fases líquidas densas no acuosas* o DNAPLs. Estos fluidos migran verticalmente por gravedad y capilaridad, invaden tanto la zona saturada y en forma residual la zona no saturada (fig. I.2).

Los DNAPLs están relacionados a una amplia variedad de actividades industriales, incluyendo casi todas las instalaciones que involucran solventes clorados. En adición la fabricación de pesticidas, operaciones de tratamiento de madera, derrames y procesamiento de aceites son fuentes comunes de DNAPLs. Como los NAPLs, los principales químicos de interés en los DNAPLs son los productos de disolución, entre los cuales se encuentran los hidrocarburos alifáticos clorados, hidrocarburos poliaromáticos (PAHs) entre otros.

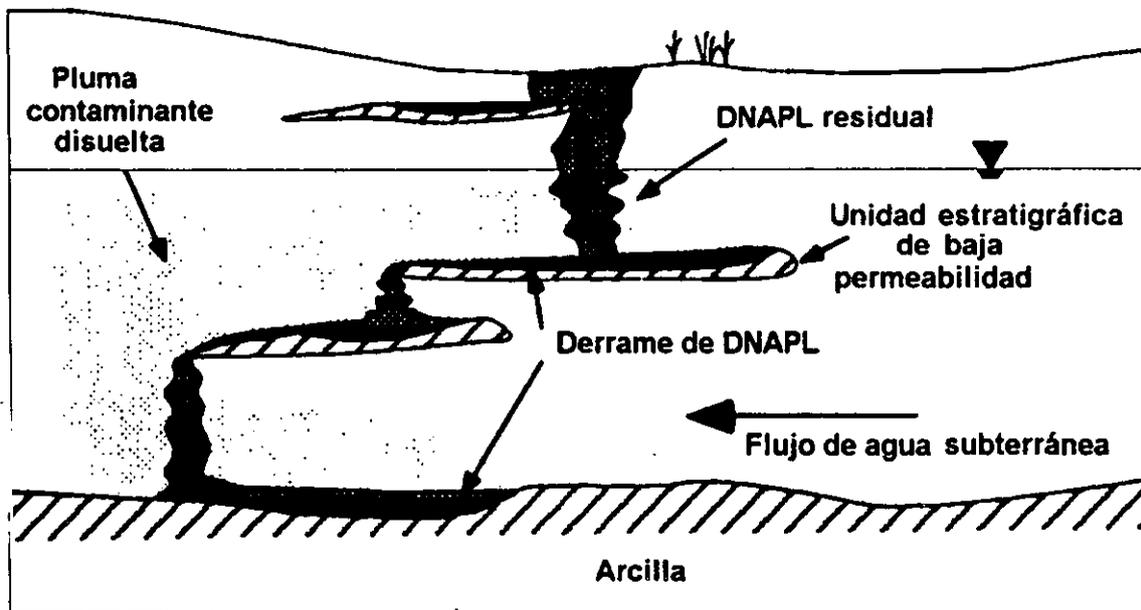


Fig.1.2 Derramamiento típico de un DNAPL

Tabla 1.2 Químicos típicos asociados con el derrame de DNAPL

Volátiles halogenados	Semi-volátiles no halogenados
Clorobenceno	2-Metil naftaleno
1,2-Dicloropropano	o-Cresol
1,1-Dicloroetano	p-Cresol
1,1-Dicloroetileno	2,4-Dimetilfenol
1,2-Dicloroetano	m-Cresol
trans-1,2-Dicloroetileno	Fenol
cis-1,2-Dicloroetileno	Naftaleno
1,1,1-Tricloroetano	Benzo[a]antraceno
Cloruro de metileno	Fluoreno
1,1,2-Tricloroetano	Acenafteno
Tricloroetileno	Antraceno
Cloroformo	Dibenzo[a,h]antraceno
Tetracloruro de carbón	Fluoranteno
1,1,2,2-Tetracloroetano	Pireno
Tetracloroetileno	Criseno
Dibromuro de etileno	
Semi-volátiles halogenados	Diversos
1,4-Diclorobenceno	Alquitrán
1,2-Diclorobenceno	Creosota
Aroclor 1242, 1254, 1260	
Clordano	
Dieldrin	
2,3,4,6-Tetraclorofenol	
Pentaclorofenol	

Los DNAPLs presentaran un mayor problema que los LNAPLs, debido a que:

- ◆ Los solventes clorados no se biodegradan rápidamente y persisten por períodos largos de tiempo en la superficie.
- ◆ La mayor densidad de los DNAPLs causan una extensión mas profunda de la zona contaminada
- ◆ Los solventes clorados tienen propiedades físicas que permiten el movimiento a través de pequeñas fracturas en el suelo por lo que los acuíferos contaminados con grandes cantidades de DNAPLs son casi imposibles de restaurar.

La tabla 1.2 muestra los químicos típicos asociados con el derramamiento de los DNAPLs.

## 1.2 TRANSPORTE DE SOLUTOS

### 1.2.1 GENERALIDADES

La solubilidad de un soluto en el agua es una propiedad que juega un papel determinante en el proceso de migración, y se expresa como la cantidad de material que se disuelve en agua a temperatura ambiente. Al solubilizarse, algunas sustancias se disocian e ionizan al adquirir carga positiva (cationes) o negativa (aniones). Las sustancias que no se disocian se denominan no iónicas. Esta característica es importante para determinar su movilidad en los suelos. Las sustancias aniónicas y no iónicas son móviles en los suelos, mientras que las catiónicas se adsorben a las partículas de suelo y quedan inmovilizadas.

El transporte de solutos generalmente se da por cuatro mecanismos: advección, difusión, sorción y reacción química o biodegradación. La ecuación que permite describir el fenómeno de evolución de la concentración o transporte de contaminantes en un medio poroso saturado puede expresarse para la dirección z como:

$$\frac{\partial(\theta c)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left( \theta D \frac{\partial c}{\partial z} \right) - \frac{\partial}{\partial z} (v_s c) - \rho \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{K_d c}{\theta} \right) \pm \left( \frac{\partial c}{\partial t} \right)_{rxn} \quad 1.4$$

donde, t es el tiempo,  $\theta$  es el contenido de agua volumétrico, c es la concentración de contaminante, D es el coeficiente de dispersión hidrodinámica,  $v_s$  es la velocidad de advección y,  $K_d$  es el coeficiente de distribución.

Esta ecuación, en términos de la ley de conservación de la masa, equivale a escribir para la concentración de contaminantes (c) como:

$$\text{Evolución de } (c) = \text{difusión} - \text{advección} - \text{sorción} \pm \text{reacción}$$

Esta ecuación permite establecer los mecanismos que intervienen en el fenómeno de transporte de contaminantes en un medio poroso saturado o no saturado, esto último en función del contenido de agua volumétrico ( $\theta$ )

$$\theta = S_r n \quad 1.5$$

donde n es la porosidad y  $S_r$  es el grado de saturación del suelo.

En la ecuación (1.4) debe tenerse presente que en realidad tanto el coeficiente de dispersión hidrodinámica ( $D$ ) como la velocidad  $v_x$  son variables de estrato a estrato, y sólo en condiciones de flujo o difusión establecidos pueden considerarse como constantes durante el proceso.

### 1.2.3 TRANSPORTE POR ADVECCIÓN

Los solutos disueltos que no interactúan con el medio poroso son acarreados por el flujo de agua a una velocidad igual a la de infiltración. Este proceso se llama transporte advectivo o por convección. La cantidad de soluto transportado es función de su concentración en el agua y de la cantidad de agua que fluye a través del medio poroso.

El flujo unidimensional a través de la sección transversal de un medio poroso depende de la velocidad de Darcy (Fetter 1993). El flujo de masa unidimensional a través de la sección transversal debido al fenómeno de advección es igual a la cantidad de agua que fluye multiplicado por la concentración del soluto ( $c$ )

$$f_z = v_x \cdot c \quad 1.6$$

donde  $v_x$  es la velocidad de advección o velocidad de Darcy y  $n$  es la porosidad efectiva del suelo, que corresponde a la definición clásica de la Mecánica de Suelos:  $n = V_v/V_t$  siendo  $V_v$  el volumen de vacíos y  $V_t$  el volumen total de la masa de suelo. Si se considera un medio poroso saturado, homogéneo e isotrópico, el soluto puede ser transportado por advección de acuerdo con la siguiente expresión

$$\frac{\partial c}{\partial t} = -v_x \frac{\partial c}{\partial z} \quad 1.7$$

### 1.2.4 LA DIFUSIÓN MOLECULAR

Un soluto disuelto en agua se mueve desde un área de alta concentración hacia donde su concentración es menor. Este proceso se conoce como difusión molecular o simplemente difusión. La difusión se presenta mientras exista un gradiente de concentración, aún cuando el fluido no este en movimiento.

El flujo de masa que se difunde es proporcional a una constante por el gradiente de concentración del soluto a través de la región de interés (fig. 1.3). Esta Ley fue postulada por Berholot a principios de 1800 y probada experimentalmente por Fick cincuenta años más tarde. Se conoce como la primera Ley de Fick, y puede expresarse para una dimensión como:

$$f = -D_0 \left( \frac{dc}{dz} \right) \quad 1.8$$

donde  $f$  es el flujo de masa de soluto por unidad de área por unidad de tiempo,  $\frac{dc}{dz}$  es el gradiente de concentración ( $ML^{-4}$ ),  $D_0$  es el coeficiente de difusión ( $L^2T^{-1}$ ), y  $c$  es la concentración de soluto en la fase líquida ( $ML^{-3}$ ).

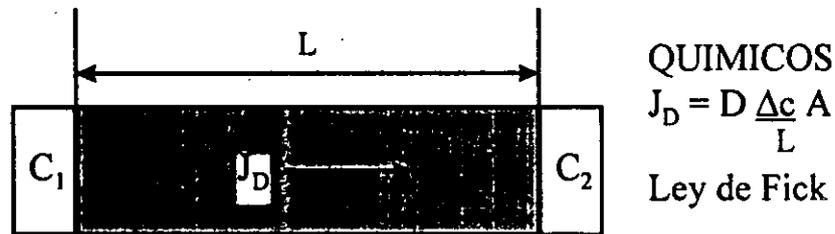


Fig. 1.1 .- Flujo de un químico a través de un suelo

El signo negativo indica matemáticamente que el movimiento se realiza desde las áreas de mayor concentración hacia las de menor concentración. Los valores de  $D_0$  fluctúan en rangos de  $1 \times 10^{-9}$  a  $2 \times 10^{-9}$ . Inicialmente Fick creyó que  $D_0$  era constante para un sistema dado. Actualmente se sabe que  $D_0$  es sensitivo a la concentración (aunque sus valores no varían significativamente), y a la temperatura (sus valores disminuyen al disminuir la temperatura). Por esta razón,  $D_0$  es considerado un coeficiente y no una constante. En sistemas donde las concentraciones varían con el tiempo, se aplica la segunda ley de Fick, que para el análisis en la dirección vertical  $z$ , es

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D_0 \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} \quad 1.9$$

donde  $\frac{dc}{dt}$  es el cambio en la concentración con el tiempo.

La difusión en un medio poroso no ocurre tan rápidamente como en solución libre debido a la tortuosidad y otros factores. La tortuosidad es la medida del efecto de la forma de la trayectoria seguida por las moléculas de agua en un medio poroso. Debido a la tortuosidad, las moléculas deben recorrer largas trayectorias a través de los granos de suelo. La tortuosidad se ve afectada por el tamaño y uniformidad de las partículas del medio poroso, si las partículas del medio son pequeñas y uniformes, la tortuosidad disminuye.

Además, la difusión en medios porosos es menor, ya que las partículas de suelo ocupan gran parte del volumen. La difusión ocurre en la fase líquida de los poros, y debido a esto, la máxima difusión ocurre cuando el suelo se encuentra saturado ( $S_r=1$ ).

Otros factores que contribuyen a reducir la difusión de solutos en medios porosos son la viscosidad del agua adyacente a la superficie de las partículas de arcilla, la cual es mayor que en otras partes del poro. Además, en arcillas compactas, cuando las partículas se encuentran tan comprimidas que la doble capa difusa ocupa la mayor parte del espacio de poro se presenta el fenómeno de exclusión aniónica.

El coeficiente de difusión efectiva se relaciona con el coeficiente de difusión en solución libre  $D_0$ , por medio de un factor empírico  $\tau$ , conocido como factor de tortuosidad o factor de transmisión, es decir:

$$D_e = \tau D_0 \quad 1.10$$

El valor de  $\tau$  es siempre menor que 1 ( $\tau < 1$ ). Se puede obtener experimentalmente utilizando algún tipo de soluto no reactivo como el cloruro; el coeficiente de tortuosidad será  $\tau = D_{(cr)}/D_{0(cr)}$ . Multiplicando este coeficiente de tortuosidad por el coeficiente de difusión del soluto de interés en solución libre  $D_0$ , se obtiene el coeficiente de difusión efectiva para ese soluto. Sin embargo, cabe aclarar que ésta es solo una aproximación, ya que el coeficiente de tortuosidad puede variar de un soluto a otro debido al tamaño de sus partículas.

La difusión puede ocurrir cuando la concentración de algún soluto es mayor en un estrato que en otro adyacente. Por ejemplo, en depósitos de desechos sólidos con una gran concentración de iones de cloruro pueden ser colocados sobre el revestimiento del relleno. La concentración de cloruro en el lixiviado contenido en el desecho es mucho mayor que la concentración de cloruro en el agua de poro del revestimiento (Fetter 1993, y Shackelford & Daniel 1991).

## 1.2.5 LA DISPERSIÓN MECÁNICA

Si las partículas de los líquidos que contienen algún soluto se movieran todas con la misma velocidad a través de un medio poroso, éstos desplazarían a los líquidos que no contienen el soluto, provocando una interfaz abrupta entre los dos líquidos. Sin embargo, esto no sucede así. Las partículas de los líquidos se mueven a velocidades mayores o menores que una velocidad lineal media, que se define como la velocidad a la cual el flujo de agua a través de un área de sección transversal unitaria de espacios de poro ocurre. No es la velocidad promedio a la cual las moléculas de agua se mueven a lo largo de sus trayectorias individuales, las cuales son mayores que en la velocidad lineal media debido a la tortuosidad. Los factores que influyen en el flujo se ilustran en la fig. 1.4. Esta velocidad se obtiene dividiendo la velocidad de Darcy entre la porosidad efectiva  $n$ , que considera únicamente los poros en los cuales el agua puede fluir.

$$v_s = \frac{k}{n} \frac{dh}{dl} \quad 1.11$$

Las tres causas básicas que dan origen al fenómeno de dispersión mecánica son:

- ◊ Debido a la fricción, las moléculas de agua viajan más rápido en la región central de los poros que en la proximidad de las paredes intersticiales.
- ◊ Algunas partículas de agua recorren trayectorias más largas que otras para llegar a una distancia lineal similar.
- ◊ Algunos poros son más grandes que otros, lo cual permite que el flujo a través de éstos sea más rápido.

Como consecuencia de lo anterior, las partículas de soluto contenidas en el líquido tampoco viajan con la misma velocidad, por lo cual puede mezclarse con líquido que no las contiene. A esta mezcla se le conoce como dispersión mecánica, y da como resultado la dilución del soluto conforme avanza el flujo. La dilución que ocurre en la dirección de la trayectoria del flujo es llamada

dispersión longitudinal; mientras que la que ocurre en dirección normal se conoce como dispersión transversal como se ilustra en la fig.1.5.

Suponiendo que la dispersión mecánica puede ser descrita por la ley de Fick, y que su valor es función de la velocidad lineal media, puede introducirse un coeficiente de dispersión mecánica (Fetter 1993). Este coeficiente es igual a una propiedad del medio llamada dispersividad ( $\alpha$ ) multiplicada por la velocidad lineal media y se calcula para las direcciones longitudinal y transversal, tal que:

$$D_{mL} = \alpha_L v_i \quad 1.12$$

$$D_{mT} = \alpha_T v_i \quad 1.13$$

donde  $D_{mL}$  y  $D_{mT}$  son los coeficientes de dispersión mecánica longitudinal y transversal, respectivamente.

### 1.2.6 TRANSPORTE POR DISPERSIÓN HIDRODINÁMICA

Aunque los procesos de difusión y dispersión mecánica son diferentes, ambos son tratados convencionalmente como mecanismos de tipo Fickiano, y en consecuencia estos dos componentes

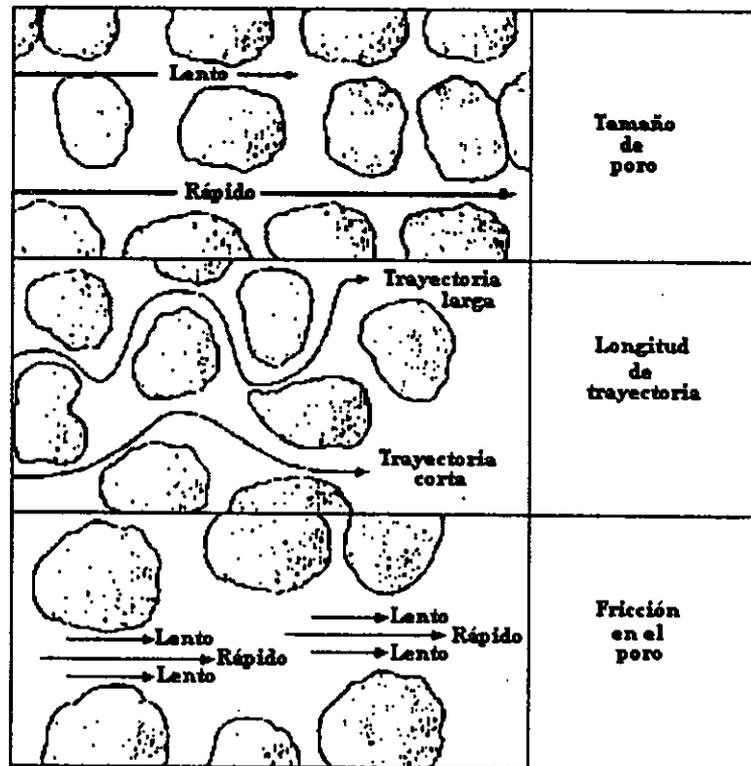
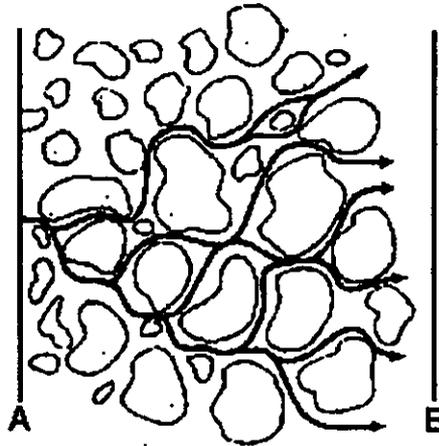


Fig.1.4 Factores que provocan dispersión mecánica del soluto



**Fig.1.5 Trayectorias de flujo que provocan la dispersión transversal**

son frecuentemente agrupados en un solo parámetro  $D$ , el cual se conoce como coeficiente de dispersión hidrodinámica. Se representa por las fórmulas:

$$D_L = \alpha_L V_i + D_e \quad 1.14$$

$$D_T = \alpha_T V_i + D_e \quad 1.15$$

donde  $D_L$  y  $D_T$  son los coeficientes de dispersión hidrodinámica en las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente. Mientras que  $\alpha_L$  y  $\alpha_T$  son la dispersividad longitudinal y transversal, respectivamente.

En aplicaciones que involucran transporte advectivo, por ejemplo en arenas, la dispersión es dominante sobre la difusión molecular. Sin embargo en las aplicaciones presentes, la velocidad de advección a través de suelos arcillosos es comúnmente muy pequeña, y la difusión molecular es el proceso que controla el parámetro  $D$  (Fetter 1993).

## 1.2.7 TRANSPORTE POR ADVECCIÓN-DISPERSIÓN

La derivación de esta ecuación está basada en el trabajo de Freeze & Cherry (1979), y Bear (1972), entre otros. En esos trabajos se considera al subsuelo como un medio poroso homogéneo, isotrópico, saturado, y con condiciones de flujo que siguen la ley de Darcy. La derivación está basada en la conservación de la masa del flujo de soluto dentro y fuera de un volumen elemental representativo del medio poroso (Fetter 1993). La masa de soluto por volumen unitario de acuífero es el producto de la porosidad,  $n$ , y la concentración  $c$ . La porosidad puede ser considerada como una constante ya que el acuífero es homogéneo.

El soluto es transportado por advección y dispersión hidrodinámica en la dirección  $z$  según que el transporte sea por advección o por dispersión:

$$\text{por advección: } v_a c dA \quad 1.16$$

$$\text{por dispersión: } nD \frac{\partial c}{\partial z} dA \quad 1.17$$

donde  $dA$  es el área transversal del elemento en la dirección  $z$ . La masa total de soluto por un área transversal unitaria en dirección  $z$  por unidad de tiempo,  $f_z$ , es la suma del transporte advectivo y del dispersivo, tal que

$$f_z = v_a c - nD \frac{\partial c}{\partial z} \quad 1.18$$

Por otra parte la velocidad de cambio de masa en el volumen representativo es

$$-n \frac{\partial c}{\partial t} \quad 1.19$$

Por ley de la conservación de la masa, la velocidad de cambio en el volumen representativo debe ser igual a la diferencia en la masa del soluto que entra y la masa que se libera, se expresa como

$$\frac{\partial f_z}{\partial z} = -n \frac{\partial c}{\partial t} \quad 1.20$$

de suerte que la ecuación que permite describir la evolución de la concentración de soluto con el tiempo puede escribirse como

$$n \frac{\partial c}{\partial t} = nD \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} - v_a \frac{\partial c}{\partial z} \quad 1.21$$

### 1.3 TRANSPORTE DE SOLUTOS REACTIVOS

El transporte de solutos reactivos, son aquellos que están sujetos a reacciones químicas o biológicas, difiere sustancialmente del transporte de solutos no reactivos (aniónicos y no iónicos).

#### 1.3.1 PROCESO DE SORCIÓN

La *adsorción* es el proceso por el cual un soluto queda ligado a la superficie de un sólido. El término *adsorción* se refiere estrictamente a la existencia de una concentración más elevada de cualquier componente en la superficie de la fase sólida que la que hay en el interior de la misma. En teoría debe distinguirse claramente de la *absorción*, ya que ésta se refiere a una penetración del soluto en forma más o menos uniforme dentro del volumen del suelo. En la práctica es muy difícil distinguir

Los efectos de adsorción de los de absorción, y por ello se emplea frecuentemente el término adsorción.

La adsorción de un soluto ocurre cuando la concentración de éste en la superficie de las partículas del suelo difiere de su concentración en la fase líquida. La adsorción reduce el desequilibrio entre las fuerzas de atracción que existen en la superficie de todas partículas sólidas, y en consecuencia reduce la energía superficial libre del sistema.

Existen dos tipos de adsorción: La adsorción física y la adsorción química o quimisorción. La adsorción física involucra fuerzas de van der Waals relativamente débiles entre las moléculas de soluto y la superficie de las partículas de suelo; este tipo de adsorción da lugar a la formación de multicapas de moléculas de soluto de las cuales sólo una fracción de éstas están en contacto con la superficie del suelo. En la adsorción química o quimisorción se presentan enlaces químicos covalentes muy fuertes; esto origina la formación de una monocapa de moléculas de soluto en contacto con la superficie del suelo.

La *desorción* es el proceso opuesto a la adsorción, indica la remoción de un soluto del suelo. La expulsión de un soluto previamente adsorbido en la superficie de un sólido por efecto de la adición de un soluto que puede adsorberse más fuertemente se llama desorción por desplazamiento. Si la adsorción de algún soluto se acompaña simultáneamente de la desorción por desplazamiento de una cantidad equivalente de otro soluto, el proceso es llamado *intercambio iónico*.

Entre los parámetros fisicoquímicos que influyen en el proceso de adsorción están incluidas propiedades del adsorbente tales como naturaleza química y área de superficie específica. Los metales, óxidos de metales, arcillas, sales y algunas resinas presentan grupos polares expuestos en sus superficies, y por tanto mucha energía libre, se conocen como adsorbentes hidrofílicos. Los adsorbentes hidrofóbicos contienen poca energía libre en su superficie, e incluyen sólidos no polares como sulfuro, talco y polietileno.

Por otra parte, el área interfacial de un sólido adsorbente determina directamente la capacidad de adsorción; esta propiedad se conoce como área de superficie específica [ $L^2M^{-1}$ ]. Las propiedades del soluto que afectan el proceso de adsorción son su tamaño, peso molecular, estructura, configuración y polaridad (Fetter 1993, Shackelford & Daniel 1991).

## 1.3.2 DESCRIPCIÓN CUANTITATIVA DE LA ADSORCIÓN

### 1.3.2.1 Equilibrio en sistemas cerrados

En un sistema cerrado, las reacciones químicas al igual que los cambios de fase son reversibles. Como consecuencia, hay condiciones de concentración y temperatura bajo las cuales los reaccionantes y los productos coexisten en equilibrio. Para ilustrar el equilibrio químico en un sistema, Bruce H. Mahan, ejemplifica la descomposición térmica del carbonato de calcio, tal que:  $CaCO_3(s) \Rightarrow CaO(s) + CO_2(g)$ .

Realizando esta reacción en una vasija abierta, que permita que el anhídrido carbónico sea arrastrado, se puede efectuar la conversión completa del carbonato de calcio en óxido de calcio. Por otra parte, se sabe que el óxido de calcio reacciona con el anhídrido carbónico, y si la presión del  $CO_2$  es lo suficientemente alta, el óxido puede ser convertido totalmente en carbonato por:  $CaO(s) + CO_2(g) \Rightarrow CaCO_3(s)$ .

Las dos reacciones químicas anteriores pueden considerarse como procesos químicos reversibles. Existen ciertos valores de temperatura y de presión de  $CO_2$ , a los cuales el  $CaCO_3$ , el  $CaO$  y el  $CO_2$  permanecen indefinidamente. Cuando se calienta el  $CaCO_3$  puro en una vasija cerrada, comienza a descomponerse según la reacción  $CaCO_3(s) \Rightarrow CaO(s) + CO_2(g)$ . Conforme se

acumula el  $\text{CO}_2$ , su presión aumenta, y eventualmente comienza a ocurrir la reacción:  $\text{CaO(s)} + \text{CO}_2(\text{g}) \Rightarrow \text{CaCO}_3(\text{s})$ , a una velocidad perceptible, que aumenta conforme se incrementa la presión del  $\text{CO}_2$ . Finalmente, las velocidades de la reacción de descomposición y de la reacción opuesta se hacen iguales, la presión del anhídrido carbónico se mantiene constante y el sistema alcanza el equilibrio.

El principal distintivo del estado de equilibrio, es que éste es dinámico, lo que es una situación permanente, mantenida así por la igualdad de las velocidades de dos reacciones químicas opuestas (Mahan 1970).

### 1.3.2.2 Equilibrio del proceso de adsorción

Análogamente, la adsorción es un proceso casi invariablemente reversible, que alcanza un equilibrio definido en un tiempo breve que depende de la concentración de la solución, de la cantidad de adsorbente y de la temperatura.

En el caso de flujo en suelos, cuando el proceso de sorción es rápido comparado con la velocidad de flujo, el soluto alcanza condiciones de equilibrio con la fase sorbida (cada molécula de soluto pasa continuamente de una fase a otra dando lugar a un equilibrio dinámico), y el proceso puede ser descrito por una isoterma de sorción en equilibrio. Cuando el proceso de sorción es lento comparado con la velocidad de flujo, el soluto puede no alcanzar condiciones de equilibrio con la fase sorbida; en este caso las velocidades de sorción y de desorción son distintas, y se requieren modelos de sorción cinético para describir el proceso. En Fetter (1993) se explican los modelos de sorción cinética y este fenómeno se ilustra esquemáticamente en la fig. 1.6.

La *atenuación* es un fenómeno que ocurre cuando un soluto es sorbido por el sólido, y una vez sorbido no puede desorberse debido a una reacción irreversible (Acar & Haider 1990, Fetter 1993, Shackelford & Daniel 1991).

El proceso de sorción provoca que los solutos reactivos se muevan más lentamente que los solutos no reactivos, este efecto se conoce como *retardamiento*. En una solución que contiene varios tipos de solutos, ocurre una migración diferencial; cada tipo de soluto es retenido en el suelo durante distinto tiempo, que depende de su afinidad con cada una de las fases. El proceso por el cual un soluto, el cual estaba originalmente en solución, se distribuye entre la solución y la fase sólida se llama *retardamiento*.

Pueden determinarse factores de retardamiento para cada tipo de soluto por medio de isotermas de adsorción. Una isoterma de adsorción consiste en una gráfica que relaciona la cantidad de soluto sorbido por la masa de suelo, contra la concentración del soluto en solución. Las isotermas se clasifican básicamente en siete tipos según su forma, la cual da una visión clara del mecanismo de adsorción y de la capacidad de adsorción de cada suelo u otro adsorbente (Fetter 1993, Shackelford & Daniel 1991).

En el caso de sorción en suelos, cuando las concentraciones de solutos reactivos son suficientemente bajas, la conducta de la isoterma es de tipo lineal; sin embargo, cuando las concentraciones son elevadas, la conducta de la isoterma resulta de tipo no lineal, comúnmente de tipo cóncavo. Los factores de retardamiento para isotermas no lineales son más complejos que en el caso de isotermas lineales, y las soluciones para las ecuaciones resultantes son muy difíciles de desarrollar. Debido a esto, en muchas ocasiones, se suponen isotermas lineales aunque los datos experimentales sugieran un comportamiento no lineal de la sorción.

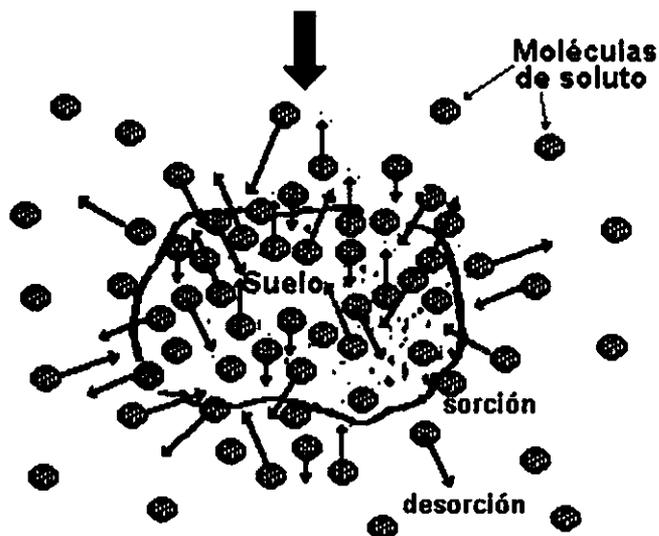


Fig.1.6 Proceso de sorción - desorción

### 1.3.3 TRANSPORTE POR ADVECCIÓN-DISPERSIÓN-SORCIÓN

El efecto de retardamiento debe considerarse dentro de la ecuación de transporte de contaminantes, y para esto es necesario añadir el factor  $G$ , tal que

$$G = \left( \frac{\rho}{n} \right) \frac{\partial S}{\partial t} \quad 1.22$$

donde  $S$  es la concentración sorbida,  $\rho$  es la densidad seca del suelo, y  $n$  es la porosidad. Se puede suponer que, en el punto de equilibrio, la concentración de un soluto en solución es función únicamente de la concentración de éste en la fase sólida. Cuando la isoterma es de tipo lineal como la mostrada en la fig. 1.7, ésta puede describirse por medio de

$$S = K_p c \quad 1.23$$

donde  $S$  es la masa de soluto sorbido (en mg/kg),  $c$  es la concentración de soluto en la solución (en mg/l), y  $K_p$  es el coeficiente de partición (en l/kg). Des esta manera:

$$\frac{\partial S}{\partial t} = K_p \frac{\partial c}{\partial t} \quad 1.24$$

$$G = \left( \frac{\rho K_p}{n} \right) \frac{\partial c}{\partial t} \quad 1.25$$

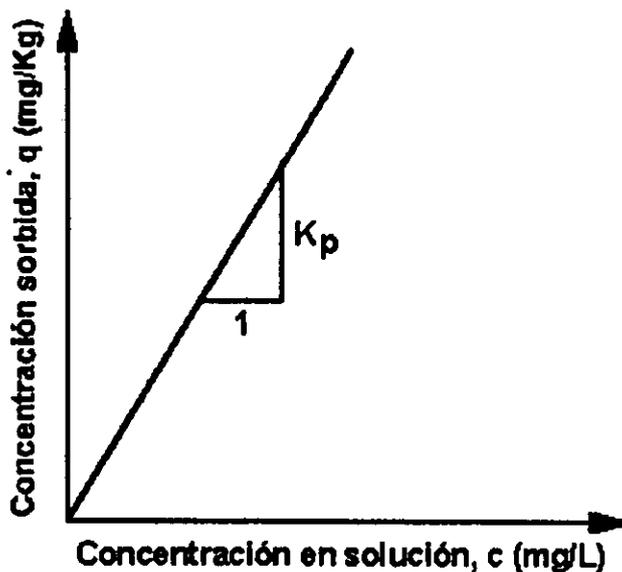


Fig. 1.7 Isoterma de sorción lineal

Reordenando la ecuación de transporte, resulta las expresiones:

$$n \frac{\partial c}{\partial t} = nD \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} - v_a \frac{\partial c}{\partial z} - \frac{\rho K_p}{n} \frac{\partial c}{\partial t} \quad 1.26$$

y,

$$n \left( 1 + \frac{\rho K_p}{n} \right) \frac{\partial c}{\partial t} = nD \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} - v_a \frac{\partial c}{\partial z} \quad 1.27$$

de donde, finalmente, puede expresarse la ecuación de transporte para una dimensión en dirección vertical (z) como

$$\left( n + \rho K_p \right) \frac{\partial c}{\partial t} = nD \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} - v_a \frac{\partial c}{\partial z} \quad 1.28$$

En las ecuaciones anteriores,  $(n + \rho K_p)$  es el factor de retardamiento ( $R_d$ ). Para solutos no reactivos, el coeficiente  $K_p = K_d = 0$  y el factor de retardamiento  $R_d = 1$ . Como ya se mencionó, las isothermas de sorción no lineales más comunes son de tipo cóncavo. Las isothermas no lineales de varios metales como el cadmio, cobre, zinc molibdeno, muchos compuestos orgánicos y pesticidas, pueden ser descritas por medio de la isoterma de Freundlich como se ilustra en la fig. 1.8.

La isoterma de sorción de Freundlich presenta la siguiente relación no lineal

$$S = K_d c^N \quad 1.29$$

donde  $K_d$  y  $N$  son constantes. Este tipo de isoterma puede linealizarse de la siguiente manera

$$\log S = \log K_d + N \log c \quad 1.30$$

Esto da como resultado un factor de retardamiento tal que

$$R_d = 1 + \frac{\rho K_d N c^{N-1}}{n} \quad 1.31$$

En la fig. 1.8 se ilustran tanto la curva experimental típica de sorción isoterma no lineal como la manera de linealizar la curva experimental a fin de poder calcular los parámetros empleados en la ec. [1.31], considerando que la letra  $q$  que aparece en dicha figura tiene el mismo significado que la letra  $S$  (sorción), de las ecuaciones anteriores.

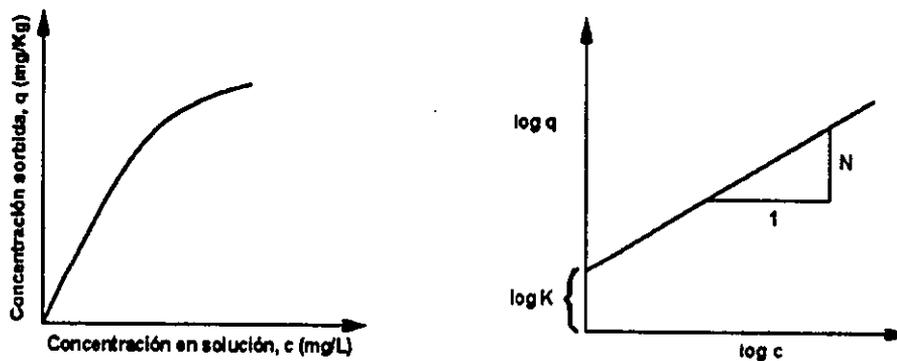


Fig. 1.8 isoterma de sorción no lineal y modelo de Freundlich

## 1.4 DEGRADACIÓN

### 1.4.1 DEGRADACIÓN DE COMPUESTOS ORGÁNICOS

La degradación se define como el proceso por el cual una molécula orgánica se torna más pequeña por medios químicos o biológicos. La degradación ocurre por medios biológicos (bióticamente) por el ataque de microbios entre los que se incluyen bacterias como *Micrococcus*, *Pseudomonas*, *Mycobacterium* y *Nocardia*, las cuales actúan generalmente en condiciones aeróbicas (en presencia de oxígeno), aunque algunas especies pueden hacerlo en condiciones anaeróbicas (sin la presencia de oxígeno).

Algunas clases de compuestos orgánicos pueden sufrir degradación tanto biótica como abiótica (sin la presencia de microorganismos). La degradación abiótica es el resultado de reacciones químicas (quimiodegradación) que dan lugar a un menor peso molecular de los compuestos; entre estas reacciones se incluyen la sustitución, la dehidrohalogenación, la oxidación, y la reducción.

Las condiciones ambientales como la temperatura, el pH, el estado de oxidación o reducción, la presencia de microorganismos y de otras sustancias, influyen en la velocidad y tipo de degradación. Aún bajo condiciones favorables, los compuestos orgánicos requieren de varios años para ser degradados.

La quimiodegradación, la biodegradación, al igual que la fotodegradación (degradación por medio de la acción de la luz), son procesos que utilizan las plantas de tratamiento para estabilizar y disminuir la peligrosidad de muchas sustancias.

Aunque la degradación no es un proceso que afecta la velocidad de transporte, sí afecta la concentración de contaminantes orgánicos y puede ser analizada cuantitativamente y modelada por medio de ecuaciones. En el presente trabajo nos limitaremos a solo a mencionar la existencia de este fenómeno.

## 1.4.2 DESINTEGRACIÓN RADIATIVA

En los átomos de elementos radiactivos (aquellos con número atómico mayor a 83), los núcleos, que son muy pesados, son inestables y tienden a volverse estables emitiendo una parte de las partículas de que constan. Al variar el número o la índole de sus partículas, el núcleo de un elemento se convierte en el núcleo de otro isótopo o de otro elemento menos pesado. La mayoría de las veces no basta con una desintegración para que un elemento inestable se convierta en otro estable. Por lo general, el nuevo elemento que resulta de la desintegración es también inestable y, al cabo de un tiempo más o menos largo, dependiente de su periodo, se desintegra a su vez, resultando otro elemento también radiactivo, y así sucesivamente hasta una última desintegración que da un elemento estable como el plomo.

Cuando los desechos consisten en este tipo de sustancias, éstas al igual que las sustancias no radiactivas pueden introducirse en el suelo. Aquellas con carga positiva están sujetas a retardamiento en la superficie de las partículas de suelo (sorción). Debido a la degradación radiactiva, la concentración de radioisótopos se reduce tanto en la fase disuelta como en la fase sorbida. El factor que describe este proceso es

$$\left(\frac{\partial c}{\partial t}\right)_{D.R.} = -\frac{\log_e 2}{\lambda} c \quad 1.32$$

donde  $\lambda$  es la vida media del radioisótopo.

## **II. MATERIALES USADOS EN BARRERAS**

### **II.1 LOS REVESTIMIENTOS**

#### **II.1.1 GENERALIDADES**

Para la prevención de la contaminación de suelos y cuerpos de agua, subterráneos y superficiales, por la migración de lixiviados generados en los depósitos de desechos sólidos o líquidos, se utilizan cada vez con mayor frecuencia sistemas de impermeabilización que están conformados por un conjunto de materiales naturales o sintéticos, impermeables que permiten formar barreras de contención de desechos.

Considerando que las arcillas compactadas, los geosintéticos o arcillas combinadas con geosintéticos son una opción para evitar el deterioro ambiental, es preciso conocer las propiedades físicas y químicas de estos materiales.

Los parámetros óptimos para seleccionar un impermeabilizante en grandes extensiones de terreno son permeabilidades del orden de  $10^{-7}$  a  $10^{-9}$  cm/s, ya sea en arcillas compactadas, geosintéticos o una combinación de ambos. Esta tecnología se ha desarrollado principalmente para ser empleada en instalaciones de desechos industriales. Sin embargo, el uso de arcillas compactadas para estas instalaciones, en comparación con el de geosintéticos, permite bajar el costo de 2 a 3 veces (Almanza y cols. 1995).

#### **II.1.2 TIPOS DE REVESTIMIENTOS**

Una de las principales consideraciones en el diseño de revestimientos es el de prevenir o reducir la migración de contaminantes, o químicos peligrosos en el medio ambiente.

Entre las principales características que deben reunir los revestimientos usados para la contención de desechos, se encuentran las siguientes: (1) el material del revestimiento debe tener una baja conductividad hidráulica (permeabilidad) con respecto al agua; (2) el material del revestimiento debe ser compatible con el líquido de desecho (lixiviado); y (3) el material del revestimiento debe poseer una buena capacidad de atenuación, esto es, debe poseer la capacidad de disminuir la proporción de migración de solutos.

Los diferentes tipos de revestimientos se pueden clasificar dentro de tres grupos: (1) revestimientos de suelos, (2) geosintéticos, y (3) revestimientos compuestos.

Dentro de los revestimientos de suelo, se encuentran los revestimientos de suelo natural y los revestimientos de suelo compactado. Dentro de los geosintéticos, solamente las geomembranas serán consideradas por ser prácticamente "impermeables". Los revestimientos compuestos son combinaciones de revestimientos formados normalmente por arcillas compactadas o CCL (compacted clay liner). El revestimiento puede incluir también un nuevo tipo de geosintético conocido como GCL por geosynthetic clay liner.

Las figuras II.1 y II.2 muestran algunos revestimientos compuestos usados para contención de desechos.

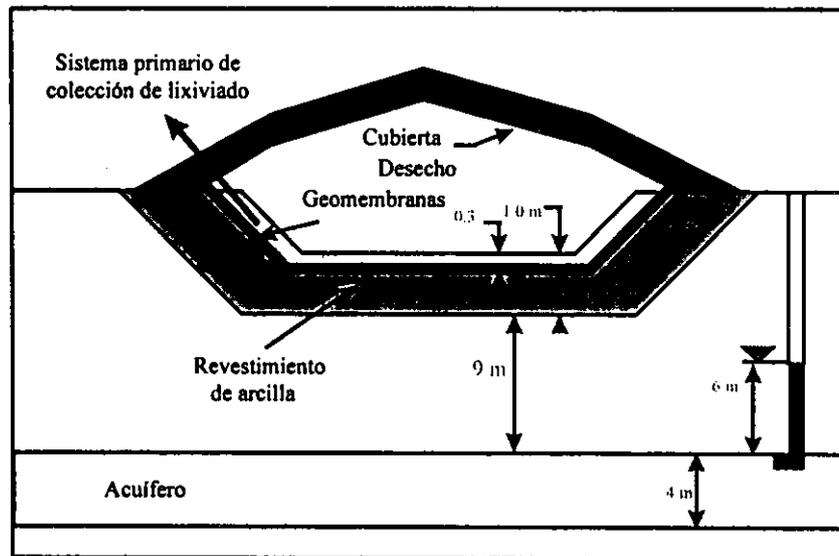


Fig. II.1 Revestimiento compuesto: revestimiento de arcilla compactada y geomembrana

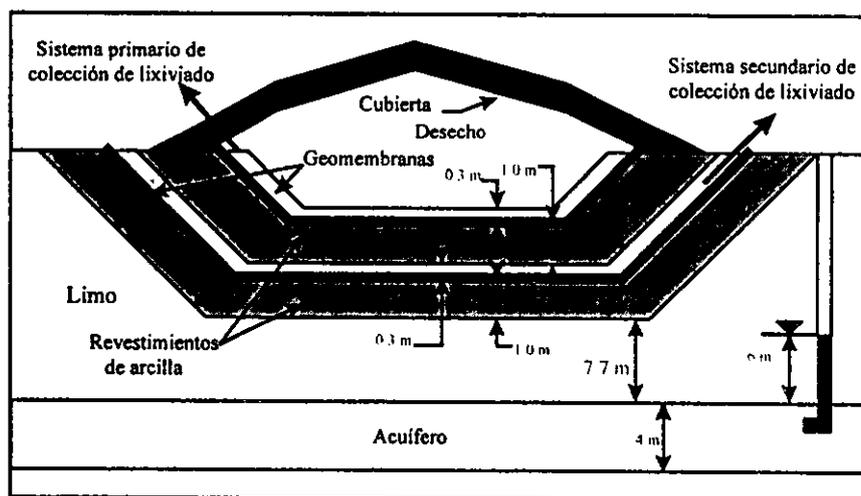


Fig. II.2 Revestimiento compuesto: revestimientos de arcilla compactada y geomembranas

## II.2 LOS GEOMATERIALES

### II.2.1 LAS ARCILLAS

#### II.2.1.1 Definición

El término arcilla es algo ambiguo, ya que puede ser referido en términos de tamaño o en términos de tipo de mineral. El primero, se refiere a toda partícula de suelo menor que 2  $\mu\text{m}$  para

aplicaciones de ingeniería. Mientras que el segundo, se refiere al mineral arcilloso, el cual se distingue por: (1) su tamaño de partícula, (2) por su carga eléctrica neta negativa, (3) por su plasticidad cuando se mezcla con agua, la cual es una característica de los minerales arcillosos y es en gran parte debida a una afinidad de la superficie de la arcilla hacia el agua, dando como resultado una carga negativa neta en la superficie de la partícula de arcilla, esto lleva a una tendencia de la partícula de arcilla a adsorber agua y otros fluidos polares, y (4) por su resistencia a la intemperización.

A pesar de que no todas las partículas de arcilla son menores que  $2 \mu\text{m}$ , la cantidad de minerales de arcilla en un suelo es frecuentemente referido por la cantidad de material fino menor que  $2 \mu\text{m}$ .

### II.2.1.2 Mineralogía

Estos minerales están constituidos básicamente por silicatos de aluminio hidratados, presentando además en algunas ocasiones, silicatos de magnesio, hierro u otros metales, también hidratados. También tienen, casi siempre, una estructura cristalina definida, cuyos átomos se disponen en láminas.

La estructura de los silicatos esta constituida de combinaciones de dos unidades estructurales simples: tetraedro de silicio y octaedro de aluminio. Los diferentes grupos de minerales de arcilla son caracterizados por los arreglos de las láminas de éstas unidades y la manera en la cual son mantenidas juntas.

El tetraedro silicio esta formado por cuatro átomos de oxígeno unidos a un átomo de silicio.

En muchas estructuras de minerales de arcilla, los tetraedros de silicio están interconectados en una estructura laminar. Los cuatro oxígenos en cada tetraedro son compartidos para formar una red hexagonal.

La capa octaédrica esta formada de estructuras laminares compuestas de magnesio o aluminio coordinados octaédricamente con oxígenos o hidróxilos. En algunos casos están presentes otros cationes en lugar de  $\text{Al}^{+3}$  y  $\text{Mg}^{+2}$ , tal como  $\text{Fe}^{+2}$ ,  $\text{Fe}^{+3}$ ,  $\text{Mn}^{+2}$ ,  $\text{Ti}^{+4}$ ,  $\text{Ni}^{+2}$ ,  $\text{Cr}^{+3}$ , y  $\text{Li}^{+1}$ .

Si el catión es trivalente, entonces sólo son llenados normalmente dos tercios de los posibles espacios catiónicos, y la estructura se denomina di-octaédrica. En el caso del aluminio, la composición es  $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ . Esta composición y estructura forman el mineral gibbsita.

Si el catión coordinado octaédricamente es divalente, entonces son llenados todos los posibles sitios de cationes, y la estructura es tri-octaédrica. En el caso del magnesio, la composición es  $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$ , dando como resultado el mineral brucita.

### II.2.1.3 Clases de arcillas

Las diferencias entre los minerales dentro de los grupos de mineral de arcilla resultan primariamente en diferencias en el tipo y cantidad de sustitución isomorfa dentro de la estructura.

La fig. II.3 muestra la manera en que los átomos son juntados dentro de las unidades tetraédricas y octaédricas, seguida por la formación de láminas y sus paquetes para formar capas que combinadas producen los diferentes grupos de minerales de arcilla.

#### **Minerales de caolinita:**

La unidad estructural básica del grupo de caolinitas está formada por el arreglo 1:1 de una lámina sílica y una lámina octaédrica (gibbsita). Los átomos de oxígeno en los extremos del tetraedro son comunes con uno de los planos de oxígenos en la lámina octaédrica y componen los dos tercios de los oxígenos del octaedro. Las posiciones restantes en este plano son ocupados por hidróxilos (OH) localizados directamente bajo cada espacio de la red hexagonal en la red formada por las bases del tetraedro de sílice.

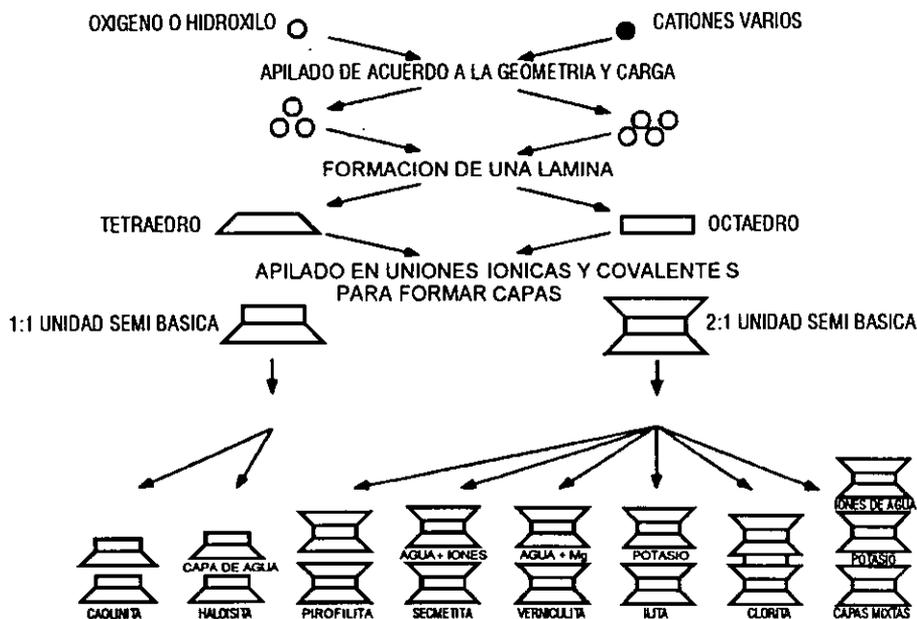


Fig. II. 3 Unidades tetraédricas y octaédricas de las arcillas

Los minerales del grupo de la caolinita están formados por muchas unidades estructurales. Estas unidades son mantenidas juntas por fuerza de van del Waals y por enlaces de hidrógenos entre las láminas silíceas y las láminas octaédricas. Estas uniones son lo suficientemente fuertes para impedir la introducción de agua entre las unidades y de esta forma alguna expansión en la intercapa.

♦ **Caolinita:** La caolinita es el mineral más común en este grupo y está formada por el arreglo 1:1 de láminas tetraédricas de silicio y láminas octaédricas de gibbsita.

Una pequeña carga negativa neta en las partículas de caolinita resulta en una capacidad de intercambio catiónico de 3 a 15 meq/100g.

Comparado con otros minerales de arcilla, la caolinita tiene muy poca afinidad con el agua, tiene muy baja dispersividad, y después de la compactación no logra tener una baja permeabilidad. Por otro lado, es el mineral menos afectado por los químicos al no tener una actividad electroquímica. Por lo tanto, por un lado, los revestimientos de arcilla de caolinita pueden tener una mayor permeabilidad que otros revestimientos compuestos por otras arcillas, pero por otro lado no es tan sensible a los cambios de humedad o al ataque químico.

♦ **Haloisita:** Este mineral se encuentra en dos formas: no hidratado con una composición estructural similar a la de la caolinita y en una forma hidratada con una capa simple de agua que se interpone entre las capas de caolinita. Esta capa incrementa el espacio basal a 10.1 Å, comparado con 7.2 Å para una haloisita no hidratada o una caolinita.

Debido a la capa de agua en la haloisita hidratada, puede ocurrir la introducción de químicos entre las unidades, esto también resulta en una mayor capacidad de intercambio catiónico (5 a 40 meq/100g) que una caolinita (3 a 15 meq/100g). La haloisita también puede ser más afectada por los químicos que la caolinita.

La capa de agua en la haloisita es fácilmente removida durante el secado, esta deshidratación es irreversible. Debido a este fenómeno, las pruebas en muestras secadas al aire

pueden tener resultados diferentes que aquellas que se realizan en muestras con contenidos de humedad obtenidas en campo. Por esta razón, es especialmente importante que pruebas de laboratorio en suelos con apreciable contenido de haloisita sean ensayadas con el contenido de humedad obtenido en el campo.

### ***Minerales de illita:***

La estructura de los minerales de arcilla illíticos es similar a la estructura de la mica hidratada. Las illitas están compuestas de tres capas: una capa octaédrica entre dos láminas tetraédricas de sílice. Los minerales en este grupo son determinados por las diferencias en la composición de la lámina octaédrica y el tipo de cationes en la intercapa. Dos minerales comunes en este grupo son la illita y la vermiculita.

♦ *Illita*: la illita es el constituyente más importante de los suelos arcillosos. La illita tiene casi la misma estructura cristalina de la mica muscovita. Esta estructura está compuesta de una lámina octaédrica (gibbsita) entre dos láminas tetraédricas de sílice. La sustitución isomorfa de aluminio por silicio en las capas tetraédricas resulta en una carga negativa en la superficie de estas capas. Esta carga es balanceada por los iones de potasio, cesio y amonio.

La illita difiere de la muscovita en su menor sustitución isomorfa en la capa tetraédrica, en su menor carga superficial negativa, y la menor cantidad de potasio entre las capas.

La illita tiene una capacidad media de intercambio iónico (40 meq/100g), un índice de expansión medio y una actividad media. También es intermedia su reacción con los químicos.

♦ *Vermiculita*: La vermiculita es un mineral bastante común en los suelos arcillosos y usualmente se da con otros minerales de arcilla. La estructura de la vermiculita está compuesta de una capa octaédrica pobremente organizada entre dos láminas tetraédricas de sílice. La capa octaédrica contiene iones de magnesio y de plata.

Como la illita, la sustitución isomorfa de aluminio por silicio es extensa en la capa tetraédrica, resultando de esta forma en una carga negativa neta en la superficie. Esta deficiencia de carga positiva es mayor que en los minerales de esmectita y es usualmente balanceada por las intercapas de cationes divalentes y agua. Esta gran deficiencia de carga da como resultado que la vermiculita tenga la más alta capacidad de intercambio catiónico de todos los minerales de arcilla.

Las vermiculitas pueden absorber líquidos orgánicos entre sus capas pero la cantidad que absorben es menor que las que absorben las esmectitas.

### ***Minerales de clorita***

Los minerales de clorita son encontrados casi siempre asociados con otros minerales de arcilla. Las cloritas están compuestas de capas tetraédricas de sílice entre una lámina octaédrica de brucita o gibbsita. Las cloritas son menos activas que las esmectitas y tienen una capacidad de intercambio catiónico similar a la illita (10 a 40 meq/100g) y pueden tener un comportamiento ingenieril semejante a la illita.

### ***Minerales de esmectita***

El grupo de minerales de esmectita están formados por una capa octaédrica entre dos capas tetraédricas de sílice. Estas capas están unidas por fuerzas de van der Waals y por cationes. Esta unión es débil, y como un resultado de esto, las capas pueden ser fácilmente separadas por adsorción del agua o de otros líquidos polares. De este modo, el espacio entre capas puede variar desde 9.6 Å hasta una separación completa, lo que da como resultado una alta actividad y una capacidad muy grande de expansión.

Los minerales de esmectita pueden dividirse dentro de dos grupos, los cuales están basados en la composición de la capa octaédrica. Las montmorilonitas tienen una capa dioctaédrica de aluminio (gibbsita); mientras que, las saponitas tienen una capa tri-octaédrica de magnesio (brucita). Solamente la montmorilonita es encontrada en los suelos. Las saponitas no son constituyentes importantes de un suelo arcilloso.

♦ *Montmorilonita*: la montmorilonita es un mineral arcilloso constituido por una capa dioctaédrica de gibbsita entre dos capas tetraédricas de sílice. La sustitución es de magnesio y de otros cationes por aluminio y de aluminio por silicón. Mucha de la sustitución en la montmorilonita ocurre en la capa octaédrica de gibbsita. La deficiencia de carga en las unidades estructurales de la montmorilonita es balanceada por el intercambio catiónico entre sus unidades estructurales, dando como resultado q

ue la montmorilonita exhiba una alta capacidad de intercambio catiónico (generalmente de 80 a 150 meq/100g).

Las fuerzas de unión entre las capas de la montmorilonita son débiles, y por lo tanto el agua y los fluidos polares pueden penetrar fácilmente entre sus capas. El tipo de cationes que ocupan el espacio entre las capas tiene una gran influencia en el comportamiento de las montmorilonitas. El catión más común que ocupa este espacio es el calcio (catión divalente).

♦ *Bentonita*: la bentonita no es un mineral arcilloso y más bien es una roca compuesta del mineral arcilloso montmorilonita. Las propiedades de dispersión y de expansión de este mineral dan a la bentonita la propiedad de tener una baja permeabilidad. La capacidad de expansión de la bentonita depende del contenido de montmorilonita sódica. La bentonita está formada por la intemperización de ceniza volcánica.

## II.2.1.4 Química de las arcillas

### II.2.1.4.1 Doble capa difusa

Las arcillas son partículas coloidales de superficies con carga negativa y no balanceada. La carga negativa se llega a balancear en forma natural por cationes existentes en su vecindad, incorporándose a la superficie de esta arcilla. Cuando un electrólito está presente, la distribución de los iones adyacentes a la superficie de la arcilla se ha descrito con muy buena aproximación por medio del modelo de Gouy-Chapman:

$$T \propto \sqrt{\frac{\Omega}{\epsilon_0 v^2}} \quad \text{II.1}$$

donde el espesor  $T$  de la doble capa difusa que rodea a la partícula de arcilla, dependerá de la constante dieléctrica del fluido  $\Omega$ , de la concentración del electrólito o salinidad del fluido  $\epsilon_0$ , y de la valencia del catión  $v$ .

### II.2.1.4.2 Capacidad de intercambio catiónico

La capacidad de intercambio catiónico (CEC) de un mineral de arcilla puede ser definida como el exceso de cationes en la doble capa difusa que puede ser intercambiado por otros cationes. Los

minerales de arcilla de tres capas (2:1) exhiben la mayor capacidad de intercambio catiónico. El rango de valores de CEC para los minerales de arcilla se muestra en la tabla II.1.

**Tabla II.1 Capacidad de intercambio catiónico (CEC)**

Mineral	CEC (meq/100g)
Caolinita	3-15
Haloisita (deshidratada)	5-10
(hidratada)	5-40
Ilita	10-40
Verniculita	100-150
Montmorilonita	80-150
Clorita	10-40

Se debe tomar en cuenta que debido a que los suelos arcillosos están raramente compuestos de un solo mineral de arcilla y debido a que otras sustancias no arcillosas (por ejemplo, las arenas) usualmente constituyen una significativa porción de la masa de suelo, la capacidad de intercambio catiónico de un suelo es menor que de aquel compuesto por minerales de arcillas puro.

La cantidad y tipo de cationes que una arcilla pueda adsorber dependerá de las condiciones ambientales (temperatura, presión, pH, composición química y biológica del agua). Pueden ocurrir también reacciones de intercambio en respuesta a cambios en las condiciones ambientales. Estas reacciones involucrarán el reemplazo de una parte o de todos los iones adsorbidos de un tipo por iones de otro tipo. Aunque las reacciones de intercambio no afectan ordinariamente a la estructura de las partículas de arcilla por sí mismas, pueden resultar en cambios importantes en las propiedades físicas y físico-químicas del suelo.

En general hay tres fuentes de capacidad de intercambio:

(1) Substitución isomorfa (es decir de la misma forma), consiste en el reemplazo de un tipo de átomo por otro. Los más comunes son  $Al^{+3}$  por  $Si^{+4}$ , en la lámina de silicio y  $Mg^{+2}$  por  $Al^{+3}$  en la lámina octaédrica. Los cationes de balance son atraídos a las superficies agrietadas. Esta es la mayor fuente de capacidad de intercambio de las arcillas, excepto posiblemente para los minerales de caolinita.

(2) Enlaces rotos, los sitios de intercambio pueden estar presentes a lo largo de los bordes de las partículas y en superficies no agrietadas. Los enlaces rotos pueden ser la fuente principal de la capacidad de intercambio de las caolinitas y contribuyen con un 20 por ciento del total en las esrnectitas. Para un determinado material de arcilla, la importancia de los sitios de enlaces rotos aumenta con la disminución del tamaño de la partícula.

(3) Por reemplazo, el hidrógeno de un hidróxilo expuesto es reemplazado por otro tipo de catión.

Los valores que se muestran en la tabla II.1 representan la cantidad de cationes fácilmente intercambiables que pueden ser fácilmente reemplazados lixiviando con una solución que contiene otros cationes disueltos de mayor poder de reemplazo que el catión adsorbido.

Los iones de un tipo pueden ser reemplazados por iones de otro tipo. Por ejemplo, el  $Ca^{+2}$  puede reemplazar al  $Na^{+}$ , el  $Na^{+}$  puede reemplazar al  $Ca^{+2}$ , el  $Fe^{+3}$  puede reemplazar al  $Mg^{+2}$ , y así sucesivamente. La facilidad de reemplazo depende principalmente de la valencia, de la abundancia relativa de los diferentes tipos de iones, y del tamaño de los iones. Los cationes trivalentes son mantenidos más estrechamente que los divalentes, y los cationes divalentes son mantenidos más

estrechamente que los monovalentes. Ordinariamente, los cationes pequeños tienden a desplazar a los cationes grandes. Una serie de reemplazo típico es:



Sin embargo, es posible desplazar un catión de alto poder de reemplazo, tal como el  $\text{Al}^{+3}$ , por uno de bajo poder de reemplazo, tal como el  $\text{Na}^+$ , por acción de masa, si la concentración en solución del ion, de bajo poder de reemplazo es alta en relación a la del ion de alto poder de reemplazo.

### II.2.1.5 Plasticidad

En general una gran cantidad de arcilla en un suelo resulta en una alta plasticidad. Sin embargo, el índice de plasticidad es mayor para una bentonita sódica que para una cálcica. Almanza y cols. (1997), mencionan por ejemplo, que los valores extremadamente altos de índice de plasticidad correspondientes a montmorilonitas sódicas se debe, en parte, a su capacidad de dispersión en partículas extremadamente pequeñas con gran tamaño de potentes superficies adsorbentes y, por otra parte, a la gran acción dispersante del catión sodio, lo que permite el rompimiento en forma de hojuelas con la reducción del espesor de la celda unitaria.

Los límites de Atterberg proveen un medio indirecto en la determinación de las relaciones entre las propiedades de un suelo fino y sus índices de plasticidad. Las sales disueltas en el agua intersticial de un suelo afectan en forma significativa a determinaciones tales como el contenido de agua, los límites de Atterberg y la densidad de sólidos cuando la concentración salina es elevada. Almanza y cols. (1997), encontraron que en las arcillas del Valle de México que tienen contenidos de agua mayores que 100%, la influencia es aun más notoria. Estos autores, encontraron que existía una estrecha relación entre la concentración salina del agua intersticial de los suelos y las propiedades en cuestión.

## II.2.2 GEOMEMBRANAS

### II.2.2.1 Definición

De acuerdo con la Norma ASTM D4833, las geomembranas se definen como: "Revestimientos o barreras de membranas sintéticas de baja permeabilidad usadas con algún material para controlar la migración de fluido en un sistema, estructura, o proyecto hecho por el hombre".

A pesar de que la permeabilidad de las geomembranas es relativamente baja comparada con la permeabilidad de los geotextiles o suelos, es necesario considerar que el tiempo que tarda el líquido en recorrer el pequeño espesor de estos productos puede ser de unos meses o menos, el cual es mucho menor que el tiempo que tarda el líquido en recorrer capas de suelos usadas con los mismos fines, el cual puede ser de varios años (Giroud & Bonaparte, 1989). Además, siempre existe la posibilidad de fugas a través de agujeros y microagujeros, algunos presentes desde la fabricación de la geomembrana y a los debidos a punzonamiento o rasgado durante la colocación, además de las fugas que pueden presentarse en las uniones.

### II.2.2.2 Materiales

En general las geomembranas son productos fabricados a partir de láminas polímeras, las cuales son muy flexibles, pero también pueden consistir de geotextiles impregnados generalmente con productos asfálticos, para reducir su permeabilidad

Los primeros son obtenidos de depósitos naturales o como subproducto de la destilación del petróleo. Los segundos son compuestos químicos de alto peso molecular, elaborados por la industria petroquímica. La selección del tipo de polímero va a depender de los requerimientos del sitio, de la longitud, del tipo de almacenamiento, y de los desechos que van a ser contenidos.

A continuación se describe una serie de polímeros que se usan para construir geomembranas

*Termoplásticos:* por ejemplo, cloruro de polivinilo (PVC), y nitrilo termoplástico (TN-PVC). Algunos llegan a ser blandos cuando son calentados.

*Termoplásticos cristalinos:* por ejemplo, polietileno de baja densidad (LDPE), polietileno de alta densidad (HDPE), polipropileno (PP), y poliolefina elastizada.

*Elastómeros termoplásticos:* por ejemplo, polietileno clorado (CPE), polietileno clorosulfonado (CSPE) o hypalon, y monómero dieno propileno etileno termoplástico (T-EPDM).

*Elastómeros:* por ejemplo, hule butilo o hule isobutileno isopreno (IIR), monómero dieno propileno etileno (EPDM), neopreno, y policloropreno.

Los asfaltos y polímeros son utilizados en combinación con ciertos aditivos los cuales son agregados durante la fabricación de la geomembrana para mejorar sus propiedades físicas, y su resistencia a la intemperización. Estos aditivos incluyen:

*Rellenos:* por ejemplo partículas de mineral, óxidos metálicos, fibras y polímeros regenerados. Las partículas de mineral (típicamente de 1 a 200  $\mu\text{m}$ ) son usadas para reducir el costo e incrementar la rigidez de una geomembrana.

*Plastificantes:* usados para impartir flexibilidad al componente, aunque algunos plastificantes atraen el ataque de microorganismos.

*Carbón blanco:* usado para mejorar la resistencia al intemperismo y al envejecimiento.

*Fungicidas:* usados para prevenir el ataque de hongos y bacterias al polímero.

*Anti-oxidantes:* usados para reducir el efecto de la luz ultravioleta y el ozono.

*Reforzamiento con geotextil:* usado para incrementar la resistencia al desgarre y al punzonamiento, típicamente son de nylon o poliéster.

La tabla II.2 muestra las geomembranas mas frecuentemente usadas (Koerner )

### II.2.2.3 Propiedades

Entre las principales propiedades de las geomembranas, se encuentran:

- Propiedades físicas
- Propiedades mecánicas
- Propiedades de resistencia

**Propiedades físicas**

Entre las principales propiedades físicas de una geomembrana se encuentran:

**Espesor.** El método usado para determinar el espesor de una geomembrana esta dado por la Norma ASTM D5199. Las pruebas se realizan en forma directa y usan un micrómetro bajo una presión específica ( 20 kPa (2.9 lb/pulg<sup>2</sup>)).

Algunas geomembranas, como por ejemplo las de polietileno y cloruro de polivinilo, pueden ser fabricadas en láminas de 5.0 mm de espesor, mientras que las geomembranas reforzadas con geotextil son manufacturadas en espesores de 0.25 a 0.38 mm, las cuales resultan en geomembranas de 0.91 a 1.14 mm de espesor cuando son laminadas juntas . Los espesores de muchas de las geomembranas son de 0.50 mm. Las regulaciones mínimas generales para revestimientos de desechos peligrosos son de 0.75 mm o mayores.

**Tabla II.2 Geomembranas frecuentemente usadas**

**Más usadas**

Cloruro de polivinilo (PVC)
Polietileno clorosulfonado reforzada (CSPE-R)
Polietileno de alta densidad (HDPE)
Polietileno de muy baja densidad (VLDPE)

**Menos usadas**

Interpolímero etile no reforzado con aleación ((EIA-R)
Polietileno lineal de baja densidad (LLDPE)
Polietileno clorado reforzado (CPE-R)

**Relativamente nuevos**

Polipropileno (flexible (PP))
-------------------------------

**Densidad:** La densidad de una geomembrana depende del material del cual esta hecha. Las densidades de todas las geomembranas polímeras están en el rango de 0.85 a 1.5 g/cm<sup>3</sup>. El método para determinar el espesor de una geomembrana esta dada por la Norma ASTM D792, este método esta basado en el principio de Arquímedes: la densidad de un cuerpo se obtiene al dividir el peso del cuerpo en el aire entre su peso en el agua.

El método más preciso para determinar la densidad de un material esta dado por la Norma ASTM D1505. Este método consiste de una gran columna que contiene un líquido cuya densidad puede variar desde un valor bajo hasta un valor alto. Por ejemplo, isopropanol y agua son frecuentemente usados para medir densidades menores que 1.0, y bromuro de sodio y agua son usados para medir densidades mayores que 1.0.

A todas las geomembranas HDPE comercialmente disponibles se les agrega carbón y aditivos para aumentarles sus densidades que varían de 0.934 - 0.938 g/cm<sup>3</sup> hasta un valor de 0.941 g/cm<sup>3</sup> que es la mínima requerida por la ASTM para resinas HDPE .

**Indice de flujo Melt:** La prueba MI es usada rutinariamente por fabricantes de geomembranas como un método para controlar la uniformidad del polímero. Es usada tanto para la resina que llega como para la lámina de geomembrana final. La Norma ASTM frecuentemente usada como método de prueba para geomembranas polímeras es la ASTM D1238. El método consiste en calentar una determinada cantidad de polímero en un horno hasta que se funde. Una canja constante la empuja a través de un orificio y fuera del fondo del aparato de prueba. El valor del índice de fundición es el peso del material extruido en gramos por 10 minutos de duración. Entre más alto sea el valor del índice de flujo fundido, es menor la densidad del polímero.

**Masa por unidad de área (Peso):** El peso de una geomembrana es la masa por unidad de área. La conversión entre sistemas de unidades es de  $1 \text{ oz/yd}^2 = 33.9 \text{ g/m}^2$ . La prueba es directa de realizar y usualmente usa los procedimientos dados por la Norma ASTM D1910.

**Transmisión de vapor de agua:** Puesto que nada es impermeable, la evaluación de la relativa impermeabilidad de las geomembranas es un tema importante. La prueba podría usar agua como permeante; sin embargo, esto sería impráctico, pues la carga hidráulica requerida sería tan grande que invariablemente resultaría en filtraciones o especímenes defectuosos, y si las cargas fueran pequeñas los tiempos de prueba resultarían grandes los cuales conducirían a problemas de evaporación. En lugar de esto, se toma una propuesta completamente diferente por medio de la cual el vapor de agua es utilizada como permeante.

En la prueba de transmisión de vapor de agua (WVT), el espécimen de prueba es sellado sobre una taza de aluminio ya sea con agua o un desecante en ésta, y se mantiene una diferencia de humedad relativa. Con el agua en la taza (100% de humedad relativa) y una menor humedad relativa fuera de ésta, puede monitorearse una pérdida de peso en el tiempo. Con un desecante en la taza (0% de humedad relativa) y mayor humedad relativa fuera de ésta, puede observarse un aumento en el peso en el tiempo. El tiempo de prueba varía, pero usualmente es desde 3 hasta 30 días. El método de prueba está cubierta por la E96.

**Transmisión de vapor solvente:** Cuando los líquidos contienen otros líquidos aparte del agua, debe considerarse el concepto de permselectividad. El tamaño y atracción molecular del líquido con el polímero podría resultar en valores de transmisión de vapor muy diferentes que cuando se usa agua.

La propia prueba es una paralelo de la E96, la prueba de transmisión de vapor de agua, excepto que ahora el solvente de interés está colocado dentro de la taza. Debe ejercerse procedimientos de laboratorio adecuados cuando se utilizan materiales peligrosos o radiactivos. La prueba debe considerarse cuando se selecciona una geomembrana para usarse en las siguientes áreas de aplicación:

- Contención química de líquidos
- Contención de lixiviado de relleno sanitario
- Contención de cubierta de relleno sanitario (metano)
- Contención de vapor de hidrocarburo
- Contención de gas redón

Puede encontrarse un conocimiento adicional en la evaluación en la Norma ASTM D1434 sobre transmisión de gas y en la D814 sobre transmisión de vapor orgánico.

### **Propiedades mecánicas**

Muchas de las propiedades mecánicas han sido desarrolladas para determinar la resistencia de los polímeros, y muchas de ellas han sido consideradas para evaluar a las geomembranas. Entre las principales propiedades mecánicas se encuentran:

**Comportamiento a la tensión (Pruebas Índice):** El procedimiento usado para determinar la resistencia a la tensión esta cubierto por la Norma ASTM D638, D882, D751.

La fig. 11.4 muestra la respuesta de varias geomembranas. En esta figura se puede observar que la geomembrana CSPE-R reforzada con geotextil ligero resultó en la resistencia más alta, pero falló bruscamente cuando se rompió el geotextil. La respuesta sin embargo, no bajo hasta cero debido a que los pliegues de la geomembrana en ambos lados del geotextil permanecieron intactos hasta que ocurrió la falla final. La geomembrana HDPE respondió en una manera característica mostrando un pronunciado punto de rendimiento, bajando ligeramente, y luego deformándose hasta aproximadamente 1000% cuando ocurrió la falla. Las geomembranas VLDPE y PVC dieron

respuestas relativamente constantes, aumentando gradualmente la deformación hasta que ocurrió la falla en 700% y 450% respectivamente.

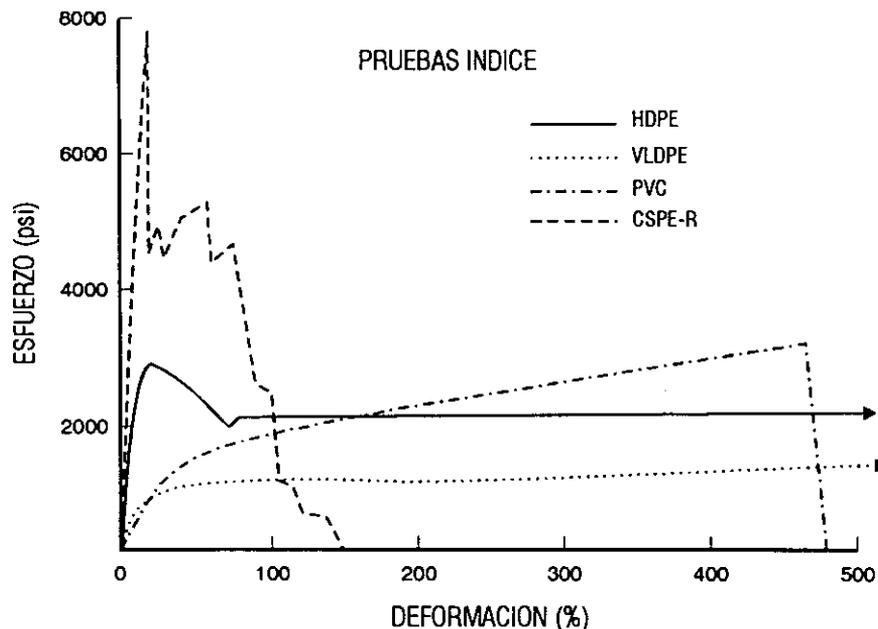


Fig. II.4 Resultado de pruebas índice a la tensión

**Comportamiento a la tensión (Ancho uniforme):** Una característica principal de los especímenes en pruebas índice es su contracción dentro de la región central lo cual genera una conducta unidimensional no experimentada en situaciones de campo. Por esta razón son deseables especímenes de prueba de amplitud uniforme y mas amplios.

Koerner adoptó una ancho de 200 mm (8.0 pulg) para geotextiles de prueba, amplitud que se ha ampliado recientemente para geomembranas de prueba (ASTM D4885). Sin embargo la diferencia entre geotextiles y geomembranas es la proporción de deformación. La D4885 recomienda el uso de 1.0 mm/min. Así para una geomembrana que falla con 200% de deformación, la prueba requeriría 3.3 horas. Para una geomembrana que falle con 1000% de deformación requeriría 16.7 horas.

La fig. II.5 presenta las curvas de resistencia a la tensión vs deformación de los mismos materiales de geomembrana que se mostraron en la figura anterior, pero ahora para una amplitud de 200 mm. Aunque la forma general de cada material es igual, los resultados de los diversos puntos de interés son bastante diferentes. Se cree que los especímenes de prueba de 200 mm de amplitud resultan en valores mejores orientados al diseño que los resultados de pruebas de especímenes de amplitud estrecha.

**Comportamiento en las costuras:** La unión de los paneles y rollos de las geomembranas en una costura puede resultar más débil que la propia geomembrana. Esto es particularmente verdadero para las costuras hechas en el campo que aquellas hechas en la fábrica, donde el control de calidad se puede ejercer más rigurosamente. Las Normas ASTM D4437, D3083, D751 y D413, se usan para determinar la resistencia en la costura de una geomembrana.

**Resistencia al desgarre:** Existen numerosas pruebas que sirven para determinar la resistencia de una geomembrana al desgarre: ASTM 2263, D1004, D751, D1424, D2261 y D1938. El primer método, D2263, llamada también desgarre trapezoidal es muchas veces la mas usada.

La resistencia al desgarre de muchas geomembranas delgadas, no reforzadas, es bastante baja, desde 4 hasta 30 lb. La implicación de esto es importante durante el manejo o instalación de

la geomembrana, por lo que se debe ejercer extremo cuidado durante la construcción, cuando se movilizan rollos o paneles en el lugar, y durante períodos de viento fuerte. La colocación de un geotextil dentro de la geomembrana ayuda enormemente a ésta situación.

Conforme la geomembrana comienza a ser mas gruesa, el desgarre durante la instalación comienza a ser menos problemático.

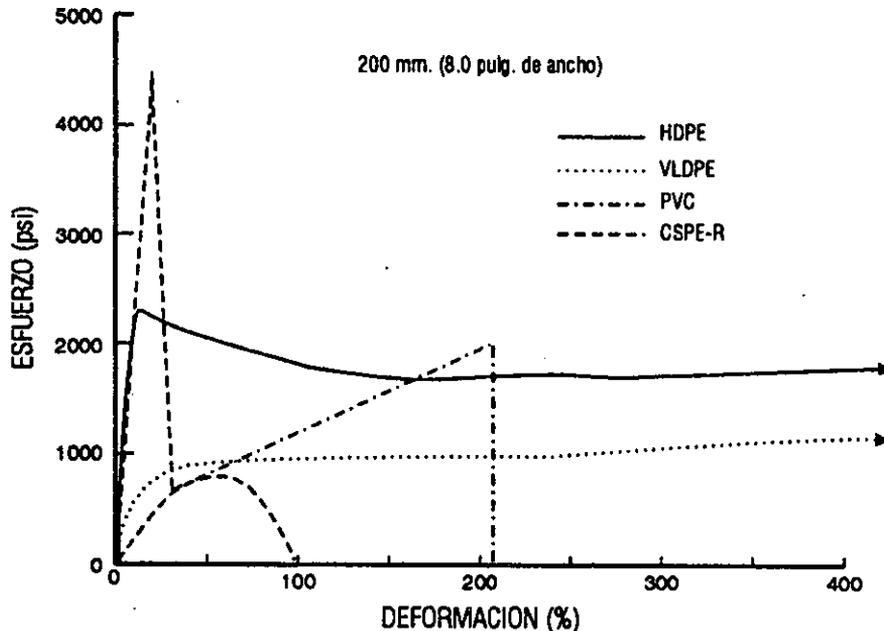


Fig. II.5 Resultado de pruebas de resistencia a la tensión en especímenes de 200 mm de ancho

**Resistencia al impacto:** Los objetos que caen, incluyendo materiales de cubiertas, pueden penetrar las geomembranas, actuando de esta forma como puntos de inicio para propagación de desgarres. Por lo tanto la evaluación de la resistencia al impacto de una geomembrana es necesaria. Hay un número de Normas ASTM disponibles para evaluar esta resistencia: D1709, D3029, D1822, D746 y D3998.

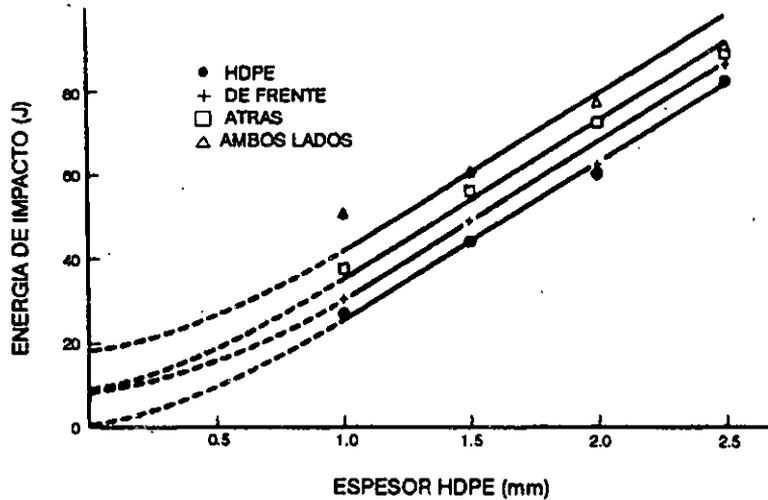
Hay una diferencia significativa en la resistencia al impacto entre los diferentes tipos de geomembranas. Entre mas gruesa sea la geomembrana mayor será su resistencia al impacto. El efecto del reforzamiento por medio de un geotextil no es significativamente diferente al del no reforzado.

Koerner mostró a partir de pruebas realizadas en diferentes geomembranas que la máxima resistencia al impacto alcanzada por muchas de ellas fue de 15.6 lb-pie, el cual es un valor típico cuando un objeto penetrante despuntado es usado.

La fig. II.6 muestra una respuesta lineal de la resistencia al impacto de varias geomembranas HDPE variando sus espesores.

Cuando se uso un geotextil no tejido punzado con aguja al frente o detrás de la geomembrana se notó un mejoramiento en la resistencia al impacto. Además, un geotextil en ambos lados de la geomembrana mejora la situación de impacto posterior.

**Resistencia a la punción:** Las geomembranas colocadas en un suelo que contienen piedras, palos y otros desechos son muy vulnerables a la punción durante y después de que se colocan cargas sobre ellas. Se debe considerar el efecto de la punción debido al que ocurre después de que la geomembrana es cubierta y no se puede detectar hasta que comienza a ser obvio un derrame desde el sistema completo.



**Fig. II.6 Respuesta de una geomembrana al impacto usando varias combinaciones de geomembranas**

La Norma ASTM más cercana que modela esta situación es la D5494. La colocación de un geotextil por abajo o por arriba de una geomembrana no reforzada aumenta la resistencia a la punción de la geomembrana y toma esencialmente toda la carga antes de que la geomembrana absorba algo de ésta.

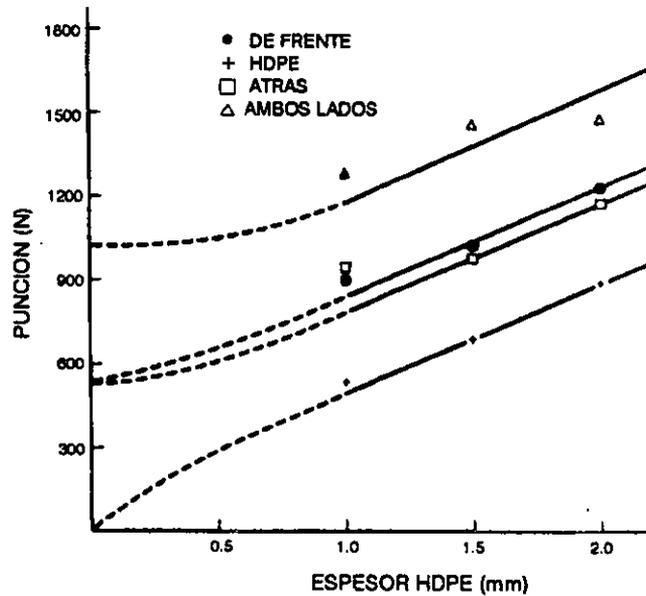
Los resultados de la resistencia de una geomembrana HDPE de diversos groesos hacia la punción se muestra en la fig. II.7. Como se puede observar, entre mas gruesa sea la geomembrana, es mayor la resistencia a la punción. La respuesta es aproximadamente lineal.

**Fricción de la geomembrana:** Es necesario determinar la fricción de una geomembrana para un diseño apropiado de las inclinaciones laterales forradas de geomembrana en rellenos sanitarios, reservorios, canales, etc.

El arreglo experimental para evaluar la fricción entre un suelo y una geomembrana, usa la geomembrana en una mitad de una caja de corte con la superficie de suelo opuesta en la otra mitad. Generalmente la geomembrana está firmemente unida a un respaldo de madera en la mitad inferior para colocarla apropiadamente. Para lograr resultados realistas, se deben tomarse en cuenta un número de condiciones específicas con respecto al sitio, esto es:

- Tipo y graduación del suelo que será usado
- Densidad y contenido de humedad del suelo que será colocado
- Contenido de humedad durante la prueba (i.e., seco, húmedo o saturado)
- Esfuerzos normales aplicados
- Relación de deformaciones que se usarán durante el corte.

Adicionalmente, el tamaño de la caja de corte o cizalladura debe ser considerado. Para geomembranas contra areniscas, limos o arcillas, las dimensiones recomendables de la caja son de 100 x 100 mm (4 x 4 pulg). La caja debe ser mas grande cuando se evalúa partículas de suelo mas grandes o si la geomembrana es altamente texturizada.



**Fig. II.7 Respuesta de una geomembrana a la punción usando diferentes combinaciones de geomembranas**

La ASTM D5321, recomienda una caja de corte de 300 x 300 mm para evaluar el corte directo de geosintético hacia el suelo, o de geosintético hacia geosintético, sin embargo estas dimensiones son excesivas para muchas situaciones prácticas.

Numerosos estudios han sido realizados usando la técnica de caja de corte directo modificado para investigar las características de las diferentes interfaces que existen en revestimientos compuestos o cubiertas de rellenos sanitarios bajo condiciones saturadas e insaturadas (Koerner y cols, 1986, Mitchell y cols, 1990). Los resultados han indicado que la interface de un revestimiento de arcilla-geomembrana es uno de los más críticos en asegurar la estabilidad.

El comportamiento a la fricción de una geomembrana colocada en un suelo arcilloso es de considerable importancia en revestimientos compuestos de relleno sanitario de desechos. Un requerimiento es que la arcilla tenga una conductividad hidráulica igual o menor que  $1 \times 10^{-7}$  cm/s y que la geomembrana sea colocada directamente sobre la arcilla.

### **Propiedades de resistencia**

Se deben considerar los diversos fenómenos que producen el corte de la cadena polímera o rotura del enlace dentro de la estructura polímera de una geomembrana por ser perjudiciales para un buen desempeño a largo plazo de una geomembrana. Aunque existen un gran número de factores, cada uno de estos es específico para el sitio. Sin embargo, la tendencia general de estos factores es hacer que el polímero comience a ser más frágil en su comportamiento esfuerzo-deformación a través del tiempo.

**Degradación ultravioleta:** La energía de longitud de onda corta de la luz del sol puede penetrar en la estructura del polímero, produciendo un corte en cadena y rompimiento del enlace. El grado relativo de degradación ultravioleta de las geomembranas es mucho menor que de los geotextiles. Así las cubiertas temporales de las geomembranas antes de ser colocadas

generalmente no son necesarias desde una perspectiva de degradación ultravioleta. Todos los polímeros usados para las geomembranas tienen carbón negro o pigmentos (2% a 25%) incluidos para actuar como agentes de pantalla o de bloqueo para minimizar la degradación ultravioleta. Además, muchos tienen estabilizadores químicos ultravioleta como parte de su paquete aditivo.

A partir de las pruebas dadas por la Norma ASTM D1435 y D4364 se puede estimar el tiempo de vida de exposición de una geomembrana en particular. Estas pruebas generalmente requerirán prolongados tiempos de exposición y algunas veces son aceleradas por medio de espejos giratorios los cuales intensifican la energía de la luz del sol.

La tendencia actual para geomembranas expuestas permanentemente (i.e., cubiertas flotantes en reservorios o revestimientos de pendientes laterales de rellenos sanitarios) es utilizar las recomendaciones de los fabricantes. El tiempo de vida de exposición para geomembranas según las recomendaciones de los fabricantes es de 20 años. Otras geomembranas usadas comúnmente deben ser cubiertas por el suelo o cubiertas con un material de sacrificio (i.e., un textil reemplazable).

*Degradación biológica:* Debido a que hay un gran número de organismos vivos en el suelo y a que el área de peligro biológico es muy grande para las geomembranas, se analizará solamente algunos de interés:

**Resistencia a animales.** Un problema de interés para las geomembranas enterradas en el suelo es la perforación de animales a través de ellas. Las pruebas en Alemania se han enfocado a los ratones y a las ratas. Técnicamente, sólo aquellas sustancias más duras que el esmalte del diente o las garras del roedor pueden evitar un ataque si el animal es bastante persistente, por lo tanto las geomembranas realmente son vulnerables a animales roedores, pero se desconoce hasta qué grado. Desafortunadamente, no hay procedimientos de prueba establecidos disponibles, y sólo intuitivamente podemos decir que entre más fuerte, más dura, y más gruesa sea la geomembrana, es mejor la resistencia al ataque animal.

**Resistencia a los hongos y a las bacterias.** Los hongos generalmente incluyen levaduras, mohos y setas, y dependen de la materia orgánica en el carbón, nitrógeno, y otros elementos; mientras que las bacterias son organismos que pueden encontrarse en un número muy grande por gramo de suelo (más de un billón). En general la colocación de geomembranas en residuos orgánicos en descomposición o en suelos que contengan bacterias causa preocupación. Sin embargo, los polímeros de peso molecular alto usados en las geomembranas parecen muy insensibles a las degradaciones causadas por los hongos o bacterias. La Norma ASTM G21 y la ASTM G22 tratan la resistencia de los plásticos a hongos y a las bacterias respectivamente.

El ataque más peligroso de los hongos así como de las bacterias contra las geomembranas no es contra la degradación polimérica, sino contra la obstrucción de los sistemas de drenaje construidos con frecuencia en conjunto con la propia geomembrana.

*Degradación química:* la resistencia de una geomembrana contra el ataque químico de los contaminantes es uno de los factores más importantes que influyen en el comportamiento de una membrana polimérica usada como elemento de contención de estos debido a su relativa delgadez, a la presencia de costuras y a la falta de experiencia con los numerosos componentes que la conforman, razón por la cual los productores y fabricantes de geomembranas han evaluado muchas situaciones, tal como se muestra en la tabla II.4.

Aunque esta tabla generalmente es confiable, hay muchas circunstancias dominantes donde se requieren pruebas específicas, como por ejemplo: cuando la composición del contaminante no es conocida, o cuando la geomembrana es modificada en la costura, o es cosida con un material diferente al de la geomembrana, etc., las cuales requieren que se hagan un número de decisiones importantes antes de comenzar las pruebas: (1) Selección del líquido que será usado, sin embargo no hay lixiviado típico, por lo que se seleccionará el químico líquido más agresivo (i.e., varios solventes orgánicos), en las concentraciones más altas, (2) la manera de

incubación, la cual puede hacerse en contenedores abiertos, pero actualmente se esta haciendo cada vez mas en contenedores cerrados. Este contenedor es sellado a una determinada temperatura, con el liquido circulando y siendo constantemente monitoreado en cuanto a su consistencia. Las muestras individuales son exhumadas a los 30, 60, 90 y 120 días, de acuerdo a las pruebas 9090 EPA y ASTM D5322, y luego son cortadas en especimenes de prueba para su evaluación, lo cual conlleva al (3) tipo de prueba(s) que se van a usar para juzgar el desempeño de la geomembrana después de la incubación líquida.

La tabla II.3 muestra la compatibilidad entre geomembranas y desechos industriales (Stewart, 1978), basada primariamente por suministradores y fabricantes de membranas polímeras.

**Tabla II.3 Compatibilidad entre geomembranas y desechos industriales**

Tipo de geomembrana	Residuos de petróleo caústico	Desecho industrial				
		Desechos de soluciones ácidas de acero	Soluciones de pesticidas tóxicos	Sedimentos de aceite de refinería	Desechos de tóxicos farmacéuticos	Cauchos y plásticos
Cloruro de polivinilo	B	R	R	B	B	B
Poliétileno	B	R	R	R	B	B
Polipropileno	B	B	B	B	B	B
Caucho butil	B	B	B	P	R	B
Poliétileno clorado	B	R	R	P	R	B
Caucho etileno propileno	B	B	B	P	R	B

\* Datos reportados por Stewart (1978)  
P=pobre, R=regular, B=bueno

**Degradación térmica:** Varias propiedades de las geomembranas polímeras son sensitivas a los cambios en la temperatura.

Las geomembranas expuestas al calor pueden estar sujetas a cambios en sus propiedades químicas, mecánicas y físicas. El tiempo y la intensidad de la exposición determina el alcance de estos cambios.

Para determinar el efecto del calor en los plásticos se usa la Norma ASTM D794, esta norma también es aplicable para los materiales de caucho, aunque éstos últimos no son tan sensitivos al calor como los plásticos. Existe una gran cantidad de procedimientos que pueden ser usados para determinar el coeficiente de contracción o expansión del material, por ejemplo, la ASTM D2102 y D2259 para contracción, y D1042 y D1204 para expansión.

Las pruebas para evaluar el efecto del frío sobre las geomembranas siguen las mismas líneas generales que para evaluar el efecto del calor, pero la conducta del material es completamente diferente. El frío bajo temperaturas normales generalmente no degradará a la geomembrana en una manera apreciable. El único efecto significativo que tiene el frío sobre la construcción del sistema es que la flexibilidad disminuye y las costuras son mas difíciles de hacer. Tal vez el último punto es el aspecto más significativo de las condiciones frías. El método de costura se debe intentar en temperaturas del sitio de instalación en franjas de prueba en subrasantes simuladas y evaluarse para ver que realmente resultará en una resistencia satisfactoria.

*Coefficiente de expansión térmica:* Hay un gran número de procedimientos que pueden ser usados para determinar el coeficiente de expansión o contracción térmica del material; por ejemplo, ASTM D2102 y D2259 para contracción, y D1042 y D1204 para expansión.

Para evaluar en forma rápida la respuesta de una geomembrana a degradación por temperatura y a esfuerzos relacionados con el campo, es necesario realizar una prueba acelerada, ya sea con esfuerzos altos, temperaturas elevadas, o líquidos agresivos.

La Norma ASTM D 1598 describe un procedimiento experimental estándar y la ASTM D2837 da una guía en la interpretación de resultados de la prueba D1598.

En estos experimentos, se ajusta fuertemente piezas largas de un tubo sin muescas y se colocan en un medio ambiente de temperatura constante. Usualmente se usa la temperatura ambiente de 23°C. Los tubos son colocados bajo varias presiones internas las cuales ocasionan diferentes valores de esfuerzo de aro en las paredes del tubo, y los tubos son monitoreados hasta que ocurra la falla. (i.e., una pérdida repentina de presión). Luego los valores del esfuerzo del aro son trazados vs tiempos de falla en una escala doble logarítmica. Si el trazo es razonablemente lineal, se extrapola una línea recta hasta el tiempo de vida deseado, el cual con frecuencia es de 10<sup>6</sup> horas o 11.4 años. El esfuerzo en este tiempo de falla multiplicado por un factor apropiado es llamado el esfuerzo de base de diseño hidrostático.

#### **II.2.2.4 Selección del tipo de geomembrana**

Las aplicaciones de los revestimientos con geomembranas son numerosas y dependen de una serie de factores tales como: sitio del diseño, instalación/construcción, durabilidad, etc.. Sin embargo, la resistencia química de los revestimientos hacia la contención de líquidos es uno de los factores más importantes que se debe considerar con respecto a la selección del tipo de material que se debe usar en la construcción de un revestimiento. Por ejemplo:

1. Para el almacenamiento de líquidos que contienen ácidos, bases, metales pesados, sales, se puede consultar la tabla II.4. Es de particular importancia la resistencia de las costuras unidas con adhesivo al líquido contenido.
2. Para el almacenamiento de líquidos que son combinaciones de químicos (i.e., líquido de desechos), se debe seleccionar el proceso para el líquido individual más agresivo para el polímero.
3. Para el almacenamiento de líquidos que no son identificables o para lixiviados de naturaleza heterogénea se debe hacer uso de un conservadurismo, aunque con frecuencia el polietileno de alta densidad (HDPE) será el material de selección debido a su relativa inercia con los químicos. La costura se hace por medio de fusión térmica o soldadura o fundición por extrusión, sin que se usen aditivos de materiales extraños. Sin embargo, se aconseja que se incuben muestras en el laboratorio usando el líquido sintetizado para ver si están ocurriendo reacciones.

Las regulaciones federales y estatales con frecuencia prescriben una sección transversal la cual consideran que es una guía técnica mínima, generalmente es necesaria una sección transversal de revestimiento doble si el líquido almacenado es peligroso, y un revestimiento compuesto (geomembrana y revestimiento de arcilla (GCL)) si el líquido no es peligroso. Nuevamente, las variaciones en las regulaciones son enormes entre diferentes agencias reguladoras.

Tabla II.4 Resistencia química de geomembranas

Tipo de Geomembrana

Químico	Tipo de Geomembrana													
	caucho butil		polietileno clorado (CPE)		polietileno cloro sulfonato (CSPE)		poliolefina elastizada		caucho epicloro hidrino		Monomero dieno		polivinilo clorado (PVC)	
	100° F	158° F	100° F	158° F	100° F	158° F	100° F	158° F	100° F	158° F	100° F	158° F		100° F
<b>General:</b>														
Hidrocarburos alifáticos	x	x			x				x				x	
Hidrocarburos aromáticos			x						x					
Solventes clorados	x	x			x				x				x	
Solventes oxigenados	x	x			x				x				x	
Solventes petroléo crudo			x		x				x				x	
Alcoholes	x	x	x		x				x				x	
<b>Acidos:</b>														
Orgánicos	x	x	x		x				x				x	
Inorgánicos	x	x	x		x				x				x	
<b>Bases:</b>														
Orgánica	x	x	x		x				x				x	
Inorgánicas					x8									
<b>Metales</b>														
pesados	x	x	x		x				x				x	
Salés	x	x	x		x				x				x	

\*x = generalmente buena resistencia

## II.2.3 GEOCOMPUESTOS GEOTEXTIL-ARCILLA (GCL)

De acuerdo con la Norma ASTM D4439 los geosynthetic clay liners, o GCLs, se definen como: "Barreras hidráulicas de arcilla procesada (bentonita) u otro material de baja permeabilidad, que se encuentra entre dos geotextiles o geomembranas las cuales son mantenidas juntas por medio de costura o por adhesión química".

Los GCLs son manufacturados en paneles de anchos de aproximadamente de 4 a 5 m y longitudes de 25 a 60 m. En general los GCLs se autosellan en el traslape de los paneles: cuando el agua hidrata a la arcilla en el GCL, la arcilla se expande y automáticamente sella el traslape.

El espesor de los GCLs son típicamente de 7 a 10 mm de grosor en su estado hidratado. Desde el punto de vista de un sistema estructural, los GCLs pueden estar unidos mediante algún adhesivo, inyectados con aguja a través del producto, o unidos mediante suturas en la dirección de la fabricación.

Uno de los usos más frecuentes de los GCLs hasta la fecha es como componente inferior de un revestimiento compuesto. Es notable la reducción en proporciones de derrame en caso de la existencia de un agujero, ya que en el caso de una geomembrana, el agujero llevaría al lixiviado directamente al sistema de detección de derrame, mientras que si se coloca un GCL en la parte posterior, el GCL atenúa cualquier escape a través de agujeros o grietas en la geomembrana, dando en muchos casos proporciones de derrame cercanos a cero.

### II.2.3.1 Tipos

En la actualidad, se encuentra cinco tipos de GCLs: CLAYMAX®, BENTOFIX®, BENTOMAT®, GUNDSEAL y NaBento.

El CLAYMAX® es fabricado por Clem Environmental Corporation, en Fairmont, Georgia. El CLAYMAX® fue el primer GCL, diseñado e introducido en el mercado como barrera hidráulica de contención de desechos. Existe dos tipos de CLAYMAX®: el CLAYMAX 200R y el CLAYMAX 500SP. El CLAYMAX 200R, es el producto original y consiste de aproximadamente de 5.0kg/m<sup>2</sup> (1.1lb/pie<sup>2</sup>) de bentonita sódica intercalada entre dos geotextiles tejidos. El geotextil inferior es de peso liviano, tejido abierto, hilado de poliéster con aberturas grandes. Un pegamento soluble en el agua se mezcla con la bentonita para retener los componentes juntos hasta que el GCL se haya instalado, mientras que el CLAYMAX 500SP ha sido recientemente introducido en el mercado por su propiedades de resistencia a la tensión y alta resistencia al corte. La fig. II.8b ilustra la sección transversal del producto original.

El BENTOFIX® es fabricado en Alemania por Naue-Fasertechnik of Lübbecke. En Norte América el producto es producida por una compañía subsidiaria: Albarrie-Naue, Ltd. El BENTOFIX® consiste de partículas de bentonita unido a los geotextiles por medio de costura. La fig. I.8c muestra la sección transversal de un BENTOFIX®.

El BENTOMAT® es manufacturado por the Colloid Environmental Technology Company (CETCO), el cual es la sucursal de American Colloid Company. El BENTOMAT® consiste de 5.0 kg/m<sup>2</sup> (1lb/pie<sup>2</sup>) de bentonita sódica intercalado entre geotextiles tejidos y no tejidos, que son punzados con aguja para contener la bentonita y mejorar la resistencia del plano cortado (fig. II.8a).

GUNDSEAL es fabricado por Gundie Lining Systems, Inc., y Paramount Technical Products, Inc.. El GUNDSEAL consiste aproximadamente de 5.0 kg/m<sup>2</sup> (1.0 lb/pie<sup>2</sup>) de bentonita

sódica mezclada con un adhesivo y adjuntado a una geomembrana de polietileno (HDPE o VLDPE) con espesores que varían entre 0.5 a 2.0 mm. (fig. II.8c).

El NaBento es el GCL mas reciente. Es manufacturado por Huesker Synthetic Co. and NaibentoVliesstoff GmbH en Alemania. El GCL consiste de aproximadamente 5.0 kg/m<sup>2</sup> (1lb/pie<sup>2</sup>) de bentonita sódica entre dos geotextiles los cuales están unidos mediante costura.

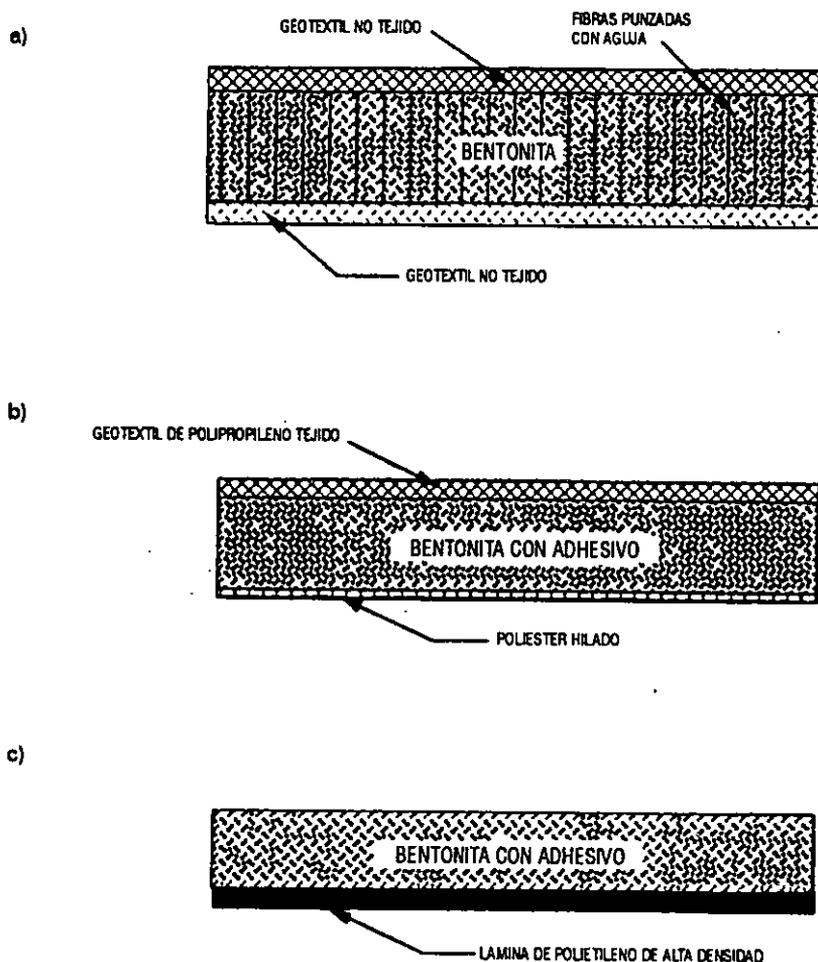


Fig.II.8 GCLs: a) BENTOFIX® y BENTOMAT®; b) CLAYMAX®; c) GUNDSEAL

### II.2.3.2 Propiedades

**Propiedades físicas:** Entre las principales propiedades físicas de un geosintético, se encuentran:

**Tipo de arcilla:** El método mas preciso para determinar la composición de las arcillas es el de difracción de rayos x (XRD); sin embargo, la prueba es costosa. Otra prueba que existe y que es fácil de analizar, aunque no es exacta es la de azul de metileno del Instituto del Petróleo Mexicano (API). Esta prueba consiste en agregar tintura de azul de metileno a una solución de pirofosfato de bentonita en incrementos de 1 ml. El tinte se agrega a la solución hasta que la solución forma un halo azul cuando se coloca sobre papel filtro, el volumen de tintura agregado se relaciona a la capacidad de intercambio de iones (CEC), la cual se relaciona al contenido de montmorilonita.

**Espesor:** La determinación del espesor de un GCL depende del tipo de arcilla. Por ejemplo la determinación del espesor de GCLs unidos con geotextiles no tejidos punzados con aguja (i.e., BENTOMAT®) es más complicada que los GCLs unidos con adhesivo.

**Masa por unidad de área:** La prueba usualmente usada para determinar la masa por unidad de área de un GCL esta dada por la Norma ASTM D3776. Sin embargo, es muy difícil cortar un espécimen de prueba de un GCL que tiene arcilla en polvo o granular que no esta unida con adhesivo sin perder material, por lo que una alternativa es determinar la masa total por unidad de área del rollo completo del GCL, la cual más que una propiedad es un chequeo de control de calidad de fabricación, puesto que los rollos generalmente pesan más de 3000 lb (13 kN).

**Adhesivos:** los adhesivos unidos para unir el polvo o los gránulos de arcilla hacia ellos mismos y a sus geotextiles adyacentes o hacia una geomembrana son propiedad de los mismos. En general se realizan pruebas orientadas al desempeño de los adhesivos, tales como permeabilidad o expansión, para ver que el adhesivo no sea perjudicial para el producto final.

**Contenido de humedad:** Como la arcilla bentonítica es un mineral hidrofílico su contenido de humedad puede ser tan alto como del

20% en zonas húmedas. El contenido de humedad se define como el contenido de humedad con respecto al peso seco (en el horno) del espécimen expresado en porcentaje, aunque algunos fabricantes basan el contenido de humedad con respecto al peso húmedo del espécimen, lo cual resulta en valores ligeramente menores.

**Propiedades hidráulicas:** Existen diferentes propiedades hidráulicas de los GCLs que se deben considerar en el comportamiento de estos como parte de un sistema de revestimiento. Entre estas propiedades, se encuentran las siguientes:

**Hidratación:** Es muy importante conocer que las conductividades hidráulica de los GCLs son mucho menores cuando primero son prehidratados con agua si se usan para contener hidrocarburos y fluidos no polares.

La fig II.9 muestra los resultados de pruebas realizadas por Ruhl y Daniel (1997) en GCLs permeados con una solución ácida. Cuando los GCLs fueron hidratados primero con agua, la permeación resultó en conductividades hidráulicas menores por varios órdenes de magnitud que cuando los mismos GCLs fueron permeados directamente con la solución ácida (en este caso HCl). En efecto Shan & Daniel (1991) y, Daniel y col. (1993) encontraron que la conductividad hidráulica más alta ocurre cuando el GCL no se hidrata primero con la solución antes de la permeación. Koerner (1994), además encontró que la hidratación de la arcilla bentonítica, la cual es la componente de baja permeabilidad de todos los GCL disponibles, depende de la naturaleza del líquido hidratante. Este autor encontró que el agua destilada hidrata más a los GCLs, lo contrario al combustible diesel, el cual no causa ninguna hidratación.

**Contenido de absorción:** Algunos fabricantes reportan una prueba de absorción de una placa de agua, realizada de acuerdo con la Norma ASTM E946, para determinar el aumento volumétrico de una muestra de arcilla conforme se extrae agua desde una piedra porosa saturada subyacente. Alternativamente Heerten y col. recomendaron la prueba Enslin-Neff, la cual usa 0.4 g de bentonita en un filtro de vidrio dentro de un cilindro. La bentonita extrae el agua a través del filtro, produciendo una reacción en el nivel de agua del tubo. Después de 24 horas, el cambio en el volumen y el peso correspondiente del agua se registra con un porcentaje del peso original de la bentonita

**Permeabilidad:** Al igual que los revestimientos de arcilla compactada, la permeabilidad de un GCL debe ser evaluada en un permeámetro de pared flexible bajo condiciones similares al de campo. La prueba general para determinar la permeabilidad de un GCL esta dada por la Norma ASTM D5084.

Los valores de la conductividad hidráulica de los GCLs con respecto al agua están entre  $3 \times 10^{-10}$  a  $2 \times 10^{-9}$  cm/s (Lo y col., 1994; Ruhl & Daniel, 1997).

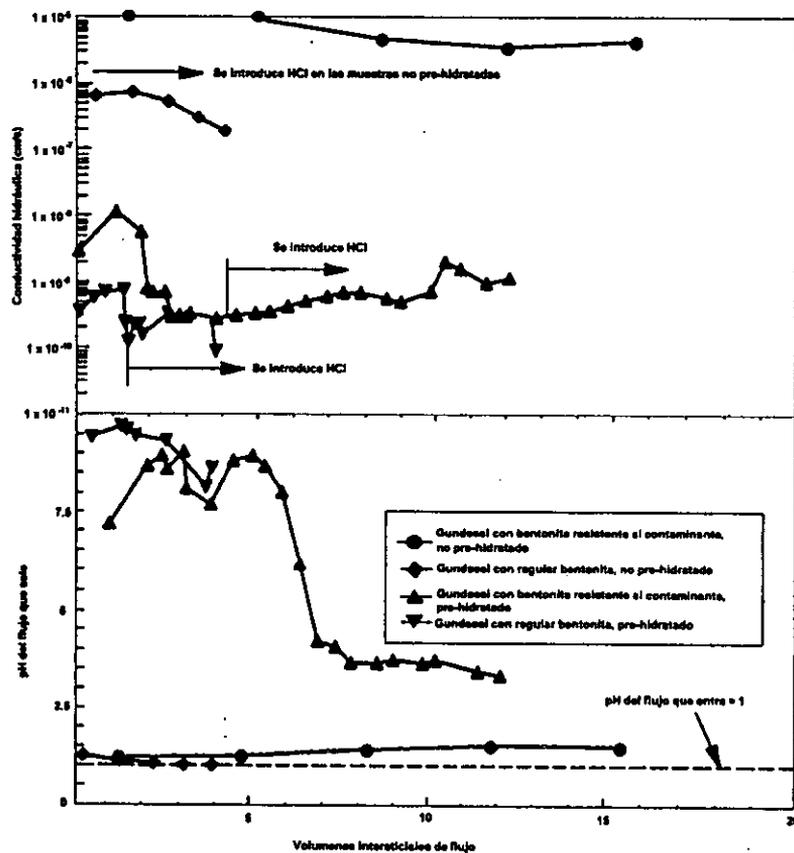


Fig.II.9 Resultado de pruebas realizadas en GCLs permeados con una solución ácida (HCl)

A partir de ensayos de permeabilidad realizados por Ruhl y Daniel (1997), en GCLs usando diferentes líquidos, se puede concluir que:

- ◆ Concentraciones pequeñas de líquidos orgánicos no afectan la conductividad hidráulica de los GCLs
- ◆ El líquido más agresivo es aquel que está libre de microorganismos o sólidos suspendidos, pero que contiene una concentración alta de cationes multivalentes tales como el  $Ca^{+2}$ .
- ◆ La permeación de un GCL con un ácido o una base fuerte resulta en un aumento en la conductividad hidráulica.

El valor de la conductividad hidráulica puede ser alto cuando se ensaya especímenes de GCLs que no contienen adhesivo debido a la pérdida de arcilla, por lo que una alternativa es prehumedecer el borde del GCL antes de cortar los especímenes de prueba. Alternativamente los bordes pueden ser cuidadosamente llenados con una pasta de bentonita.

*Permeabilidad en el traslape:* Puesto que los bordes de un rollo de GCL son sellados en el campo por una configuración sobrepuesta, es importante que no ocurra flujo en el traslape entre el material superior e inferior.

Estornell y Daniel (1992), realizaron pruebas en escala natural (pruebas de banco) y en escala pequeña (pruebas de laboratorio) en tres GCLs: BENTOMAT®, CLAYMAX® y Paraseal-GUNDSEAL, para determinar la conductividad hidráulica de GCLs sobrepuestos.

Las pruebas de banco consistieron de tres pruebas. El primer tipo de prueba fue realizado en láminas individuales de GCL no traslapadas. El segundo tipo de pruebas fueron hechas en láminas de GCL traslapadas; este tipo de pruebas fue realizado usando el traslape mínimo recomendado por los fabricantes (180mm (7pulg) para BENTOMAT® y CLAYMAX® y 75 mm (3pulg) para Paraseal- GUNDSEAL) y usando la mitad del traslape mínimo recomendado. El tercer tipo de prueba fue realizado en el GCL cubierto por una geomembrana HDPE de 15mm punzonada.

Las pruebas de laboratorio para determinar la conductividad hidráulica fueron realizadas en permeámetros de pared flexible. Los valores de la conductividad hidráulica de los tres GCLs variaron entre  $3 \times 10^{-10}$  y  $6 \times 10^{-9}$  cm/s y tuvieron una tendencia a decrecer con el incremento del esfuerzo efectivo.

Los resultados de las pruebas de conductividad hidráulica en pruebas de banco y en pruebas de permeámetro se resumen en la tabla II.5.

**Tabla II.5 Pruebas de conductividad hidráulica**

Material	Conductividad hidráulica en pruebas de banco (cm/s)	Conductividad hidráulica en permeámetros de pared flexible (cm/s)
BENTOMAT®	$4 \times 10^{-10}$	$4 \times 10^{-9}$
BENTOMAT®	$4 \times 10^{-10}$	$4 \times 10^{-9}$
CLAYMAX®	$8 \times 10^{-9}$	$3 \times 10^{-9}$

De la tabla anterior se advierte que el valor de la conductividad hidráulica medida en laboratorio del CLAYMAX® fue casi idéntico al medido en la pruebas de banco en muestras no traslapadas. Sin embargo, con BENTOMAT®, la conductividad hidráulica en la escala de banco fue cerca de 10 veces menor que los valores medidos en los permeámetros de pared flexible. Ambos autores atribuyeron como una posible fuente de error en las discrepancia de los valores de la conductividad hidráulica en las pruebas con BENTOMAT® a que la bentonita migró fuera del GCL y dentro de los materiales subyacentes lo cual puede haber reducido el flujo de agua a través del GCL. Sin embargo, el problema con la migración de la bentonita fue casi igual para el BENTOMAT® y el CLAYMAX®. Estornell y Daniel no fueron capaces de aislar la causa de la discrepancia en la conductividad hidráulica del BENTOMAT® medida en permeámetros de pared flexible y en tanques de gran escala, y por lo tanto recomiendan mas investigación.

Los resultados de la pruebas de BENTOMAT®, CLAYMAX® y GUNDSEAL en láminas sobrepuestas, se resumen en la tabla II.6.

Estornell y Daniel advirtieron que los valores de la conductividad hidráulica de los materiales con traslape fueron casi idénticos a los medidos en las muestras de control sin traslape, lo cual probablemente se debió a que los GCLs se auto sellaron en los traslapes. Sin embargo, cuando se redujo la amplitud de sobreposición, la conductividad hidráulica total de los paneles sobrepuestos fue de 1.2 a 9 veces mayor que la conductividad hidráulica de los especímenes control. Las diferencias entre ambos especímenes pueden haberse debido simplemente a variaciones en los propios materiales. En las pruebas con GUNDSEAL, no se observó flujo desde ninguno de los tanques, y al desmantelar los tanques se encontró que la bentonita estaba hurnedecida.

Tabla II.6 Conductividad hidráulica de tres GCLs

GCL	Pruebas de control	Traslape de 180 mm	Traslape de 75 mm
	(m/s)	(m/s)	(m/s)
EENTOMAT®	$4 \times 10^{-12}$	$4 \times 10^{-12}$	$1 \times 10^{-11}$
	$7 \times 10^{-11}$	$9 \times 10^{-11}$	$1 \times 10^{-10}$
C.LAYMAX®	$1 \times 10^{-10}$	$3 \times 10^{-10}$	$9 \times 10^{-10}$
GUNDSEAL®	No hubo flujo	No hubo flujo, pero la bentonita se hidrató	No hubo flujo, pero la bentonita se hidrató

Los resultados de las pruebas de los GCL compuestos con geomembranas punzonadas, se muestran en la tabla II.7.

Tabla II.7 Resultado de pruebas de GCL compuesta con geomembranas punzonadas

Material	Conductividad hidráulica (cm/s)	
	Prueba Control (sin geomembrana)	Prueba Compuesta (con geomembrana punzonada)
BENTOMAT®	$4 \times 10^{-10}$	$6 \times 10^{-10}$
CLAYMAX®	$7 \times 10^{-9}$	$7 \times 10^{-9}$

De los resultados de estas pruebas se puede concluir que la conductividad hidráulica de los GCL sobrepuestos no difieren de los valores medidos en muestras control sin sobreposición. De igual forma se obtuvieron buenos resultados en la efectividad hidráulica en el compuesto GCL con una geomembrana punzonada, siempre y cuando la bentonita este en contacto directo con la geomembrana punzonada

*Permeabilidad después de la deformación:* Debido a que es muy probable que se produzcan asentamientos diferenciales en los GCLs cuando se usan como cubiertas y cierres de rellenos sanitarios, es frecuente tratar a la permeabilidad de un GCL como un modo de deformación.

La Gatta (1991) evaluó un número de condiciones en un depósito de laboratorio a gran escala. El fondo del depósito fue ajustado con una cámara de hule localizada centralmente llenado con agua, mientras que el espécimen del GCL fue colocado por encima de ésta. Después se colocaron 30 cm de grava por encima del GCL y el sistema fue saturado, la cámara fue vaciada secuencialmente produciendo una deformación en el GCL :  $\Delta/L$ , donde  $\Delta$  es el asentamiento y L es el radio de deformación (fig.II.10).

La relación entre la conductividad hidráulica y la deformación por tensión encontrada por La Gatta se muestra en la fig. II.11.

**Propiedades mecánicas :** Entre las principales propiedades mecánicas se encuentran las siguientes:

*Resistencia a la tensión:* La resistencia a la tensión de un GCL se determina usando la Norma ASTM D4595. A pesar de que la resistencia resultante de un GCL será esencialmente la del geotextil o de la geomembrana involucrada (debido a que la arcilla tiene poca resistencia en comparación con el geosintético). El GCL debe ser ensayado como un compuesto y no como un geosintético individual. A pesar de que es posible sellar los bordes del espécimen de prueba con

goma caliente para conseguir toda la arcilla sobre la máquina de prueba, se corre el riesgo de modificar la resistencia a la tensión si no se hace con cuidado.

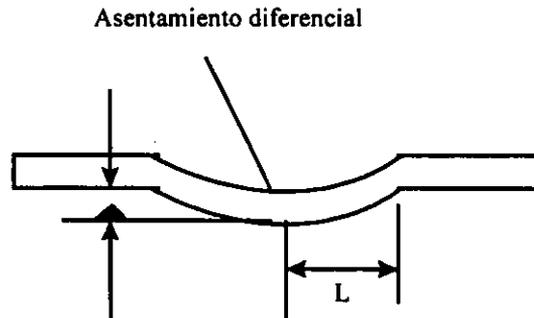


Fig. II.10 Definición de distorsión,  $\Delta/L$

**Resistencia a la punción:** A pesar de que la función principal de un GCL es como barrera hidráulica, es necesario determinar su resistencia a la punción debido a su espesor relativamente delgado en comparación al de un revestimiento de arcilla compactada. Las pruebas frecuentemente usadas para determinar la resistencia a la punción de un GCL son, la ASTM D3787, la FTM 101C-M2065 y la ASTM D5494.

Aunque todas estas pruebas son apropiadas para determinar la resistencia a la punción de un GCL, es importante reconocer las características de autoresane de una arcilla bentonítica.

**Propiedades de endurecimiento:** Entre las propiedades de endurecimiento más importantes de un GCL se encuentran su comportamiento al congelamiento-deshielo, a la contracción-expansión, a la adsorción y al tiempo de salida del agua. Sin embargo, la propiedad más importante de un GCL en lo que respecta a estas propiedades es su permeabilidad. Shan y Daniel (1991) describieron pruebas para documentar la capacidad de un GCL para autocurarse cuando es dañado por desecación o congelamiento-deshielo. Ambos autores encontraron que si el GCL se hidrata y luego se seca, pueden formarse numerosas grietas de desecación. Sin embargo, encontraron también que cuando el GCL fue rehumedecido, la bentonita se expandió y la conductividad hidráulica regresó al valor bajo original.

Estos autores también encontraron que la conductividad hidráulica del material hidratado no cambió para varios ciclos de humedecimiento-secado; sin embargo, las pruebas de laboratorio deben realizarse bajo condiciones controladas

### II.2.3.3 Aplicaciones

El uso de un GCL como parte de un revestimiento compuesto, resulta ventajoso cuando el GCL se coloca debajo de la geomembrana. En efecto, el GCL colocado seco atenúa cualquier escape a través de agujeros o grietas en la geomembrana dando en muchos casos proporciones de derrames cercanos a cero. No obstante, se presenta un problema cuando se coloca un GCL debajo de una geomembrana, y es el de determinar si el geotextil altamente transmisor transmitirá agua lateralmente, o la bentonita sellará al geotextil. Para determinar el comportamiento del GCL de una geomembrana compuesta, Estorneil (1991) estudió el comportamiento de dos GCLs que tenían un geotextil en sus superficies inferiores y solamente uno de ellos tenía un geotextil en su superficie superior. Encontraron que mientras la geomembrana no estuvo en contacto directo con el GCL no ocurrió flujo lateral en la interfase geomembrana/bentonita. Sin embargo, cuando el geotextil estuvo en contacto directo con el GCL ocurrió significativo flujo lateral de agua a través del geotextil.

Estas pruebas ilustran que la acción compuesta de una geomembrana puede ser afectada por el geotextil que separa a la geomembrana de la arcilla. También es necesario recalcar que la efectividad de la acción compuesta entre una geomembrana y un GCL depende del esfuerzo de sobrecarga; entre mayor sea el esfuerzo de sobrecarga, es menor el flujo lateral a lo largo de la interfase.

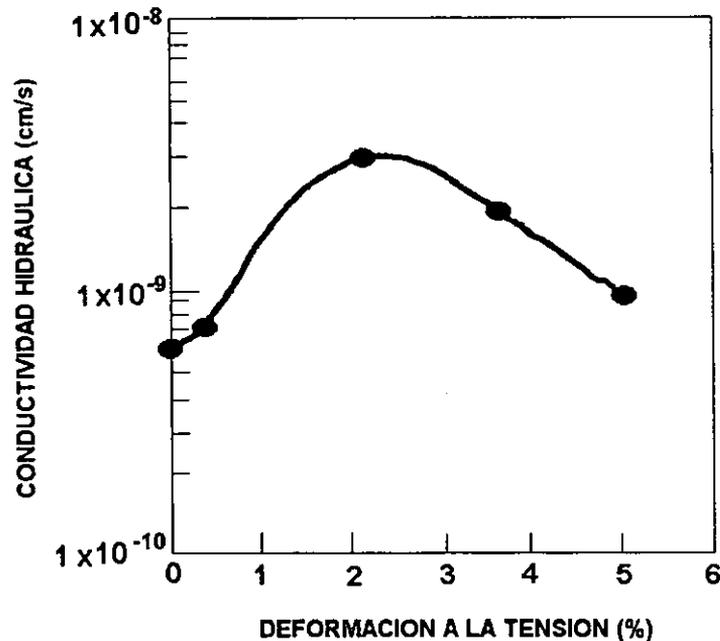


Fig. II.11 Relación entre la conductividad hidráulica y la deformación a la tensión (LaGatta, 1992)

## II.3 COMPACTACION DE SUELOS

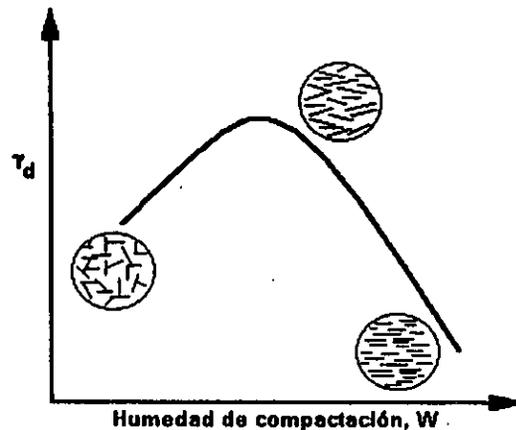
Se denomina compactación de suelos al proceso mecánico por medio del cual se busca aumentar la resistencia y disminuir la capacidad de deformación; por lo general el proceso implica una reducción más o menos rápida de los vacíos, fundamentalmente ligados a pérdida de volumen de aire, sin embargo, no todo el aire sale del suelo, por lo que la condición de un suelo compactado es la de un suelo parcialmente saturado.

El desarrollo de las modernas técnicas de compactación tuvo lugar en los últimos años del siglo pasado y en los primeros del presente, principalmente en los Estados Unidos.

Los procesos de compactación comenzaron a desarrollarse en el campo, como técnicas de construcción, pero fue a partir de las pruebas de compactación de laboratorio que se estableció la costumbre de juzgar los resultados de un proceso de compactación con base en la variación de peso volumétrico seco que se logre. Fue Proctor quien estableció la costumbre de representar la marcha de un proceso de compactación por medio de una gráfica en la que se haga ver el cambio de peso volumétrico seco al compactar el suelo con diversos contenidos de agua. La

representación de  $\gamma_d$  versus  $\omega$  recibe por antonomasia el nombre de curva de compactación, pero no constituye el único medio gráfico de representar los resultados de un proceso de compactación; simplemente es el modo más usual de representación.

Sea cual fuere el procedimiento de compactación que se siga, la forma de la curva de compactación será parecida a la que se muestra en la fig. II.12.



**Fig. II.12 Influencia de la energía de compactación y del contenido de agua o la saturación sobre la estructura de las arcillas**

La compactación es un proceso de objetivos múltiples, muchos de los cuales serán contradictorios en muchos problemas concretos, en el sentido de que las acciones que se emprendan para cumplir con uno pudieran perjudicar a algún otro. Por ejemplo, en términos generales puede ser cierto con frecuencia que una compactación intensa produce un material muy resistente, pero sin duda muy susceptible al agrietamiento.

Nuestro objetivo al compactar un suelo es obtener unas características idóneas de permeabilidad. Las propiedades mecánicas de suelos arcillosos compactados se ven afectados por la influencia de las variables de compactación: relación de vacíos (o peso volumétrico seco), su grado de saturación y la estructura que adquieren sus partículas sólidas.

La estructura de las arcillas compactadas se define generalmente como el arreglo de las partículas minerales de arcilla en agregados. Los vacíos entre las partículas son llamados microporos y los espacios entre los agregados son los macroporos.

Típicamente, se encuentran dos niveles de estructura (Shackelford): la microestructura que se refiere al arreglo entre las partículas individuales de suelo, y la macroestructura que se relaciona con el arreglo entre los grupos de partículas del suelo, conocidos como grumos o terrones.

En la microestructura se presenta un número considerable de arreglos entre las partículas. Sin embargo, los arreglos más importantes se pueden describir como "abiertos" o como "cerrados". Una estructura "abierta" frecuentemente es llamada floculada, mientras que a una estructura "cerrada" se le conoce como dispersa. La diferencia entre ambas estructuras se muestra en las figs. II.13 y II.14.

En una estructura floculada hay espacios relativamente grandes entre las partículas, mientras que en una estructura dispersa, los espacios entre las partículas son menores. Como un resultado de esto último, el agua o cualquier otro fluido puede fluir más fácilmente a través de una estructura floculada que a través de una estructura dispersa.

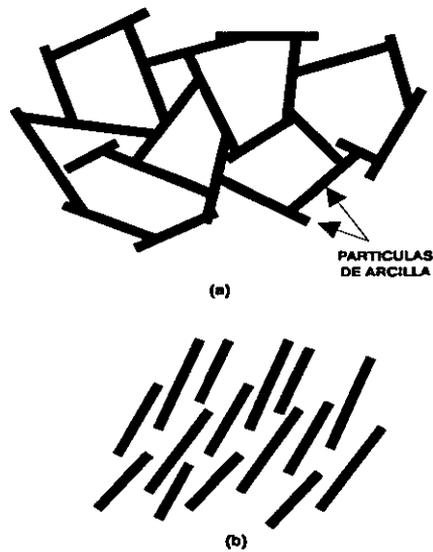


Fig. II.13 Esquematzación de una microestructura (a)Floculada o "abierta", y (b)Dispersa o "cerrada"

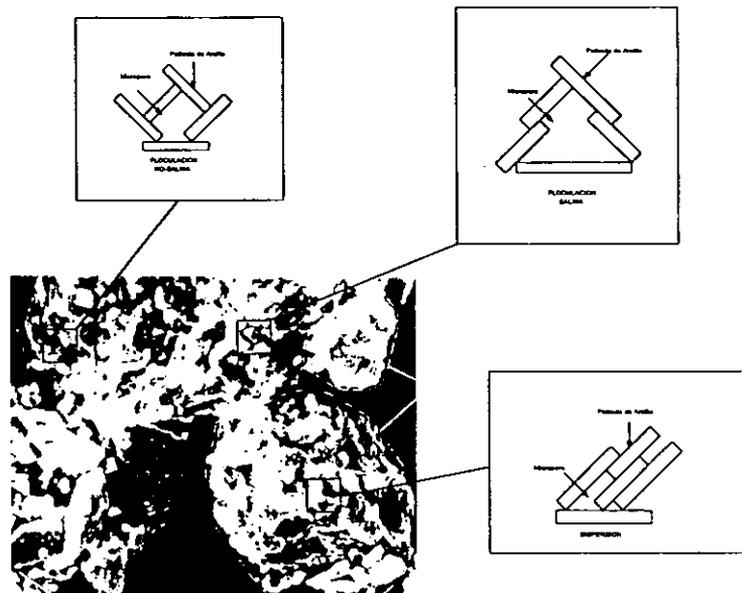


Fig II.14 Estructuras floculadas y dispersa del suelo

La fig.II.15., muestra los efectos de la compactación sobre la estructura de un suelo. Para una energía de compactación y un peso específico seco dados, el suelo tiende a estar mas floculado cuando la compactación se hace del lado seco ( $<opt$ ) que cuando se hace del lado húmedo ( $>opt$ ).

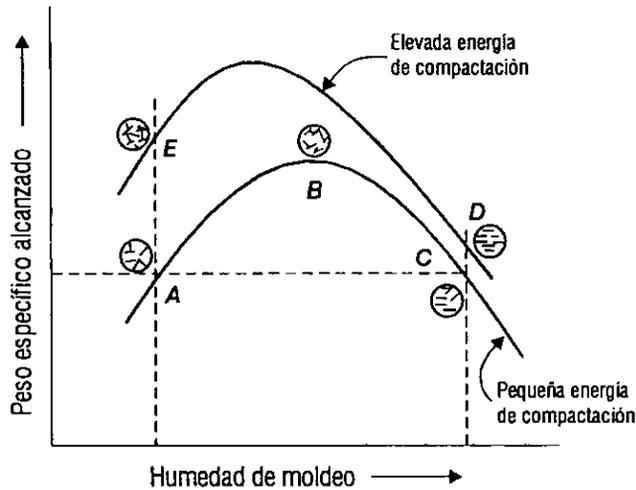


Fig. II.15 Influencia de la compactación sobre la estructura de un suelo

### II.3.1 EN LABORATORIO

Al compactar en el laboratorio un suelo limoso o arcilloso es necesario hacer notar la importancia de los grumos en el comportamiento de los suelos cohesivos.

Ensayos de compactación realizados por Alberro y cols. (1985) en suelos arcillosos muestran como estos suelos sometidos a un secado previo tienen tendencia a agruparse, formando asociaciones de partículas cuyo tamaño máximo,  $D_{m\acute{a}x}$ , puede ser considerable. Al compactar en el laboratorio tal material es factible que se presenten efectos de pared, los cuales ocasionan un incremento de la relación de vacíos del suelo en la cercanía de las paredes del molde. Estos autores concluyen que para evitar distorsiones en los resultados, por efectos de pared, las pruebas de compactación de laboratorio deben tener una relación  $D/D_{m\acute{a}x}$  superior a 7 (donde,  $D$  es el diámetro del molde y  $D_{m\acute{a}x}$  es el tamaño máximo de las partículas).

Otro de los factores que influye en la compactación de suelos en el laboratorio, es el efecto de escala. Esto es, al ensayar probetas con una misma relación de esbeltez, pero diferentes volúmenes, disminuye más la resistencia cuanto mayor es el volumen de la muestra. Este efecto de escala se atribuye al hecho de que cuanto más grande es el volumen de la muestra, mayor es la probabilidad de defectos o de debilidades que propician la falla (Alberro y cols., 1985). Para reducir efectos de escala, Alberro y cols., recomiendan efectuar las pruebas de compactación en laboratorio con moldes que aseguren una relación  $D/D_{m\acute{a}x}$  por lo menos igual a 10.

La fig. II.16, presenta un hecho fundamental que rige los procesos de compactación de laboratorio en pruebas dinámicas. A energía creciente, se obtiene mayor peso volumétrico seco máximo a contenido de agua óptimo decreciente. También se puede ver que arriba de la humedad óptima un fuerte aumento en la compactación tiene muy poco reflejo en el peso volumétrico seco logrado, en tanto que abajo del contenido óptimo de agua, es muy considerable el efecto del aumento de la energía de compactación.

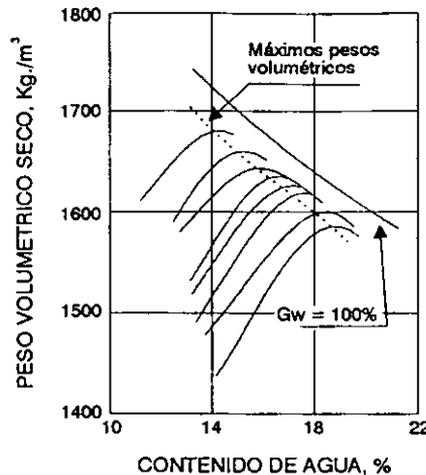


Fig. II.16 Diagrama cualitativo de  $\gamma_d$  vs.  $\omega$  para diversas energías de compactación

### II.3.2 EN CAMPO

Existen 4 procesos de compactación de campo, los cuales se diferencian por la naturaleza de los esfuerzos aplicados y por la duración de los mismos. Estos procesos son :

- ◆ Por amasado : Rodillos pata de cabra
- ◆ Por presión : Rodillos lisos y neumáticos
- ◆ Por impacto
- ◆ Por vibración

Los rodillos pata de cabra rinden sus mejores resultados en suelos finos. La concentración de presión que producen los vástagos resulta ser muy útil para la rotura y disgregación de los grumos que se forman en las arcillas homogéneas. En suelos finos no homogéneos, con diferentes rangos de tamaños, la acción de las patas de cabra también es muy benéfica para romper y disgregar las diferentes partículas y para unir entre sí las distintas capas de material compactado, pues al quedar distorsionada la superficie de cada capa, se compacta junto con la siguiente, lo que elimina la tendencia a la laminación.

Los rodillos lisos tienen su campo de aplicación circunscrito a los materiales que no requieren concentraciones elevadas de presión, por no formar grumos, por lo general son arenas y gravas relativamente limpias. Frecuentemente se utilizan para el acabado de la superficie superior de las capas compactadas.

Los rodillos neumáticos producen un cierto efecto de amasado que causa al suelo grandes deformaciones angulares por las irregularidades de las llantas. Los rodillos neumáticos se usan principalmente en los suelos arenosos con finos poco plásticos, en lo que no existen grumos cuya disgregación requiera grandes concentraciones de presión, como las que producen los rodillos pata de cabra. En limos poco plásticos también son eficientes los rodillos neumáticos.

Los rodillos apisonadores (tamper) parece ser que su mejor rendimiento se logra en suelos finos con abundante contenido de grava o guijarros o en suelos finos residuales que contengan fragmentos de roca parcialmente intemperizados.

La ventaja principal de la aplicación de la vibración a las técnicas de compactación estriba en la posibilidad de trabajar con capas de mayor espesor que las que es común usar con otros compactadores; esto aumenta el rendimiento del proceso y reduce el costo de la operación.

En los suelos gruesos, la vibración es conveniente porque reduce por instantes en forma considerable la fricción interna de los granos.

Los limos y los suelos limosos pueden compactarse adecuadamente por métodos vibratorios cuando su contenido es próximo al óptimo y cuando los espesores de capa no son excesivamente grandes.

La figura II.17 muestra la utilización de los diferentes compactadores (según el Manual de Caterpillar). La gráfica contiene una escala de mezclas de materiales desde el 100% de arcilla hasta el 100% de arena, más una zona rocosa. A pesar de que cada tipo ha sido ubicado en el lugar correspondiente a la zona de utilización donde es más ventajoso y económico, suelen emplearse algunas veces en otras zonas.

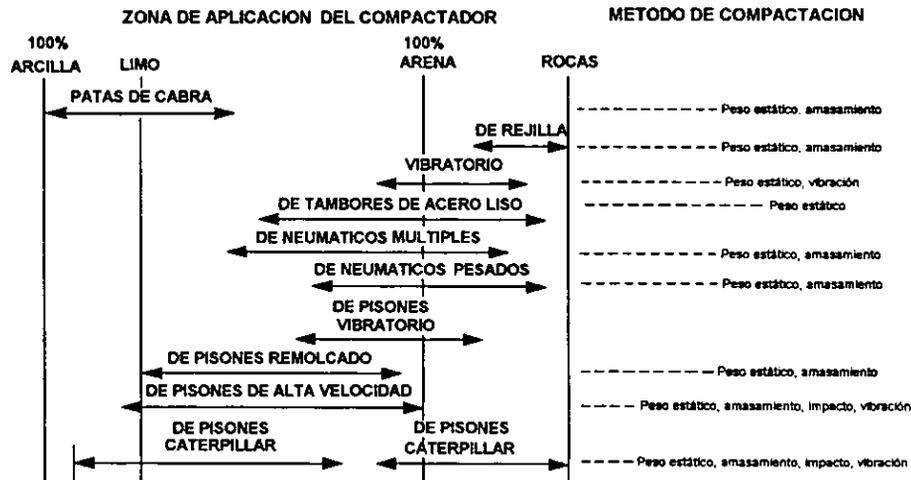


Fig. II.17 Utilización de los diferentes compactadores

### II.3.3 COMPARACIÓN CAMPO CON LABORATORIO

Las pruebas de compactación se realizan principalmente en laboratorio debido a que son mucho más baratas y rápidas de realizar que las pruebas en obra. Como existen muchos tipos de pruebas de laboratorio, existe el problema de seleccionar la prueba de laboratorio que mejor reproduzca las condiciones de campo.

Algunas comparaciones de tal tipo se presentan a continuación.

La fig. II.18, muestra la curvas de compactación de campo (rodillo pata de cabra) y de laboratorio (Proctor estándar y Harvard miniatura) en un suelo arcilloso, colocado en capas de 23 cm de espesor en estado suelto. En la figura se puede observar que la curva correspondiente a la prueba por amasado (Harvard miniatura) prácticamente coincide con la curva de campo.

La fig. II.19, presenta resultados análogos correspondiente a materiales finos de dos presas que se citan. El proceso de campo se hizo con un rodillo pata de cabra y el de laboratorio con un método Proctor estándar.

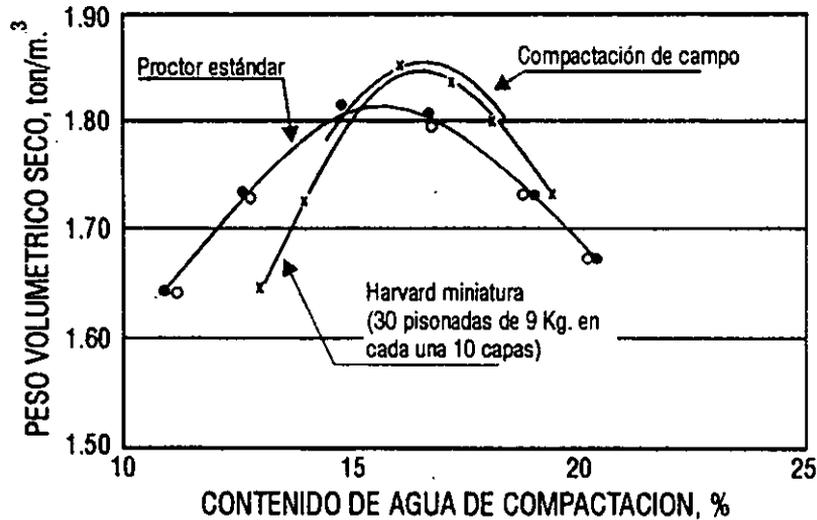


Fig. II.18 Comparación de curvas de compactación de campo (rodillo pata de cabra) y de laboratorio

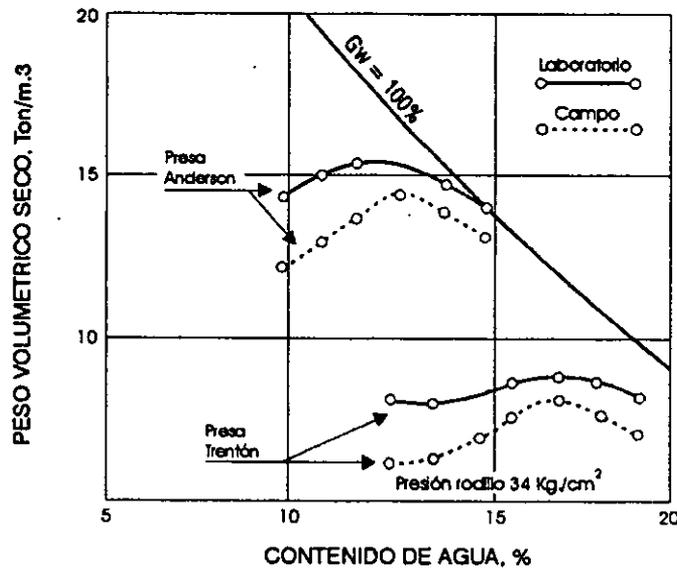


Fig II.19 Comparación de curvas de compactación de campo (rodillo pata) y de laboratorio (Proctor estándar)

Como puede observarse de las dos figuras anteriores casi se obtiene la misma curva de compactación cuando se realiza la compactación por medio de pruebas de campo o de laboratorio. Generalmente, la selección de la prueba patrón de laboratorio se reduce a escoger la energía de compactación que mejor reproduzca la relación entre el peso volumétrico y los contenidos de agua que se espera en el campo.

La elección del estándar de energía que convenga ha de hacerse en base en experiencia previa o en pruebas de campo en secciones representativas a escala natural. Ayudará a ello toda la información que se pueda obtener sobre resultados comparativos de pruebas de laboratorio y procesos de campo.

### II.3.4 INFLUENCIA DE LA COMPACTACIÓN

La compactación de un suelo causa un cambio en la textura del suelo lo cual influye en las propiedades mecánicas, especialmente en la permeabilidad del suelo. Al compactar un suelo se cambia de una estructura floculada a una estructura dispersa. Un estudio de la ecuación Kozeny-Carman es útil en la comprensión del efecto de la compactación en la permeabilidad de un suelo. La ecuación la cual es usada generalmente para arenas, se considera inadecuada en la predicción de la permeabilidad de un suelo arcilloso (Lambe, 1954). Sin embargo, esta ecuación es usada para la comprender el efecto de varios parámetros en la permeabilidad de un suelo. De acuerdo a esto, la permeabilidad de un suelo saturado puede ser expresado como:

$$k = \frac{1}{K_o T_r S_o} \left( \frac{e}{1+e} \right) \left( \frac{\gamma}{\mu} \right) \quad \text{II:2}$$

donde,  $k$  es la permeabilidad del suelo,  $K_o$  es el factor de forma del poro,  $T_r$  es el factor de tortuosidad,  $S_o$  es la superficie específica de la partícula por unidad de volumen,  $e$  es la relación de vacíos,  $\gamma$  es el peso específico del líquido permeante, y  $\mu$  es la viscosidad del permeante.

La ecuación anterior permite concluir lo siguiente:

- ◆ la permeabilidad se reducirá debido a una reducción en la relación de vacíos ( $e$ )
- ◆ La permeabilidad puede disminuir debido a un aumento en la tortuosidad.

La fig. 2.27 muestra la estructura de un suelo antes y después de compactarlo. La fig. 2.27b muestra los grumos de suelo antes de ser compactados y la fig. 2.27a muestra como los grumos de suelo han sido totalmente remodelados durante la compactación y como la el flujo de líquido que fluye a través de la masa de suelo se vuelve mas lento.

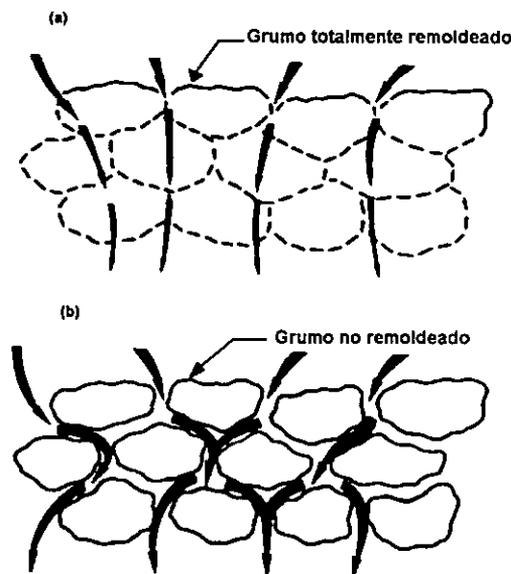


Fig. II.20 Efecto de la compactación de un suelo en su permeabilidad

A pesar de que un suelo previamente compactado reduce la permeabilidad de un suelo cohesivo, los datos reportados sobre el efecto en la difusión y sorción son escasos.

La difusión ocurrirá en tanto exista un gradiente de concentración del contaminante, aún en ausencia de flujo de agua subterránea, es decir, la cantidad de masa de fluido en difusión molecular sólo es proporcional al gradiente de concentración, por lo tanto la compactación de un suelo cohesivo parece no tener efecto sobre la difusión, ya que lo que hace la compactación en un suelo es reducir los vacíos llenados con aire y aumentar el peso volumétrico de un suelo.

La sorción es un proceso que incluye procesos físicos y químicos de adsorción y absorción. Jury, encontró que la capacidad de adsorción de un suelo por unidad de volumen aumenta al aumentar el peso volumétrico seco de un suelo, lo cual incrementará la capacidad de adsorción. Sin embargo, la correlación entre la adsorción y el peso volumétrico seco de un suelo puede ser pequeña en suelos arcillosos y en suelos orgánicos.

### III. CARACTERIZACIÓN DE LAS PROPIEDADES FÍSICAS Y QUÍMICAS

#### III.1 GENERALIDADES

Uno de los aspectos más importantes para el uso de arcillas como impermeabilizantes en sustancias diferentes que el agua es conocer su comportamiento, ya que pueden existir interacciones físico-químicas que pueden cambiar las propiedades de la arcilla y que pueden hacer que falle como impermeabilizante. En este capítulo se presentan las propiedades físicas y químicas de las arcillas que intervienen en los diferentes parámetros que controlan la migración de contaminantes.

#### III.2 CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA

El flujo de fluidos (usualmente agua) a través de un suelo está gobernada por una ley descubierta experimentalmente por Henri Darcy en 1856. Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas, el gasto queda expresado por:

$$Q = kiA \quad \text{III.1}$$

donde  $Q$  [ $L^3T^{-1}$ ] es la proporción de flujo volumétrico,  $A$  [ $L^2$ ] es la sección transversal total del suelo en la dirección perpendicular al flujo,  $i$  [ $L^{-1}$ =adimensional] es el gradiente hidráulico, y  $k$  [ $L^{-1}$ ] es el coeficiente de permeabilidad conocido como conductividad hidráulica, coeficiente de permeabilidad o permeabilidad del suelo (Fig. III.1). The American Society for Testing and Materials (ASTM) define a  $k$  como: "la proporción de descarga de agua bajo condiciones de flujo laminar a través de una sección transversal de un medio poroso bajo un gradiente hidráulico unitario y condiciones de temperatura estándar (20°C)"

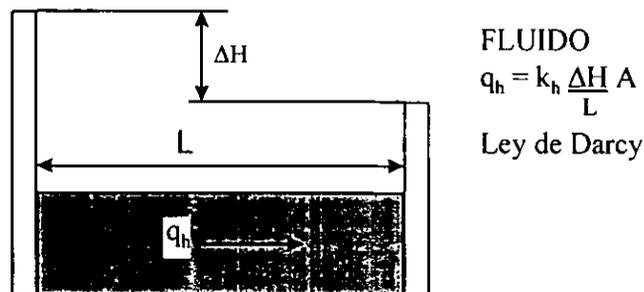


Fig. III.1 Flujo de agua a través de la masa de un suelo (Ley de Darcy)

Quando se usan fluidos diferentes al agua, la permeabilidad es función de: (1) la estructura del suelo, y (2) de las propiedades del fluido. La dependencia de  $k$  con estos dos factores está representada por la siguiente ecuación:

$$k = K \frac{\gamma_f}{\mu} \quad \text{III.2}$$

donde  $K$  [ $L^2$ ] es la permeabilidad intrínseca, la cual refleja la estructura del suelo, y  $\gamma_f$  [ $ML^{-2}T^{-2}$ ] y  $\mu$  [ $ML^{-1}T^{-1}$ ] son el peso volumétrico y la viscosidad del fluido, respectivamente.

Como el objetivo primario de un sistema de contención es prevenir o reducir la migración de químicos peligrosos en el medio ambiente; en el caso de un revestimientos de suelo, este objetivo puede ser satisfecho en parte, minimizando el valor del coeficiente de permeabilidad del suelo usado como sistema de contención.

Entre los factores más importantes que influyen en la conductividad hidráulica de un suelo se encuentran:

- ◆ el contenido de agua;
- ◆ la energía de compactación;
- ◆ la composición mineralógica;
- ◆ el tamaño de los grumos;
- ◆ las interacciones electrofísicas y fisicoquímicas entre las arcillas y el líquido permeante.

### III.2.1 DETERMINACIÓN EN LABORATORIO

A pesar de las grandes diferencias entre los valores de la conductividad hidráulica medidos en laboratorio y en campo para los revestimientos de arcilla compactada, es conveniente investigar la conductividad hidráulica en laboratorio para determinar cuantitativamente el valor de la conductividad hidráulica en el campo, así como para contar con un marco de referencia.

Las conductividades hidráulicas obtenidas en laboratorio generalmente son 10 a 1000 veces menores que las obtenidas en pruebas de campo. El problema con las pruebas de laboratorio es que los tamaños de las muestras son pequeñas, inalteradas o recompactadas, y por lo tanto tienen una baja probabilidad de contar con una distribución representativa de grietas por desecación, fisuras, superficies de deslizamiento y, cualquier otro defecto hidráulico que puede estar presente en el revestimiento (Silva, 1997).

Las muestras pequeñas de laboratorio no pueden representar la orientación de un estrato, ni las condiciones de estratificación del prototipo. Silva observa que, las condiciones de frontera cambian en el molde, cuyas paredes lisas ofrecen rutas de flujo preferencial. Además, el trabajar con una muestra delgada implica que la carga hidráulica en laboratorio sea mayor a la de campo, produciéndose flujos turbulentos que pueden producir aumento de permeabilidad por lavado de finos, o bien, disminución de permeabilidad por formarse una capa filtrante.

#### III.2.1.1 Tipos de permeámetros

La generación de permeámetros fue diseñada y construida en 1982. Dos tipos de permeámetros son usados comúnmente para pruebas de conductividad hidráulica en laboratorio, los permeámetros de pared rígida o fija y los permeámetros de pared flexible.

**Permeámetros de pared rígida:** En los permeámetros de pared rígida, el suelo está en contacto con las paredes rígidas del permeámetro. Entre los diferentes tipos de permeámetros de pared rígida, se encuentran los siguientes:

**Permeámetros de molde de compactación:** Los permeámetros de molde de compactación son los más simples y más económicos y generalmente se usan para medir la conductividad hidráulica de arcillas compactadas y mezclas de arena con bentonita. El suelo es compactado dentro del molde, los extremos del espécimen del suelo son recortados al nivel del molde, el permeámetro es ensamblado, y la permeación es iniciada. El reservorio del líquido permeante puede ser incluido dentro del permeámetro (fig. III.2a) o puede ser omitido (fig. III.2b).

Estos permeámetros son adecuados para probar especímenes de arcilla compactados en laboratorio sujetos a bajos esfuerzos de sobrecarga en el campo. Se puede usar cualquier líquido permeante. Puede ocurrir alguna filtración lateral, particularmente cuando el suelo es permeado con un solvente orgánico concentrado. Sin embargo, las comparaciones entre las determinaciones de laboratorio y de campo de  $k$  para arcillas permeadas con solventes orgánicos han sido bastante buenas para varios revestimientos de campo prototipos sujetos a baja presión de sobrecarga.

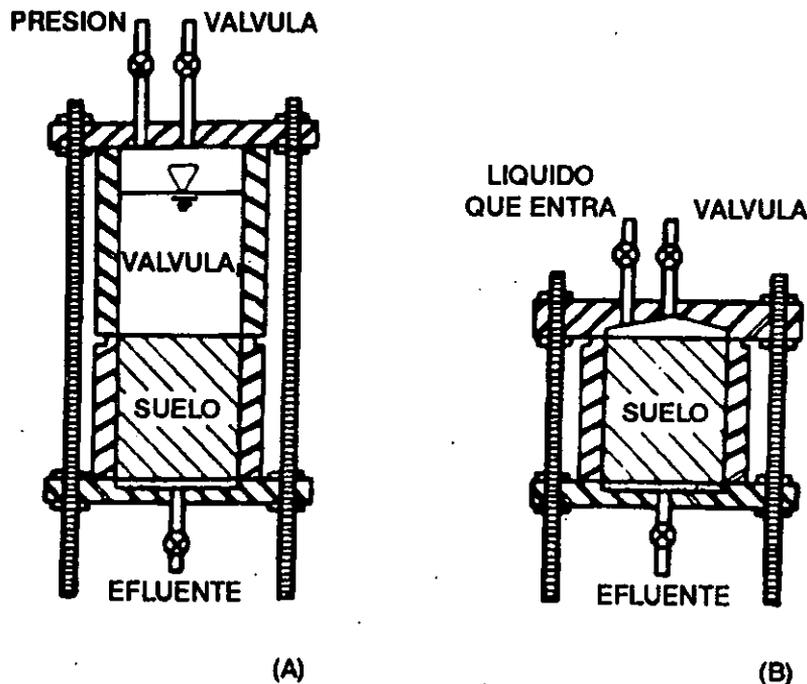


Fig. III.2 Permeámetro de molde de compactación

**Permeámetros de doble anillo:** Anderson, Crawley y Zabcik, desarrollaron una modificación del molde de compactación conocido como permeámetro de doble anillo (fig.III.3). El molde de 15 cm de diámetro contiene al espécimen del suelo el cual tiene un anillo en la base que separa el flujo que sale a través de la porción central, del flujo que ocurre cerca o a lo largo de las paredes laterales.

Este permeámetro es adecuado para arcillas compactadas en laboratorio o material de relleno de pared de lechada preparadas en laboratorio que estará sujeto a bajo esfuerzo de sobrecarga en el campo.

Este aparato es especialmente útil para pruebas en las cuales la filtración en la pared lateral podría ser un problema mayor. Tales condiciones incluirían pruebas con gradientes hidráulicos altos, pruebas con químicos orgánicos concentrados u otros químicos caústicos, o pruebas de

suelos en los cuales por su naturaleza podrían tener paredes laterales muy irregulares, por ejemplo, arcillas compactadas que contienen grava o grandes grumos de arcilla.

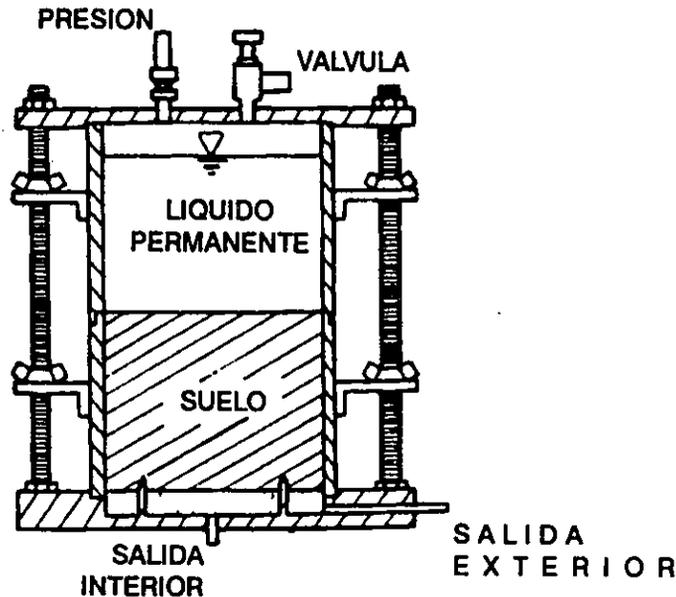


Fig. III.3 Permeámetro de doble anillo

**Permeámetro de celda de consolidación:** La fig. III.4 muestra un esquema del permeámetro de celda de consolidación. El suelo es recortado dentro de un anillo de acero con un diámetro de 5 a 8 cm y un espesor de 1 a 2 cm, y el anillo es sujetado en esta posición. Luego el depósito que rodea al anillo es llenado con agua (o algún otro líquido), y el espécimen del suelo es consolidado aplicando una presión vertical. La permeación se inicia aumentando la carga hidráulica en la base del espécimen y empieza a partir de que el líquido empieza a fluir hacia arriba a través del suelo.

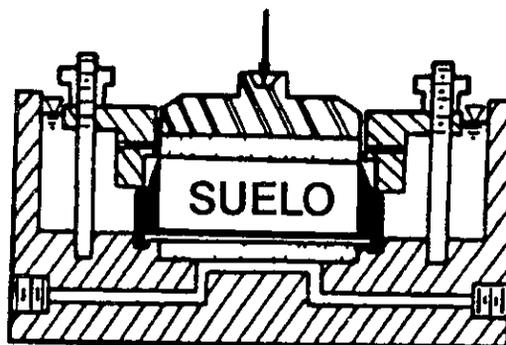


Fig. III.4 Permeámetro de celda de consolidación

Este aparato es idealmente adecuado para ensayar muestras inalteradas de suelo relativamente compresibles (tal como arcilla blanda a media y material de relleno de pared de lechada) que estarán sujetos a significativa presión de sobrecarga. El esfuerzo vertical aplicado tiende a cerrar cualquier abertura a lo largo de la pared lateral y ayuda a asegurar resultados apropiados.

**Permeámetro de cilindro fijo** :Quizás el permeámetro mas simple de pared fija consista de un tubo con dos placas sujetadas a los extremos. Un anillo de acero puede ser unido al tubo para permitir el recorte de las muestras de suelo inalterado dentro del anillo fijo (fig. III.5)

Cuando se usan suelos compactados, este aparato es virtualmente idéntico al permeámetro del molde de compactación. Para muestras inalteradas, este aparato no es recomendable debido a que la filtración de la pared lateral puede ser un problema mayor. Sin embargo, si la muestra inalterada se va a ensayar directamente en el tubo de muestreo, los problemas referentes a la filtración de la pared lateral, se reducen algunas veces.

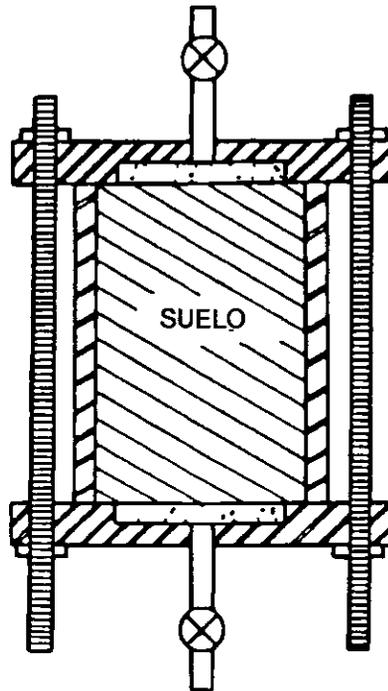


Fig. III.5 Permeámetro de cilindro fijo

**Permeámetros de pared flexible** :Los permeámetros de pared flexible son realizados en cámaras triaxiales o en cámaras triaxiales modificadas. Un diagrama esquemático de la cámara usada en la Universidad de Texas se muestra en fig.III.6.

Las líneas de drenaje doble tanto arriba como abajo del espécimen facilitan el flujo de burbujas de aire desde las líneas hidráulicas y la determinación directa de la pérdida de presión a través del espécimen de suelo usando un transductor de presión eléctrica, el cual actúa diferencialmente. Los controles de presión separados mantienen la presión de la cámara y las dos presiones que actúan en los extremos del espécimen de suelo. Normalmente se aplica una contrapresión al espécimen antes de la permeación para asegurar una saturación completa

Los permeámetros de pared flexible son adecuados para permear muestras de suelo con paredes laterales irregulares, por ejemplo, muestras inalteradas y muestras compactadas que contienen grava o grandes grumos de arcilla. Este aparato puede ser difícil de usar con ciertos químicos caústicos debido a la incompatibilidad entre la membrana y el químico. El permeámetro de pared flexible será ideal para suelos que están sujetos a significativa presión de sobrecarga, por ejemplo, muestras naturales obtenidas a profundidad o arcillas compactadas que están cubiertas por significativa espesor de suelo o desechos sólidos.

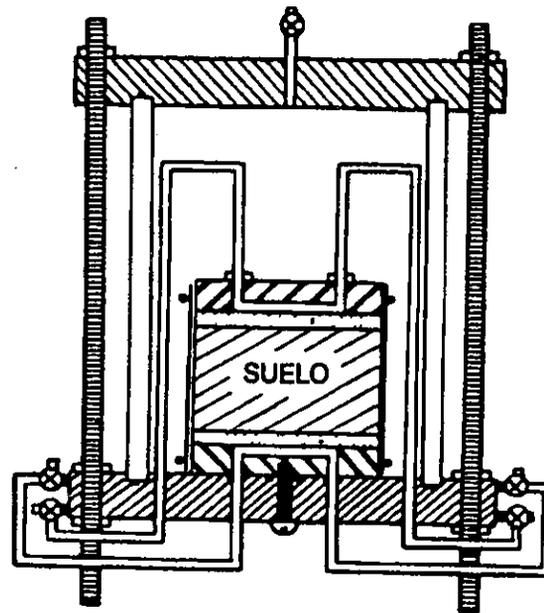


Fig. III.6 Permeámetro de pared flexible

### III.2.1.2 Ventajas y Desventajas

Las principales ventajas de los permeámetros de pared rígida son su bajo costo, simplicidad y aplicabilidad para ensayar suelos compactados, compatibilidad con los líquidos permeantes en un amplio rango y la falta de necesidad de aplicar altas presiones de confinamiento. Las principales desventajas son: un control incompleto sobre los esfuerzos, incapacidad para medir las deformaciones en muchas celdas de pared rígida, dificultad para recortar muestras de suelos en el anillo de contención y filtración en la pared lateral. El permeámetro de molde de compactación de doble anillo puede ser una alternativa para minimizar las incertidumbres asociadas con la filtración en la pared lateral.

Los permeámetros de pared flexible tienen la ventaja de minimizar la filtración en la pared lateral, permite un control sobre los esfuerzos vertical y horizontal, lo cual ayuda a medir las deformaciones vertical y volumétrica; sin embargo si el esfuerzo efectivo aplicado en el suelo en la celda de pared flexible excede el esfuerzo efectivo en el campo, la medida de  $k$  puede ser bastante baja, y proporciona la posibilidad de ensayar especímenes en una variedad de diámetros en la misma celda.

Entre las desventajas se encuentran, el mayor costo, problemas de compatibilidad entre la membrana flexible y algunos líquidos permeantes, y, tal vez, la más importante, la necesidad de aplicar significantes presiones de confinamiento con altos gradientes hidráulicos con el fin de mantener en contacto la membrana y el suelo.

### III.2.1.3 Resultado de pruebas

Resultados de pruebas realizadas por Daniel y cols.(1985) y Foreman & Daniel (1986), en suelos arcillosos, muestran como los valores de la conductividad hidráulica no se ven influenciados por el tipo de permeámetro empleado, cuando el líquido permeante fue agua. Los resultados muestran que, cuando el permeante es agua, las conductividades hidráulicas de los diferentes tipos de suelos arcillosos resultan virtualmente idénticas para los diferentes tipos de permeámetros; en cambio,

cuando los suelos fueron permeados con compuestos orgánicos, la conductividad hidráulica varía significativamente según el tipo de permeámetro utilizado. En ambos estudios la menor conductividad hidráulica se obtuvo con el permeámetro de pared flexible, lo cual se debió probablemente a: primero, a la filtración a lo largo de la pared lateral del permeámetro de pared rígida y, segundo, y quizás el factor más importante, al esfuerzo proporcionado por el permeámetro de pared flexible, lo que evita la abertura de fisuras en el suelo.

Para investigar la influencia del esfuerzo efectivo, Foreman y Daniel permearon un espécimen de caolinita compactado con metanol en una celda de consolidación a esfuerzos efectivos bajos y un gradiente hidráulico de 15, después de más de dos volúmenes intersticiales de flujo, el esfuerzo efectivo fue incrementado en etapas. Los resultados obtenidos muestran el efecto del incremento del esfuerzo efectivo. Cuando el metanol fue introducido a la caolinita a bajos esfuerzos, la textura del suelo puede cambiar aparentemente produciendo macroporos y como consecuencia altos valores de la conductividad hidráulica, mientras que altos esfuerzos parecen prevenir el desarrollo de macroporos y las alteraciones destructivas en la textura del suelo.

Por lo tanto se puede concluir que todos los permeámetros tienen ventajas importantes y serias limitaciones, lo cual se debe tomar en cuenta cuando se selecciona el tipo de celda que se va a usar en una aplicación en particular y por lo tanto no se debe recomendar un tipo de celda debido a que la mejor celda para usar variará de proyecto a proyecto.

Los diversos tipos de permeámetros producen virtualmente la misma conductividad hidráulica para suelos permeados con agua, mientras que cuando se usan químicos orgánicos concentrados para permear arcillas compactadas, los permeámetros de pared rígida tienden a proporcionar conductividades hidráulicas mayores que las celdas de pared flexible y que la diferencia principal entre ambos permeámetros se encuentra en la diferencia de los esfuerzos aplicados.

## III.2.2 DETERMINACIÓN EN CAMPO

Existen un número apreciable de pruebas para medir la conductividad hidráulica en campo; sin embargo, muchas de estas pruebas no son adecuadas para evaluar la conductividad hidráulica de revestimientos de suelo compactado debido a que: (1) no determinan conductividades hidráulicas bajas; y (2) no sirven para evaluar áreas suficientemente grandes que den valores representativos del revestimiento total.

Algunos de los métodos son adecuados para obtener valores representativos sobre suelos de conductividad hidráulica baja, pero son complejos, consumen tiempo, o requieren una gran cantidad de tiempo.

### III.2.2.1 Tipos

A continuación se detallan algunas pruebas que se usan comúnmente para determinar la conductividad hidráulica en campo.

- ◆ Prueba BAT
- ◆ Infiltrómetros de anillo simple abierto (OSRI)
- ◆ Infiltrómetro de anillo simple sellado (SSRI)
- ◆ Permeámetro de entrada de aire (AEP)
- ◆ Infiltrómetro de anillo doble abierto (ODRI)
- ◆ Infiltrómetro de anillo doble sellado (SDRI)
- ◆ Pruebas de sondeo

Estos infiltrómetros y el permeámetro son utilizados para medir la proporción de infiltración o la conductividad hidráulica de los suelos. La proporción de infiltración esta determinada por el volumen de agua que atraviesa la interfase de aire-suelo en una unidad de área de suelo por unidad de tiempo y depende de las condiciones físicas del suelo y de las condiciones hidráulicas del agua, las cuales pueden cambiar con el tiempo, mientras; que la conductividad hidráulica del suelo se refiere a la capacidad intrínseca del suelo para transmitir fluido.

**Prueba BAT:** La prueba BAT (fig. III.7), fue desarrollada en Suecia por B.A. Tortsensson (1984). Inicialmente fue desarrollada para obtener muestras del agua subterránea en tubos herméticamente cerrados. Luego la prueba fue modificada y usada en Suecia para medir la conductividad hidráulica en suelos arcillosos blandos. A mediados de los 80, fue usado para medir la conductividad hidráulica de revestimientos de suelos y cubiertas.

Se inserta el montaje de un extremo dentro de la zona de prueba impulsando o empujando directamente en la zona de prueba o en un agujero. El extremo contiene un elemento poroso el cual esta en contacto directo con el suelo. Una línea de drenaje es conectada desde el elemento poroso hasta el centro del montaje extremo

El cambio de presión se mide por medio de un transductor conectado a la cámara superior. La ley de Boyle es usada para determinar la cantidad de agua que fluye en la zona de prueba y las ecuaciones tipo Hvorslev (1951) son usadas para calcular la conductividad hidráulica horizontal  $k_h$ .

Una ventaja de usar la prueba BAT, es la rapidez en las mediciones, el tiempo de las pruebas puede resultar en unos pocos minutos. Entre las desventajas, se encuentran: (1) el volumen de prueba es pequeño, en comparación con los volúmenes que se usan en laboratorio, (2) el tamaño de la zona de prueba es demasiado pequeño como para detectar macro-defectos y por ende demasiado pequeño para medir  $k$ , (3) la estimación de  $k$  puede resultar en una subestimación, debido a que la superficie de la zona de prueba es untada lo cual puede cerrar los macroporos. Contrariamente,  $k$  puede ser sobreestimada debido a la abertura de macroporos por arrastre de partículas de grano grueso a través de la superficie de prueba, y (4) el  $k$  medido se encuentra entre  $k_h$  y  $k_v$ .

Todas estas desventajas han limitado el uso de este aparato y son las razones para recomendar la prueba BAT para revestimientos y cubiertas.

**Infiltrómetro de anillo simple abierto:** Los infiltrómetros de anillo simple (OSRI), son los mas simples. El aparato consiste de un anillo el cual es enterrado dentro de la zona de prueba y luego llenado con agua. La prueba consiste en registrar la disminución en los niveles de agua versus tiempo conforme el agua infiltra la zona de prueba. Lo bueno de este método es que se pueden probar grandes volúmenes de suelo.

El método de OSRI se usa primariamente en aplicaciones de agricultura, donde la proporción de filtración es alta y donde la prueba es realizada para asegurar que el suelo tenga una conductividad hidráulica alta para obtener un drenaje adecuado.

La conductividad hidráulica,  $k_v$  es determinada a partir de la infiltración  $I$ , a partir de la siguiente ecuación:

$$I = Q/(At) \quad \text{III.3}$$

donde,  $I$  es la infiltración (cm/s),  $Q$  es el flujo (cm<sup>3</sup>),  $A$  es el área de flujo (cm<sup>2</sup>) y  $t$  es el intervalo de tiempo (s) en el cual el flujo es determinado.

La ecuación que permite determinar  $k_v$ , es:

$$k_v = Q / (iAt) = I / i \quad \text{III.4}$$

donde,  $i$  es el gradiente ( $\Delta h/\Delta z$ ),  $\Delta h$  es la pérdida de carga, y  $\Delta z$  es la longitud en la cual  $\Delta h$  es calculado.

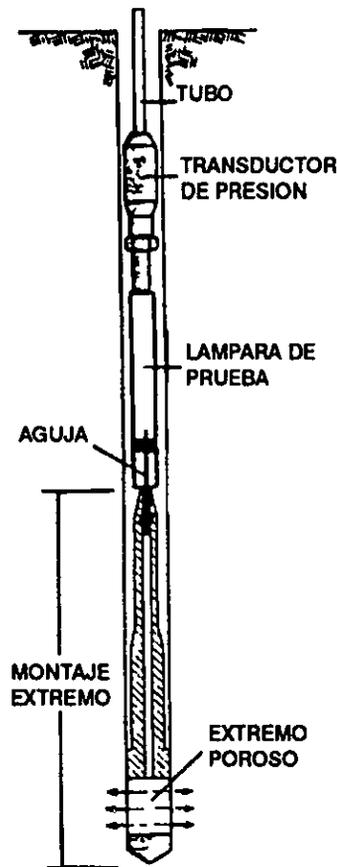


Fig. III.7 Prueba BAT

Aunque la ecuación es simple, su determinación a partir de los datos del OSRI es complicado por las siguientes razones: (1) dificultad en medir con precisión la infiltración en suelos con baja conductividad hidráulica,

(2) si el flujo es tridimensional,  $k_v$  no puede ser determinado si es que no se conoce  $k_h$ .

Estas dos dificultades, exactitud y no ser capaz de explicar el flujo lateral, hacen que la prueba OSRI no sea adecuada para evaluar  $K_v$  de revestimientos y cubiertas.

*Infiltrómetro de anillo simple sellado:* Los infiltrómetros de anillo simple sellado (SSRI), han sido usados para lograr una mayor precisión en la medida de la proporción de infiltración. También pueden ser usados para medir la conductividad hidráulica de revestimientos de suelo, si se conoce la carga  $H$  y la profundidad de infiltración  $L_r$ .

El aparato consiste de un anillo, una placa en la parte superior y un cilindro graduado que se extiende desde la placa superior. El anillo es enterrado en el área de prueba con una lechada de bentonita, y luego llenada con agua.

Las medidas de flujo se hacen anotando la disminución en el nivel de agua en el tubo versus tiempo. La prueba ocurre hasta que el frente mojado alcance el fondo del anillo, tiempo en el cual el flujo comienza a ser tri-dimensional.

La precisión que se obtiene con este aparato es muy baja, debido a que: (1) los tubos para estos aparatos son usualmente de 60 a 90 cm de altura y existe dificultad para sellar el anillo en suelos con poco flujo con esta cantidad de carga y en donde las filtraciones son un problema común, (2) la carga del anillo causa una elevación en la presión lo cual puede ocasionar que reviente el anillo fuera de la superficie. Para evitar una elevación, normalmente se coloca un contrapeso en el anillo, si el contrapeso hace que el anillo se asiente en el área de prueba, el agua

será forzada a que regrese hacia el tubo piezométrico, resultando de esta forma una proporción de flujo aparentemente bajo. Incluso pequeñas cantidades de asentamiento pueden resultar en un flujo significativo hacia el tubo. Por ejemplo, un asentamiento de 0.003 mm de un anillo de 60 cm de diámetro resultan en mas de 7 ml de flujo aparentemente negativo.

Otras desventajas incluyen zonas de prueba de poco espesor (profundidades de 10 a 15 cm son comunes). También es un problema la determinación de la posición del frente mojado. Usualmente se estima durante la prueba usando cálculos de peso-volumen. Sin embargo, estos cálculos no explican la expansión y son muy sensibles a pequeñas inexactitudes en la densidad, peso específico y grado de saturación. Es importante determinar la posición precisa del frente mojado para determinar la finalización de la prueba y usar el gradiente correcto.

*Permeámetro de aire de entrada:* El permeámetro de entrada de aire (AEP), fue desarrollado por Bouwer (1966), este aparato proporciona una rápida determinación de la conductividad hidráulica vertical en campo de un suelo inicialmente sin saturar. El método usa la ley fundamental de Darcy para determinar la conductividad hidráulica del suelo arriba del nivel freático. El principio de este método involucra la introducción de agua dentro de un anillo de prueba sellado y la determinación de la proporción de infiltración a partir de cambios de volumen de agua con el tiempo.

El AEP es similar al SSRI; sin embargo, el AEP es equipado con un manómetro de mercurio para medir la influencia de la succión del suelo sobre la infiltración.

El AEP se realiza en dos etapas. La instalación y la primera etapa en la operación del AEP es similar al SSRI. En esta etapa la conductividad hidráulica del suelo es determinada usando el AEP como un infiltrómetro. La profundidad hacia el frente mojado se puede determinar por examen visual o por medio de tensiómetros.

La segunda etapa de una prueba AEP se inicia después de que la proporción de flujo durante la infiltración comienza a ser constante. En este punto se cierra la válvula para suspender el flujo de agua hacia el permeámetro, lo cual produce una baja de presión en el permeámetro conforme el agua en la zona húmeda reacciona hasta presiones de succión en el suelo subyacente no saturado. Los permeámetros de entrada de aire pueden medir rápidamente valores de conductividad hidráulica en campo de por lo menos de  $1 \times 10^{-7}$  cm/s.

Una desventaja de este método, es que sólo se puede ensayar áreas pequeñas de suelo (0.3 m<sup>2</sup>) y, por lo tanto, no puede reflejar el efecto de los macroporos del suelo sobre la conductividad hidráulica. Los permeámetros de entrada de aire sin embargo, son fáciles de transportar y de usar. Además, el método no requiere un trabajo intenso.

*Infiltrómetro de anillo doble abierto:* El infiltrómetro de anillo doble tiene un anillo interior y un anillo exterior ubicados concéntricamente. Ambos anillos son llenados con agua y, en teoría, la infiltración de agua desde el anillo exterior restringe la propagación lateral del agua infiltrada desde el anillo interior.

Si la prueba es llevada hasta que el frente mojado alcance la parte inferior del revestimiento, entonces el gradiente hidráulico es igual al total de carga dividido entre el espesor del revestimiento. Esto puede ser determinado con tensiómetros. El gradiente hidráulico es calculado a partir de la siguiente ecuación:

$$i = (H + L) / L_1$$

III.5

donde H es la altura de agua arriba de la superficie y  $L_1$  es la profundidad del frente mojado.

El anillo doble facilita la determinación de k sin piezómetros o la identificación del frente mojado. La penetración es determinada por observación física del agua que sale de la base del revestimiento, o desde cálculos que determinan la porosidad del suelo y volumen de agua requerido para penetrar el revestimiento. La penetración completa de agua a través del revestimiento elimina las fuentes de error asociadas con succión del suelo y la conductividad hidráulica no saturada en pruebas SSRI

Niveles iguales de agua pueden ser mantenidos en ambos anillos para eliminar errores causados por el flujo de agua desde un anillo hacia el otro. El método de prueba es descrito en la Norma ASTM D3385, la cual describe el uso de este aparato para medir la infiltración. Es importante anotar que la Norma ASTM D3385 fue escrita con la intención de medir grandes proporciones de flujo, especialmente aquellos asociados con estudios de irrigación. Por lo tanto, este procedimiento no es conveniente para revestimientos y cubiertas.

*Infiltrómetro de anillo doble sellado:* el infiltrómetro de anillo doble (SDRI), fue desarrollado para suelos con proporciones de filtración menores que  $1 \times 10^{-6}$  cm/s. La Norma ASTM D5093, fue recientemente adoptada para este aparato.

El diseño del SDRI ofrece mas ventajas que los sistemas de anillo abierto. Los efectos de evaporación son eliminados debido a que el anillo interior es sellado. La carga para cualquier elevación del anillo interior o exterior es la misma por lo que no hay gradiente para hacer que el agua fluya desde un anillo hasta el otro. También, debido a que la presión en los anillos interno y externo siempre es igual, la diferencia de presión a través de la pared del anillo interno es constante; por esto, el anillo interno no se expandirá o contraerá aunque el nivel del anillo externo cambie.

Tensiómetros son usados para localizar el frente mojado durante la prueba. Los tensiómetros consisten de tubos plásticos sellados con un extremo poroso en un extremo y una bomba de vacío en el otro extremo. El tensiómetro es saturado con agua e insertado dentro de la zona de prueba

La expansión del suelo puede tener un efecto significativo en la medida de la infiltración y por lo tanto es monitoreado durante la prueba.

Las medidas de infiltración también de ven afectadas por los cambios de temperatura en el agua, los cuales también pueden ocasionar expansiones y contracciones tanto en el anillo interior como en el exterior. Para controlar los cambios de temperatura se usa un termómetro.

La expansión del suelo puede tener un efecto significativo en la medida de la infiltración y por lo tanto se debe monitorear durante la prueba notando los cambios en la elevación del anillo interior. El anillo interno es usado como referencia debido a la dificultad en obtener una referencia estable sobre la superficie de suelo.

*Métodos de sondeo:* Los permeámetros de sondeo son esencialmente permeámetros de carga constante o de carga descendente. Los métodos involucran medición de la proporción de infiltración constante de agua dentro del suelo sin saturar desde un sondeo cilíndrico.

Dos métodos de sondeo que se han usado para determinar la conductividad hidráulica de los revestimientos de suelo son:

El permeámetro Guelph usa un sifón Mariotte para mantener una carga constante de agua dentro del sondeo, mientras que, el permeámetro Boutwell involucra la evaluación del flujo dentro de un sondeo forrado.

Los permeámetros Guelph no han sido usados ampliamente para determinar la conductividad hidráulica de revestimientos de suelo compactado, pero tienen el potencial para medir conductividades hidráulicas bajas (Sai & Anderson, 1990). Sin embargo, se han usado para evaluar la conductividad hidráulica de áreas pequeñas de suelo ( $3 \times 10^{-4}$  hasta  $2 \times 10^{-3}$  m<sup>2</sup>). Por esta razón, es poco probable que el método de valores que sean representativos de la conductividad hidráulica total de campo. Los permeámetros Boutwell pueden medir conductividades hidráulicas de  $1 \times 10^{-7}$  cm/s o menos.

*Prueba de sondeo en dos etapas:* Como su nombre lo indica la prueba de sondeo en dos etapas (TSB) es realizada en dos etapas. El TSB combina procedimientos de técnicas de dos pruebas bien establecidas de sondeo: Bureau of Reclamation E-18 y E-19 (USBR, 1984).

La prueba durante la primera etapa es realizada con un flujo rápido en un tubo de revestimiento con un agujero en el fondo. El flujo durante esta etapa es gobernada por kv. La infiltración en la segunda etapa es medida con una perforación alargada El flujo durante esta etapa

es gobernada por  $kh$ . De esta manera las dos etapas proporcionan dos ecuaciones por medio de las cuales se pueden determinar  $kv$  y  $kh$ .

### III.2.3 INFLUENCIA DE LA COMPACTACIÓN

La permeabilidad de los suelos finos varía considerablemente con el contenido de agua y el método de compactación. Mitchell y cols. (1965) muestran en la fig. III.8 como la permeabilidad disminuye drásticamente si la compactación se realiza con un contenido de agua superior al óptimo. Lo anterior debe atribuirse a que, cuando un suelo se compacta en el lado húmedo los grumos son fáciles de remoldear, lo cual colapsa los grandes poros responsables de la alta conductividad hidráulica de un suelo arcilloso saturado. Además, muestra la reducción adicional de permeabilidad debida a la compactación por amasado, la cual puede atribuirse a las grandes deformaciones angulares inducidas por esta técnica y que tienden a destruir los grumos (Auvinet & Esquivel, 1966).

Esto puede entenderse si se admite que los poros de un suelo saturado pueden idealizarse como tubos de sección transversal constante paralelos a la dirección del flujo. El gasto a través de un poro dado será, de acuerdo con la ley de Poiseuille:

$$q = [\gamma / 8\mu] \pi i R^4 \quad \text{III.6}$$

donde  $\mu$  es la viscosidad del fluido,  $R$  es el radio del tubo,  $\gamma$  es el peso volumétrico del permeante,  $i$  es el gradiente hidráulico. Mediante la relación anterior se observa que el gasto depende del radio del poro a la cuarta potencia. Cualquier proceso que destruye los poros más grandes reduce por tanto considerablemente la permeabilidad.

Ensayos realizados por Auvinet & Espinoza, 1979 muestran como la conductividad hidráulica de un suelo arcilloso disminuye su permeabilidad cuando es compactado por amasado en el lado húmedo (aproximadamente 5% mayor al óptimo). Asimismo ambos autores observaron que para obtener una reducción sustancial de la permeabilidad, el suelo debe ser completamente mezclado cuando el agua es agregado y curado durante suficiente tiempo antes de la compactación.

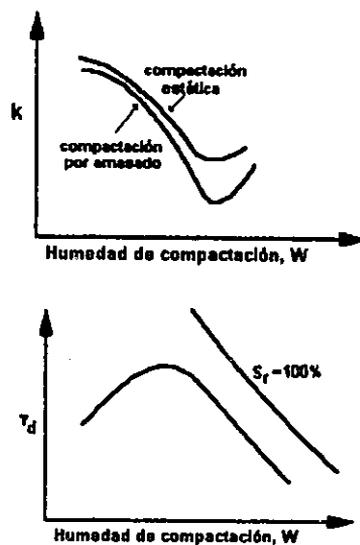


Fig. III.8 influencia del método de compactación sobre la conductividad hidráulica

### III.2.4 INFLUENCIA DE LA SATURACIÓN

Resultados obtenidos por Mitchell y cols. (1965) muestran como la conductividad hidráulica aumenta al aumentar el grado de saturación. Estos autores encontraron a partir de estimaciones teóricas (asumiendo que suelo no saturado esta formado por una serie de tubos capilares y aplicando la ley de Poiseuille), que la permeabilidad es una función cúbica del grado de saturación, pero, a pesar de que esta estimación esta sujeta a una serie de limitaciones debido a que se hizo a partir de un modelo capilar para describir el flujo a través de suelos arcillosos concuerda bien con datos obtenidos a partir de la suposición de que la permeabilidad varía linealmente con el grado de saturación.

Debido a que los suelos no saturados corresponden a las características de aridez y semi aridez que se presenta en mas de un tercio de la superficie de la tierra y que los suelos usados en las cubiertas finales son generalmente son no saturados, se hace necesario estudiar el comportamiento de estos suelos.

Las condiciones de saturación pueden establecerse en función del contenido de humedad volumétrico, que se define como:

$$\theta = \frac{V_w}{V_t} \quad \text{III.7}$$

donde el volumen total es  $V_t = V_a + V_w + V_s$ , con  $V_a$ ,  $V_w$ , y  $V_s$ , son respectivamente, el volumen del aire, del agua y de los sólidos del suelo. El contenido de humedad volumétrico se relaciona con el grado de saturación de la siguiente manera

$$\theta = nS_r \quad \text{III.8}$$

donde  $n$  es la porosidad y  $S_r$  es el grado de saturación del suelo. En un suelo totalmente saturado  $\theta = n$  ya que  $S_r = 1$ .

Se define al nivel freático como la superficie en la cual la presión  $p$  en el agua contenida en el suelo, es igual a la presión atmosférica. Si  $p$  se mide en términos de presión manométrica, entonces en el nivel freático  $p = 0$ . Esto implica que  $y = 0$ , y ya que  $h = y + z$ , la carga hidráulica de este nivel será igual a su elevación  $z$ , con respecto a un nivel de referencia. El nivel freático puede ubicarse físicamente por medio de una perforación, el espejo o superficie de agua que se forma con el tiempo en ésta, define el nivel freático. Esta superficie distintiva no existe en el suelo adyacente a la perforación ya que arriba de este nivel, el suelo puede estar totalmente saturado por capilaridad. En condiciones estáticas, el nivel freático exhibe una superficie horizontal, en caso de presentarse flujo no es así.

La zona saturada se encuentra por debajo del nivel freático. En esta zona, los poros del suelo están llenos de agua, y el contenido de humedad se considera igual a la porosidad ( $\theta = n$ ). La presión del fluido  $p$  es mayor que la atmosférica, de manera que la carga de presión (medida en términos de presión manométrica) es mayor que cero ( $y > 0$ ). La carga hidráulica  $h$  se mide con un piezómetro. Las condiciones de saturación del subsuelo se muestran en forma esquemática en la fig. III.9.

La zona no saturada se encuentra encima del nivel freático y de la franja capilar. En esta zona, los poros del suelo se encuentran parcialmente saturados de agua, el contenido de humedad es menor que la porosidad ( $\theta < n$ ). El agua se encuentra retenida en los poros del suelo debido a fuerzas de tensión superficial, que se manifiestan en la formación de meniscos cóncavos extendiéndose de grano a grano a través de los poros. El radio de curvatura de los meniscos refleja la tensión superficial de las interfaces aire-agua. Con referencia a este fenómeno físico de retención de agua, se ha llamado carga de tensión o de succión, a la carga de presión cuando  $y < 0$ , la carga hidráulica  $h$ , es siempre igual a la suma  $h = y + z$ , y puede tomar valores positivos o negativos. Sin embargo, sobre el nivel freático, donde  $y < 0$ , los piezómetros no son adecuados para la medición de

*h*. En su lugar, *h* debe obtenerse indirectamente de la medición de *ψ* y determinada con tensiómetros. A grandes rasgos, un tensiómetro consiste en una copa porosa unida a un tubo lleno de agua, y está herméticamente cerrado. La copa porosa se inserta en el suelo a la profundidad deseada, donde éste hace contacto con el agua del suelo y alcanza el equilibrio hidráulico. El proceso de calibración implica el paso de agua a través de la copa desde el tubo hacia el suelo. El vacío creado en la parte superior del tubo hermético es una medida de la carga de presión del suelo.

La diferencia más importante entre el flujo en un suelo saturado y en un suelo no saturado es la conductividad hidráulica. Cuando el suelo está saturado, todos los poros se encuentran llenos y dejan pasar el agua de manera que la conductividad es máxima. Cuando el suelo no está saturado, algunos de los poros contienen aire y disminuye la conductividad.

Por esta razón la transición de la saturación a la no saturación, generalmente vincula a la conductividad hidráulica, la cual puede disminuir en mucho su magnitud (hasta 1/100,000 de su valor en la saturación) cuando la succión incrementa de cero a un bar. Y todavía para succiones más altas, el valor de la conductividad llega a bajar tanto que se necesitarían varios años para apreciar que el flujo ocurre.

Con el objeto de estimar la conductividad hidráulica de suelos no saturados Meerdink y cols. (1996), realizaron pruebas de laboratorio, las cuales fueron conducidas en permeámetros de acrílico instrumentados de tal forma que los perfiles de succión y de contenido de agua se pudieran monitorear simultáneamente durante la sorción y desorción. La conductividad hidráulica fue determinada a partir del método de perfil instantáneo. Este método fue descrito por Richards y Weeks por vez primera, y permite medir la curva de sorción (humedecimiento) y desorción (secado) en una prueba única:

$$K_{\psi} = \frac{\Delta V_w}{A \Delta t} \left( \frac{1}{dh/dz} \right)_{z = Z_i} \quad \text{III.9}$$

donde  $K_{\psi}$  es la conductividad hidráulica no saturada del suelo,  $\Delta V_w$ , es el flujo que pasa por el punto  $Z_i$  en una columna de suelo de longitud  $L$  y sección transversal  $A$  durante un incremento de tiempo  $\Delta t$ , la variable  $z$  es la coordenada vertical y  $dh/dz$  es el gradiente de la carga hidráulica. Se asume que el flujo es unidimensional y que ocurre en la dirección vertical.

Los siguientes pasos fueron usados para calcular  $K_{\psi}$ :

1. Gráficas de succión  $\psi$  vs posición ( $z$ ) a lo largo de la muestra de suelo y contenidos volumétrico de agua ( $\theta$ ) vs posición ( $z$ ) fueron realizadas para varios tiempos durante la prueba (fig. III.10).
2. Gradientes hidráulicos en el punto  $Z_i$  en el tiempo  $t$  y  $t'$  (fig. III.10(a)) fueron determinados desde los perfiles de  $\psi$  vs  $z$ . Esto es,

$$-\left(\frac{dh}{dz}\right)_{i,j} = 1 + \left(\frac{d\psi}{dz}\right)_{i,j} \quad \text{III.10}$$

donde  $t_j = t$  o  $t'$  ( $t > t'$ ).

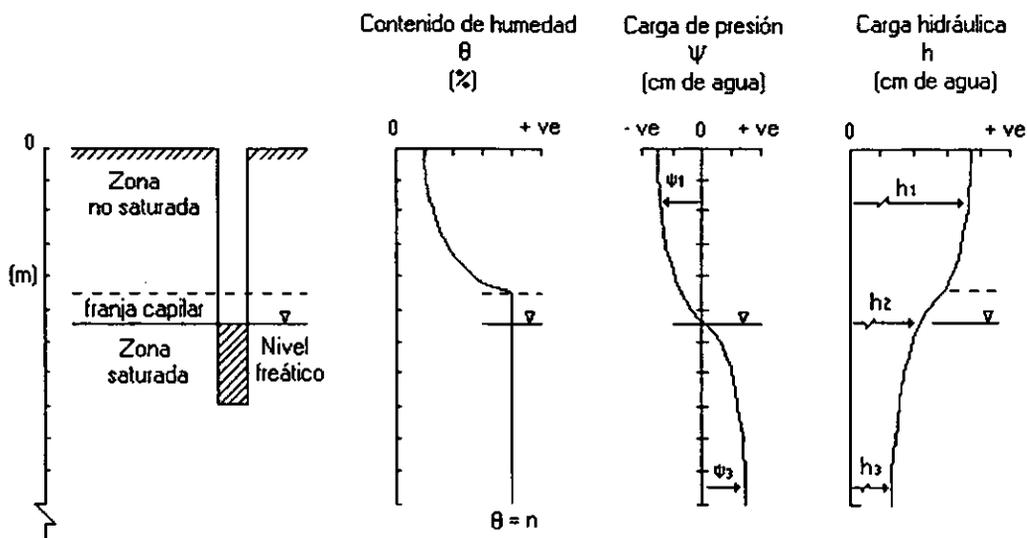


Fig.III.9 Condiciones de saturación en el subsuelo

3. El volumen de agua que pasa por el punto  $Z_i$  en el período de tiempo entre  $t$  y  $t'$ , fue calculado integrando la diferencia de los perfiles de contenido de agua (fig III.10(b)).

$$\Delta V_{w,i} = A \int_{Z_i}^L |\theta' - \theta| dz \quad \text{III.11}$$

donde  $\theta'$  es el contenido de agua en el tiempo  $t'$  y  $\theta$  es el contenido de agua en el tiempo  $t$ .

4. La conductividad hidráulica es calculada para cada profundidad  $Z_i$  y para cada incremento de tiempo  $\Delta t = t' - t$ , sustituyendo los resultados obtenidos de (III.10) y (III.11) en (III.9).

Meerdink y cols. encontraron una similitud entre las conductividades hidráulicas no saturadas obtenidas en campo y en laboratorio. Esta similitud puede deberse a que en ambas pruebas los suelos fueron compactados en contenidos de humedad mayores al óptimo. La compactación bajo esta condición generalmente resulta en un suelo desprovisto de macroporos que se sabe que gobiernan la conductividad hidráulica de suelos saturados. Sin embargo, según Meerdink y cols. se hubieran medido conductividades hidráulicas no saturadas similares en el laboratorio y en el campo incluso si existieran grandes macroporos, ya que estos solamente tienen poco efecto sobre el flujo cuando el suelo es no saturado.

Debido a que la medición de la conductividad hidráulica no saturada es una función tediosa y consume tiempo es frecuente estimarla usando modelos semi-empíricos, muchos de los cuales fueron desarrollados para usarlos con arenas, limos y suelos para agricultura, además los modelos cor tienen parámetros que deben obtenerse a partir de ajustes con las curvas experimentales y en este sentido, su utilización en la práctica parece aún distante por el momento.

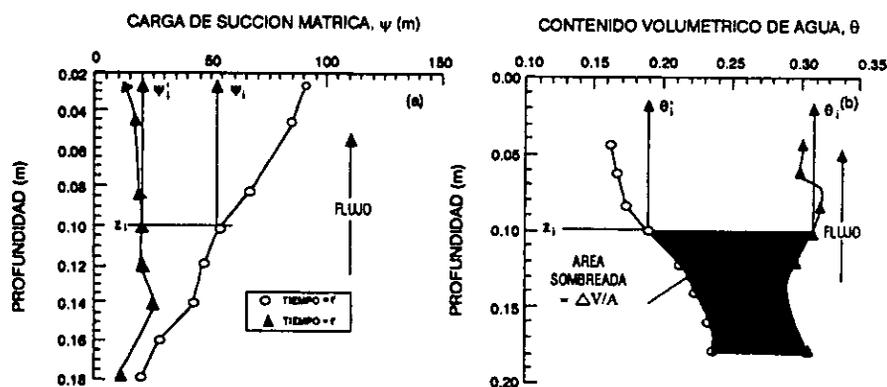


Fig. III.10 (a) Carga de succión mátrica versus profundidad; (b) Contenido de agua volumétrico Vs profundidad

### III.2.5 INFLUENCIA DEL GRADIENTE HIDRÁULICO

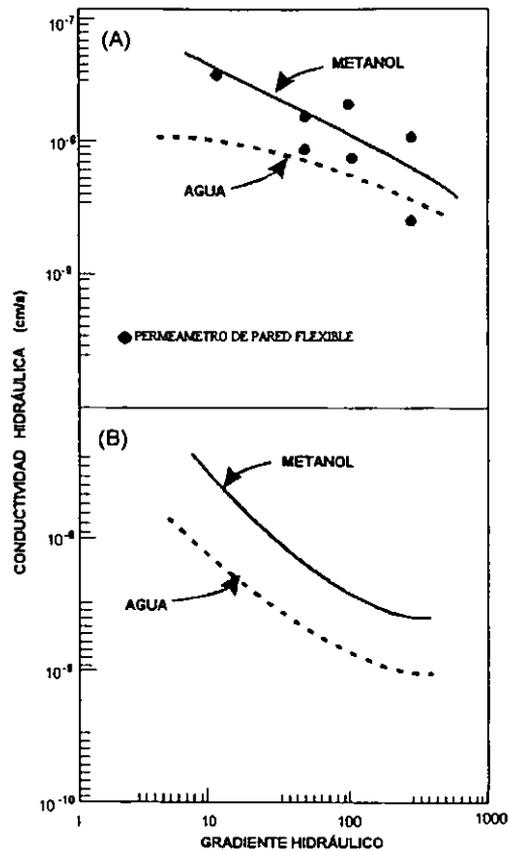
Lo ideal al tratar de determinar la conductividad hidráulica de un suelo en laboratorio sería duplicar las condiciones de campo en laboratorio; sin embargo, esto no es posible especialmente debido al gradiente hidráulico. Si se duplicará los gradientes hidráulicos bastantes bajos de campo, el tiempo de prueba podría llegar a ser muy grande. En muchos casos, las pruebas sobre un rango de gradientes es deseable para asegurar la estabilidad del suelo debido a cambios en la estructura causadas por fuerzas de filtraciones que se producen como resultado de gradientes altos.

Foreman & Daniel (1986) muestran como disminuye la conductividad hidráulica conforme aumenta el gradiente hidráulico en muestras de arcillas de Lufkin y de Hoytville, ricas en ilita y esneclita, respectivamente cuando se las permea con agua (fig. III.11), este decremento en la conductividad hidráulica se debió probablemente a la compresión de los macroporos, aunque también la migración de partículas de arcilla a gradientes altos parece haber contribuido significativamente a disminuir la conductividad hidráulica.

Similarmente, los gradientes que son desarrollados en laboratorio en pruebas de consolidación sobre muestras delgadas son muchas veces mayores que los aplicados sobre capas gruesas del mismo suelo pero en campo. La variación del gradiente hidráulico "i" con el factor tiempo T durante una prueba de consolidación unidimensional de acuerdo con la teoría de Terzaghi se relaciona con la presión de poro. La solución de la ecuación de Terzaghi nos da la presión de poro en exceso "u" como una función de la posición (z/H) y del factor tiempo

$$i = (u_o / \gamma_w H) p ; p = \text{parámetro}$$

Para pequeños valores de  $u_o / \gamma_w H$  como puede ser el caso en el campo, se originan gradientes bajos a través de la mayor parte del espesor de la capa durante todo el proceso de consolidación. Por otro lado, para una muestra de espesor delgado y el mismo incremento de esfuerzos, resulta mayor el valor de  $u_o / \gamma_w H$  así como el gradiente hidráulico.



**Fig. III.11 Conductividad hidráulica versus gradiente hidráulico para: (a) Arcilla Hoytville. (b) Arcilla Lufkin permeadas con agua y metanol**

Según la Norma ASTM D5084 los gradientes hidráulicos usados para medir la conductividad hidráulica en laboratorio deben ser en lo posible similares a los esperados que ocurran en el campo. En general gradientes hidráulicos desde valores menores a 1 hasta 5 cubren la mayoría de las condiciones de campo. Sin embargo, es necesario recalcar que para suelos con conductividades hidráulicas extremadamente bajas, es necesario utilizar gradientes altos, que llegan a ser tan importantes como 200, esto con el fin de obtener flujos medibles. Sin embargo, gradientes altos deben ser evitados debido a que pueden ocasionar consolidación del material o puede haber migración de las partículas finas. Estos efectos pueden aumentar o disminuir la conductividad hidráulica. Si el gradiente a usar no es especificado, la Norma ASTM D5084 recomienda los siguientes valores (Tabla III.1):

Tabla III.1 Norma ASTM D5084

Conductividad hidráulica (cm/s)	Gradiente hidráulico máximo recomendable
$1 \times 10^{-3}$ a $1 \times 10^{-4}$	2
$1 \times 10^{-4}$ a $1 \times 10^{-5}$	5
$1 \times 10^{-5}$ a $1 \times 10^{-6}$	10
$1 \times 10^{-6}$ a $1 \times 10^{-7}$	20
$< 1 \times 10^{-7}$	30

### III.2.6 INFLUENCIA DE LOS GRUMOS

Pueden existir grandes diferencias entre los valores de conductividad hidráulica medidos en laboratorio y los determinados en el campo. En muchos casos se considera que en el laboratorio se subestiman los valores de la conductividad hidráulica con respecto a aquéllos obtenidos *in situ*. Daniel (1984) y Day & Daniel (1985), encontraron diferencias hasta de tres órdenes de magnitud (10 a 1,000 veces) entre los valores obtenidos en el campo con respecto a los obtenidos en el laboratorio, siendo sistemáticamente menores estos últimos. Gran parte de las diferencias en los valores de *k* se debieron a la influencia del tamaño de los grumos sobre la conductividad hidráulica de suelos compactados

En el campo se han encontrado a veces grumos hasta de 30 cm, mientras que en el laboratorio los grumos de arcilla se disgregan para quedar en tamaños mucho más pequeños.

Para investigar el efecto del tamaño de los grumos sobre la conductividad hidráulica, Daniel (1984) realizó pruebas en un suelo arcilloso, compactado por amasado, conteniendo grumos de diferentes tamaños: 6.5, 3.2 y 1.6 mm, y encontró que la conductividad hidráulica estaba efectivamente en función del tamaño de los grumos de arcilla. Sus resultados se reportan en la tabla III.2. Daniel señala: "Aunque los datos son muy pocos como para ser concluyentes, sugieren que la conductividad hidráulica puede ser una función del tamaño de los grumos arcillosos....Podríamos esperar que hubiera más oportunidad de que se desarrollen zonas permeables con grumos mas grandes de arcilla que con grumos más pequeños."

Benson & Daniel (1990) encontraron que muestras de suelos con grumos con tamaño inicialmente pequeño, compactados con un esfuerzo equivalente al Proctor estándar, presentaron en la rama seca de la curva de compactación una conductividad hidráulica menor, con respecto a la de aquellas muestras que contenían grumos más grandes. Para contenidos de agua iguales o mayores que el contenido de humedad óptimo, la conductividad hidráulica no dependió del tamaño de los grumos (fig. III.12)

Tabla III.2 Efecto de los grumos en la permeabilidad de una arcilla compactada

Diámetro promedio de grumos (mm)	Conductividad hidráulica (m/s)
6.5	$3 \times 10^{-9}$
3.2	$2 \times 10^{-10}$
1.6	$9 \times 10^{-11}$

Para poner de manifiesto que la conductividad hidráulica de suelos con grumos pequeños es menor que la obtenida para suelos con grumos más grandes, Houston & Randeni (1992) ensayaron especímenes conteniendo diferentes tamaños de grumos y encontraron que la relación entre la conductividad hidráulica y el tamaño máximo de grumos fue esencialmente lineal en un trazo semilogarítmico. Como el tamaño de los grumos en el campo es con frecuencia tan grande que alcanza hasta 20 cm, Houston y Randeni extrapolaron estos datos a un tamaño máximo de 20 cm y observaron que una disminución en el tamaño del grumo conlleva una reducción significativa de la conductividad hidráulica. Ambos autores atribuyeron las diferencias observadas entre los valores de la conductividad hidráulica obtenida en el laboratorio y en el campo, a la presencia de grumos de tamaños más grandes en los revestimientos de arcilla compactada en el campo que los tamaños de grumos en las muestras ensayadas en el laboratorio.

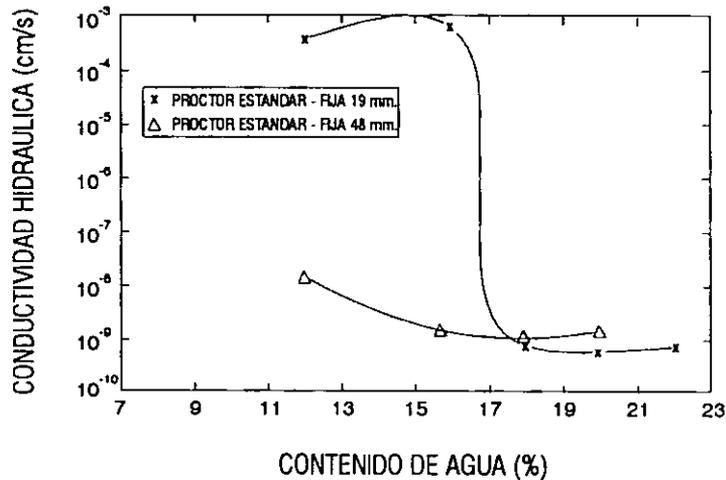


Fig. III.12 Influencia de los grumos en la conductividad hidráulica

### III.2.7 INFLUENCIA DE LOS FINOS

De manera general, la conductividad hidráulica de un suelo disminuye conforme:

- El porcentaje de partículas de grano fino se incrementa.
- La actividad del mineral arcilloso aumenta.

Los trabajos realizados por Seed y cols. (1984), Daniel (1987), Kenney y cols. (1992), entre otros, muestran el efecto de la presencia de partículas finas en la conductividad hidráulica de un suelo. Daniel, encontró una disminución de hasta 4 ordenes de magnitud en la conductividad hidráulica de mezclas de arena con bentonita cuando el porcentaje de bentonita fue incrementada desde 0% a 8%. Sin embargo, para contenidos altos de bentonita ocurre poca reducción adicional en la conductividad hidráulica. La disminución en la conductividad hidráulica para contenidos de bentonita que varían entre 8 y 12% se debe probablemente a que las partículas del tamaño de arcilla tienden a llenar los vacíos entre las partículas de arena.

Por otra parte, los trabajos realizados por Shakoore & Cook (1990) y Shelley & Daniel (1993), muestran que, para contenidos de grava de hasta 50% (fig.III.13), se puede alcanzar una conductividad hidráulica baja ( $1 \times 10^{-9}$  m/s), siempre y cuando se evite la segregación de la fracción gruesa del suelo.

No obstante, algunos autores advierten que demasiada grava puede ser indeseable para construir una barrera. Daniel recomienda que los materiales de revestimientos de suelo sean restringidos a suelos que contengan menos de 20% de grava

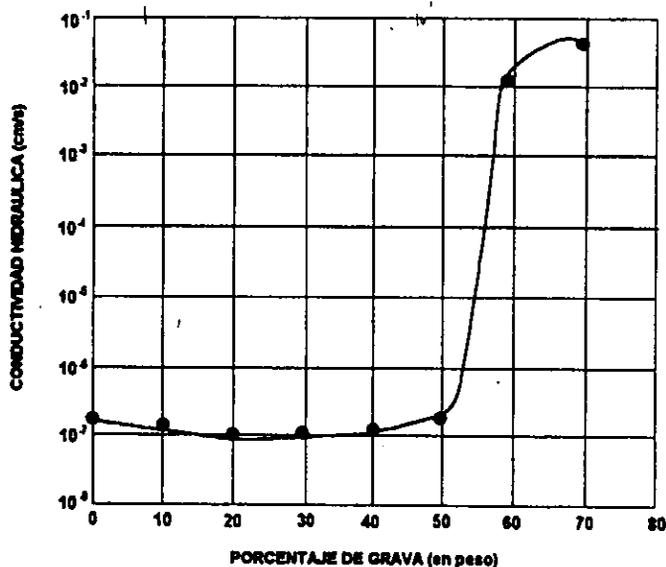


Fig. III.13 Efecto del contenido de grava en la conductividad hidráulica de un suelo arcilloso compactado (Shakoor y Cook, 1990)

La actividad de un suelo arcilloso se define como

$$A = \frac{IP(\%)}{\% < 2\mu m} \quad \text{III.12}$$

donde IP es el índice de plasticidad (LL-LP), y el denominador representa el porcentaje de partículas cuyo tamaño es menor que dos micrones (arcillas). Típicamente, los valores altos del límite líquido o del índice de plasticidad, se asocian con suelos que contienen una gran cantidad de arcillas o donde las partículas de arcillas tienen una alta actividad superficial (Mitchell 1976).

Ensayos realizados por Acar & D'Hollosy (1985) en especímenes de suelo compactados con diferentes actividades muestran como la conductividad hidráulica disminuye conforme aumenta la actividad del suelo como se reporta en la tabla III.3.

Mesri & Olson (1971) mostraron la sensibilidad de la conductividad hidráulica con respecto a la plasticidad, presentando la conductividad hidráulica de tres suelos arcillosos permeados con agua (tabla III.4). Los resultados muestran que la conductividad hidráulica disminuye conforme aumenta el índice de plasticidad de la muestra de suelo.

**Tabla III.3 Influencia de la actividad sobre la conductividad hidráulica**

Actividad $A=IP/\%<2\mu\text{m}$	Pared flexible		Consolidómetro	
	$K_w$ $\times 10^{-13} \text{ cm}^2$	$K_a$	$K_w$ $\times 10^{-13} \text{ cm}^2$	$K_a$
0.36	50	341	40	200
	35	341	33	140
	26	190	37	236
0.60	15	58	41	127
	16	98	38	150
1.00	8	22	28	77
	20	61	33	80
	19	44	--	--
1.39	20	37	21	65
	28	98	25	60
	30	10	--	--

$K = k (\gamma/\mu) =$  Conductividad hidráulica absoluta ( $\text{cm}^2$ ) según Acar y D'Hollosy (1985).  
 $(\gamma/\mu)_w = 1.0 \times 10^5 / \text{cm-s}$  (agua),  $(\gamma/\mu)_a = 4.1 \times 10^3 / \text{cm-s}$  (acetona)

**Tabla III.4 Conductividad hidráulica versus índice de plasticidad**

Suelo	Caolinita	Ilita	Montmorilonita
Conductividad $k$ (m/s)	$1.5 \times 10^{-8}$	$2.0 \times 10^{-11}$	$1.0 \times 10^{-14}$
Índice de plasticidad (%)	20	60	500

Valores obtenidos con un consolidómetro por Mesri y Olson (1971)

### III.2.8 INFLUENCIA DEL PERMEANTE

Una consideración de gran importancia cuando se evalúan los efectos de los contaminantes transportados en fluidos sobre la conductividad hidráulica de las arcillas, consiste en determinar si la composición del permeante no tiene influencia significativa sobre la conductividad hidráulica del suelo. En la práctica existen cambios en la conductividad hidráulica cuando algunos suelos son permeados con ciertos permeantes químicos, debido a la interacción fisicoquímica entre los solutos y el suelo. El efecto más importante de los químicos sobre la conductividad hidráulica en un suelo arcilloso es la influencia del permeante sobre la microestructura del suelo.

El espesor de la doble capa difusa es afectado por la química del permeante entre las partículas de arcilla, y el cambio en el espesor de la doble capa difusa afecta la estructura de la arcilla. Por ejemplo, una disminución en el espesor de la doble capa difusa resulta en una floculación de la microestructura y se traduce en un aumento en la conductividad hidráulica de la arcilla, y viceversa. En algunos casos, una disminución en el espesor de la doble capa difusa también puede causar contracción en la arcilla, formándose de esta manera fisuras, trayendo un correspondiente aumento en la conductividad hidráulica de la arcilla. La doble capa difusa está caracterizada por la ecuación de la teoría de Gouy- Chapman, la cual se expresa como

La doble capa difusa está caracterizada por la ecuación de la teoría de Gouy- Chapman, la cual se expresa como

$$T = \sqrt{\frac{\Omega}{\epsilon_0 v^2}} \quad \text{III.13}$$

donde el espesor T de la doble capa difusa que rodea a la partícula de arcilla dependerá de la constante dieléctrica del fluido  $\Omega$ , de la concentración del electrólito o salinidad del fluido  $\epsilon_0$ , y de la valencia del catión v.

Los contaminantes líquidos se pueden categorizar como: (1) líquidos acuosos o soluciones que son miscibles en agua o soluciones hidrofílicas; (2) líquidos no acuosos, los cuales consisten de componentes orgánicos inmiscibles en el agua o también conocidos como hidrofóbicos; y (3) mezclas de los dos anteriores. La tabla III.5, muestra las magnitudes de las propiedades significativas de algunos químicos orgánicos.

**Tabla III.5 Propiedades del agua y de algunos componentes orgánicos usados en pruebas de conductividad hidráulica**

Fluido Permeante	Tipo	Fórmula	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	Viscosidad absoluta $\times 10^{-3}$ (N-s/m <sup>2</sup> )	Constante Dieléctrica	Momento Dipolar (debyes)	Volumen molecular $\times 10^{-4}$ (m <sup>3</sup> /mol)	Solubilidad en agua (kg/m <sup>3</sup> )
Agua	Polar Neutro	H <sub>2</sub> O	997.07 (998.23)	1.01	78.50 (80.40)	1.83	0.181	997.07 (998.23)
Metanol	Polar Neutro	CH <sub>3</sub> OH	(791.4)	0.547 (0.597)	32.63	1.70	0.405	Miscible
Acido Acético	Acido orgánico	C <sub>2</sub> H <sub>4</sub> O <sub>2</sub>	1049.2	1.16	(6.15)	1.04	0.572	Miscible
Hexano	No Polar Neutro	C <sub>6</sub> H <sub>14</sub>	(683.7)	0.386 (0.409)	(1.00)	0	(1.08)	0.053
Etanolamina	Base	C <sub>2</sub> H <sub>7</sub> NH <sub>2</sub> OH	1.02	24.1	37.70	2.27		Miscible
Tricloroetileno	Clorado	C <sub>2</sub> HCl <sub>3</sub>	1464	(0.58)	3.42	0.90	(0.897)	1.100
Acetona	Polar Neutro	C <sub>3</sub> H <sub>6</sub> O	(789.9)	0.316	20.70	2.90	(0.735)	Miscible
Anilina	Base Orgánica	C <sub>6</sub> H <sub>5</sub> NH <sub>2</sub>	(1021.7)	3.71 (4.40)	(6.89)	1.55	(0.911)	36
Benceno	No Polar Neutro	C <sub>6</sub> H <sub>6</sub>	(876.5)	(0.65)	2.274	0	(1.02)	0.7
Ciclohexano	No polar	C <sub>6</sub> H <sub>12</sub>	(778.5)	1.02	2.015	0	(1.08)	No miscible
Etanol	Polar Neutro	C <sub>2</sub> H <sub>5</sub> OH	(789.3)	(0.2)	24.30	1.70	(0.584)	Miscible
Oxileno	No Polar Neutro	C <sub>8</sub> H <sub>10</sub>	(880.2)	2.568	(2.568)	0.62	(0.121)	0.2

El momento dipolar ocurre en moléculas que contienen una distribución no uniforme de electrones debido a una estructura molecular asimétrica. El momento dipolar de una molécula es una medida de su polaridad. Por ejemplo, la molécula del agua, H<sub>2</sub>O, es asimétrica y posee un momento dipolar cerca de 1.83 debyes donde 1 debye = 3.34  $\times 10^{-30}$  coulomb-metros (C-m). Moléculas simétricas, tales como el hexano (C<sub>6</sub>H<sub>12</sub>), típicamente tienen un momento dipolar igual a cero, y por lo tanto son no polares. El momento dipolar de una molécula nos indica la naturaleza hidrofílica o hidrofóbica del compuesto, *i.e.* mientras mayor sea el momento dipolar de una molécula, más probable es que sea miscible en agua.

El volumen molecular o molar es la relación entre el peso molecular y la densidad del componente, y es una medida del tamaño del componente. El conocimiento del volumen molecular puede ayudar a la interpretación de los resultados de pruebas de conductividad hidráulica. Por ejemplo Anderson y Jones (1983) observaron un gran incremento en la conductividad hidráulica de un suelo arcilloso cuando fue permeado con acetona. Ambos autores atribuyeron este aumento en la conductividad hidráulica a la contracción de la arcilla debido al mayor volumen molar de la acetona (0.735) comparada con la del agua (0.181).

Entre las características del fluido químico que afecta el espesor de la doble capa difusa y, por lo tanto la estructura de la arcilla, se encuentran:

- ◆ la valencia o carga de los iones en el permeante;
- ◆ la concentración de iones en el permeante;
- ◆ la constante dieléctrica del permeante;
- ◆ la solubilidad del soluto o sustancia en el agua;
- ◆ exposición al orgánico puro o a una solución diluida;
- ◆ el pH del permeante.

La alteración de la estructura puede ser ocasionada por aumentos en la valencia de iones; como por ejemplo, cuando el ion  $\text{Ca}^{++}$  reemplaza al ion  $\text{Na}^+$ , este aumento da lugar a una floculación de las partículas y por consiguiente produce un aumento de la conductividad hidráulica.

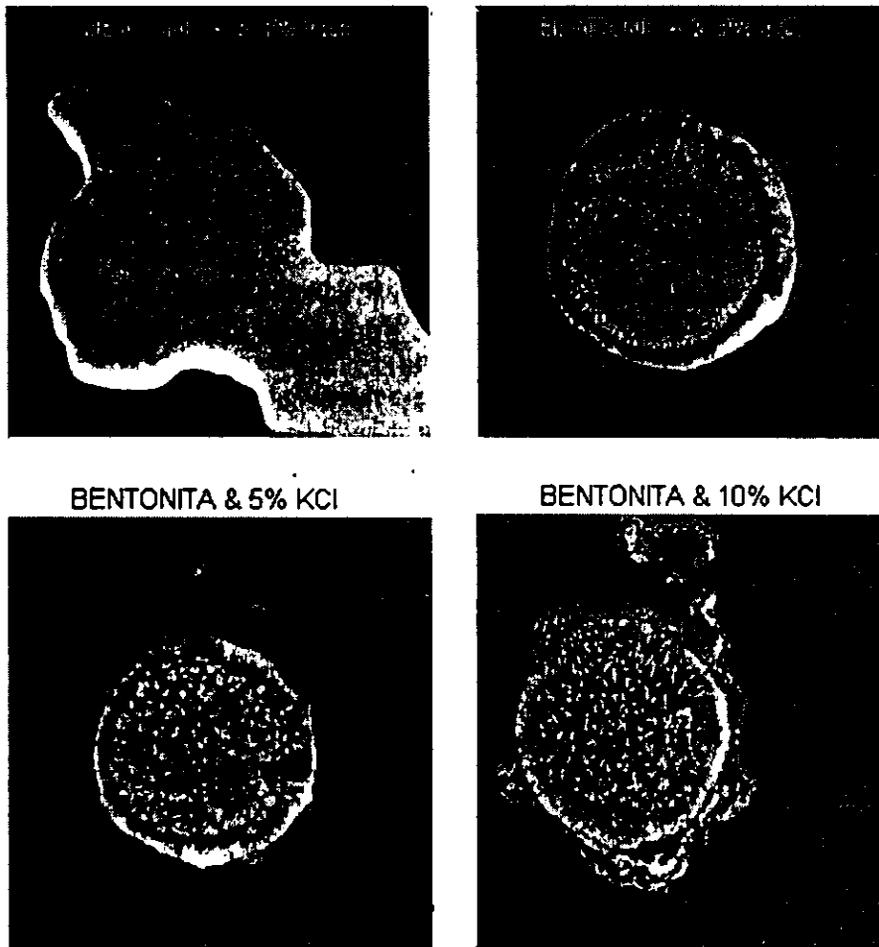
Los resultados de los ensayos realizados por Lentz y cols. (1985) muestran como la conductividad hidráulica de una montmorilonita magnésica disminuye hasta por un factor de 10, cuando el permeante tuvo un valor del potencial de hidrogeno (pH) de 13. Esta disminución se interpretó como el resultado del reemplazo del ion  $\text{Mg}^{++}$  por el ion  $\text{Na}^+$ , pero sobretodo se debió a la formación de hidróxido de calcio como un resultado del uso de agua de la llave que contenía 300 mg/l de carbonato de calcio, en lugar de haber empleado agua destilada para la preparación de permeantes. La selección del agua estándar es crítica en la consideración de pruebas de permeabilidad. El agua ordinaria es alcalina generalmente, dependiendo su contenido de materias sólidas del tratamiento dado al agua y del estado con las tuberías. El uso de agua destilada en pruebas de permeabilidad presenta ventajas, pues el agua además de estar libre de suspensiones, es ligeramente ácida, condición que ayuda a que la formación del sílice libre sea mínima.

Por su parte, Almanza y cols. (1997) muestran como la permeabilidad de una arcilla cálcica se redujo debido a un intercambio iónico de un ión  $\text{Ca}^{++}$  por dos iones de  $\text{Na}^+$ .

Cuando la concentración de iones en la solución, se incrementa, la estructura del suelo tiende a una estructura floculada. Estos aumentos pueden ser, por ejemplo, para el cloruro de calcio ( $\text{CaCl}_2$ ) de 0.001 a 0.01M.

Los resultados de los trabajos realizados por Quirk & Schofield (1955), Dunn & Mitchell (1983), Alther y cols. (1985), y Mitchell & Madsen (1987), entre otros, muestran como la conductividad hidráulica de un suelo arcilloso aumenta conforme aumenta la concentración electrolítica, como resultado de la floculación del suelo. Esta tendencia también puede explicarse mediante la teoría de Gouy-Chapman, que pronostica una disminución en el espesor de la doble capa difusa del suelo conforme aumenta la concentración electrolítica, como se aprecia en la ec. III.13.

Para mostrar como influyen las concentraciones de electrolitos en la textura del suelo, Alther y cols. (1985) tomaron diferentes fotografías (fig. III.14) de patrones de agrietamiento en muestras de bentonita, después de mezclarla con diferentes concentraciones de KCl. Las fotografías muestran claramente los pronunciados efectos que tienen las crecientes concentraciones del cloruro de potasio sobre la textura de la arcilla (conforme aumenta la concentración electrolítica, el espesor de la doble capa tiende a disminuir lo cual produce una tendencia a una estructura mas floculada).



**Fig. III.14 Patrón de agrietamiento observado en respuesta a varias condiciones de fluido Intersticial**

Por otra parte, Almanza y cols. (1997) efectuaron ensayos con el fin de determinar el efecto de las salmueras (KCl, LiCl y NaCl) en la permeabilidad de suelos arcillosos. Los resultados obtenidos por estos autores muestran que en general la conductividad hidráulica aumenta. Observaron que las muestras que tenían cierto contenido de illita aumentaban su permeabilidad en forma mas crítica (hasta en 3 órdenes de magnitud) al someterlas a un flujo de KCl al 35%, a diferencia de las muestras de atapulgita y caolinita, las cuales no sufrieron variaciones drásticas en su permeabilidad al interactuar con KCl.

Los resultados de los trabajos efectuados por Daniel y cols. (1985), Fernández & Quigley (1985), Bowders & Daniel (1987), Broderick & Daniel (1990), y Gnanapragasam y cols. (1995), entre otros, muestran como los líquidos orgánicos puros causan aumentos en la conductividad hidráulica de suelos arcillosos (tabla III.6 y III.7), observándose que las soluciones diluidas de compuestos orgánicos no tienen efectos significativos sobre la conductividad hidráulica de suelos arcillosos.

**Tabla III.6 Caolinita permeada con diferentes concentraciones de metanol**

Concentración de metanol	Permeámetro de pared flexible		
	Metanol/Agua (%)	$k_f$	$k_f/k_w$
0	$6.0 \times 10^{-10}$	1.00	1.0
20	$4.5 \times 10^{-10}$	0.75	2.2
40	$3.8 \times 10^{-10}$	0.63	2.0
60	$4.8 \times 10^{-10}$	0.80	2.1
80	$6.3 \times 10^{-10}$	1.05	4.7
100	$1.0 \times 10^{-9}$	1.70	3.0

$k_f$  conductividad hidráulica final (m/s),  $k_w$  conductividad hidráulica 100% agua (m/s), y  $PV_f$  total de volúmenes intersticiales de flujo. Según Bowders & Daniel (1987).

**Tabla III.7 Ilita permeada con diferentes concentraciones de metanol**

Concentración de metanol	Permeámetro de pared flexible		
	Metanol/Agua (%)	$k_f$	$k_f/k_w$
0	$7.9 \times 10^{-10}$	1.00	1.0
20	$1.0 \times 10^{-9}$	0.77	7.7
40	$7.6 \times 10^{-10}$	1.00	5.5
60	$4.4 \times 10^{-11}$	0.73	2.5
80	$8.9 \times 10^{-11}$	0.56	4.2
100	$6.9 \times 10^{-11}$	1.20	2.8

$k_f$  conductividad hidráulica final (m/s),  $k_w$  conductividad hidráulica 100% agua (m/s), y  $PV_f$  total de volúmenes intersticiales de flujo. Según Bowders & Daniel (1987).

Sin embargo, en los resultados de los de ensayos realizados por Bowders & Daniel (1987), se observa que cuando el permeante consistió en ácido acético, la conductividad hidráulica disminuyó en lugar de aumentar, lo cual probablemente se debió a procesos de disolución precipitación de solutos que obstruyeron los poros del suelo (tablas III.8 y III.9).

**Tabla III.8 Caolinita permeada con diferentes concentraciones de ácido acético**

Concentración de ácido acético en agua (%)	Permeámetro de pared flexible		
	$k_f$	$k_f/k_w$	$PV_f$
0	$6.0 \times 10^{-10}$	1.00	1.0
20	$4.7 \times 10^{-10}$	0.67	2.2
40	$3.8 \times 10^{-10}$	0.54	2.3
60	$3.4 \times 10^{-10}$	0.49	2.0
80	$3.2 \times 10^{-10}$	0.46	2.1
100	$5.4 \times 10^{-10}$	0.77	2.5

$k_f$  conductividad hidráulica final (m/s),  $k_w$  conductividad hidráulica 100% agua (m/s), y  $PV_f$  total de volúmenes intersticiales de flujo. Según Bowders y Daniel (1987).

**ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA**

**Tabla III.9 Iilita permeada con diferentes concentraciones de ácido acético**

Concentración de ácido acético en agua (%)	Permeámetro de pared flexible		
	$k_f$	$k_f/k_w$	$PV_f$
0	$7.9 \times 10^{-10}$	1.00	1.00
20	$1.4 \times 10^{-11}$	0.07	1.60
40	$5.4 \times 10^{-12}$	0.05	0.71
60	$1.5 \times 10^{-11}$	0.21	0.95
80	$1.5 \times 10^{-11}$	0.17	1.10
100	$1.1 \times 10^{-11}$	0.22	0.83

$k_f$  conductividad hidráulica final (m/s),  $k_w$  conductividad hidráulica 100% agua (m/s), y  $PV_f$  total de volúmenes intersticiales de flujo. Según Bowders y Daniel (1987).

De acuerdo con la norma ASTM 5084, el volumen intersticial de flujo en un suelo saturado corresponde al volumen acumulativo de flujo a través del suelo, dividido entre el volumen de vacíos en el suelo.

Con base en los resultados obtenidos en las pruebas realizadas por Fernández & Quigley (1985), se observa que el aumento de la conductividad hidráulica es pequeño cuando se trata de químicos orgánicos hidrófobos, tal como sería en el caso de hidrocarburos puros tales como, el heptano, el tricloroetileno, el xileno, el cyclohexano, etc.

Las fotomicrografías de la fig. III.15 ilustran la afinidad relativa de una arcilla hacia el agua y xileno. En la fig. III.15 a) se agregó una gota de xileno a la suspensión de arcilla-agua y fue repelida inmediatamente a la periferia de la muestra, con el cien por ciento de arcilla retenida en la fase

acuosa. Este tipo de reacción se cree que es la responsable del poco o ningún aumento en la conductividad hidráulica cuando se permea una muestra de arcilla-agua con químicos orgánicos hidrofóbicos. La fig III.15 b) ilustra el efecto de la adición de agua a una suspensión de arcilla-xileno. Los flocúlos de arcilla en el xileno emigran hacia la fase de agua (ver flecha), formando una suspensión de arcilla-agua desde una suspensión de arcilla-xileno. Estas dos figuras ilustran la naturaleza extremadamente hidrofóbica de los hidrocarburos aromáticos puros con baja constante dieléctrica hacia un sistema de arcilla-agua y la preferencia de las partículas por la fase de agua.

La reacción hidrofóbica que existe entre el agua y los hidrocarburos puros con baja constante dieléctrica, parece ser el agente responsable del pequeño aumento en la conductividad hidráulica.

No obstante, a pesar de que la conductividad hidráulica de un suelo arcilloso aumenta cuando el permeante contiene algún químico orgánico, siempre existe alguna posibilidad de estabilizar al suelo contra el ataque del químico. Broderick & Daniel (1990) investigaron dos formas de estabilizar a un suelo arcilloso compactado, y encontraron que la estabilización es posible de dos maneras:

- agregando cal, cemento portland ó silicato de sodio;
- por estabilización mecánica mediante compactación.

Sus resultados de las pruebas de estabilización mediante la añadidura de algún agente hidrofílico cementante se reportan en las tablas III.10 y III.11.

**Tabla III.10 Efecto de aditivos hidrofílicos sobre la conductividad hidráulica de arcillas permeadas con agua**

Aditivo	Valor promedio de la conductividad hidráulica		
	Caolinita (m/s)	Ilita (m/s)	Arena-bentonita (m/s)
Ninguno	$7 \times 10^{-10}$	$1 \times 10^{-10}$	$8 \times 10^{-11}$
Cal	$3 \times 10^{-10}$	$6 \times 10^{-11}$	-
Cemento	$1 \times 10^{-10}$	$1 \times 10^{-11}$	$2 \times 10^{-10}$
Silicato de sodio	$3 \times 10^{-10}$	-	-

**Tabla III.11 Efecto de aditivos hidrofílicos en la conductividad hidráulica de arcillas permeadas con heptano**

Aditivo	Caolinita $k$ (m/s)	Ilita $k$ (m/s)	Arena-bentonita $k$ (m/s)
Ninguno	$1 \times 10^{-6}$	$3 \times 10^{-7}$	$1 \times 10^{-6}$
Cal	$4 \times 10^{-9}$	$4 \times 10^{-10}$	-
Cemento	$1 \times 10^{-9}$	$5 \times 10^{-11}$	$5 \times 10^{-10}$
Silicato de sodio	$7 \times 10^{-10}$	-	-

A pesar de que se debería esperar un aumento en la conductividad hidráulica de los suelos cuando son tratados con cal, cemento o silicato de sodio, debido al aumento de cationes bivalentes ( $\text{Ca}^{++}$ ) en el agua, se observa una disminución en la conductividad hidráulica, lo cual se debe probablemente a la cementación de las partículas de suelo obstruyendo de esta manera los poros del suelo.

Como un resultado de los procesos de disolución y precipitación, la interacción entre ácidos inorgánicos de bajo pH y los minerales arcillosos, puede traducirse en aumentos o reducciones de la conductividad hidráulica (D'Appolonia 1980, Gordon & Forrest 1981, Lentz y cols. 1985, Peterson & Gee 1985, Quigley y cols. 1987). Por ejemplo, D'Appolonia (1980) observó que líquidos con bajo pH pueden producir aumentos de la conductividad hidráulica cuando interactúan con mezclas de arena conteniendo no más de un 3% de bentonita. Sin embargo, la conductividad hidráulica podría disminuir cuando la tendencia a la dispersión es mayor que la tendencia a la floculación, esto sucede por ejemplo, cuando en la solución se tiene una concentración alta en cationes monovalentes (tablas III.12 y III.13).

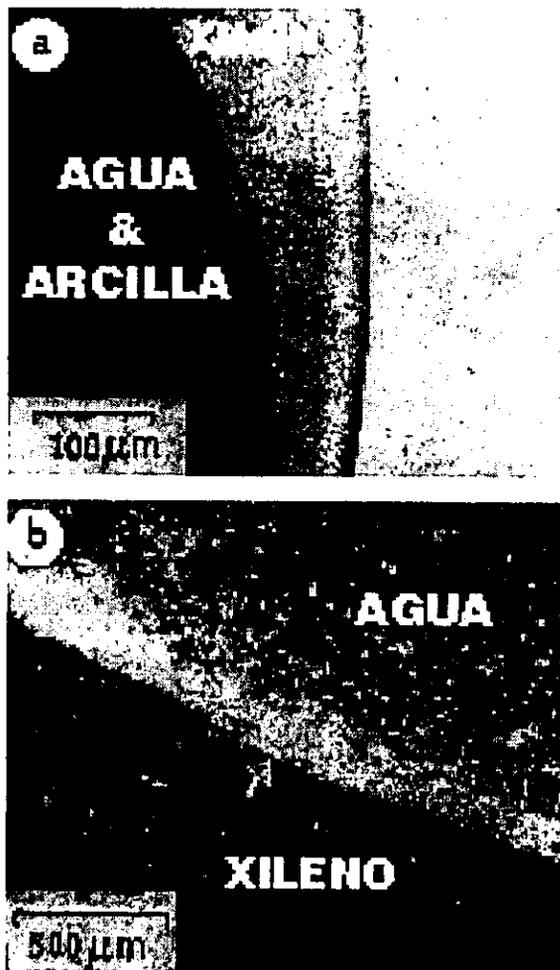


Fig.III.15 Fotomicrografías (reacciones)

**Tabla III.12 Conductividad hidráulica de una caolinita permeada con HCl**

pH	$k_i^a$	$k_f^b$	$k_f/k_i$
1	$1.25 \times 10^{-9}$	$1.10 \times 10^{-9}$	1.09
3	$1.25 \times 10^{-9}$	$1.15 \times 10^{-9}$	1.09
5	$1.10 \times 10^{-9}$	$1.05 \times 10^{-9}$	1.05

$k_i^a$  y  $k_f^b$  conductividad hidráulica inicial y final, respectivamente, en m/s, según Lentz y cols. (1985).

La fig. III.16 muestra el efecto de un ácido en la conductividad hidráulica de un suelo arcilloso. Inicialmente hay una disminución de la conductividad hidráulica, la cual es causada por la precipitación de la parte sólida. Si continua la permeación, el ácido entra al suelo, reeduelve los precipitados y con el tiempo causa un incremento en la permeabilidad

**Tabla III.13 Montmorilonita magnésica permeada con diferentes concentraciones de HCl**

pH	$k_i^a$	$k_f^b$	$k_f/k_i$
1	$1.2 \times 10^{-9}$	$1.1 \times 10^{-9}$	1.09
3	$8.0 \times 10^{-10}$	$7.4 \times 10^{-10}$	1.08
5	$6.5 \times 10^{-10}$	$6.0 \times 10^{-10}$	1.08

$k_i^a$  y  $k_f^b$  conductividad hidráulica inicial y final, respectivamente, en m/s, según Lentz y cols. (1985).

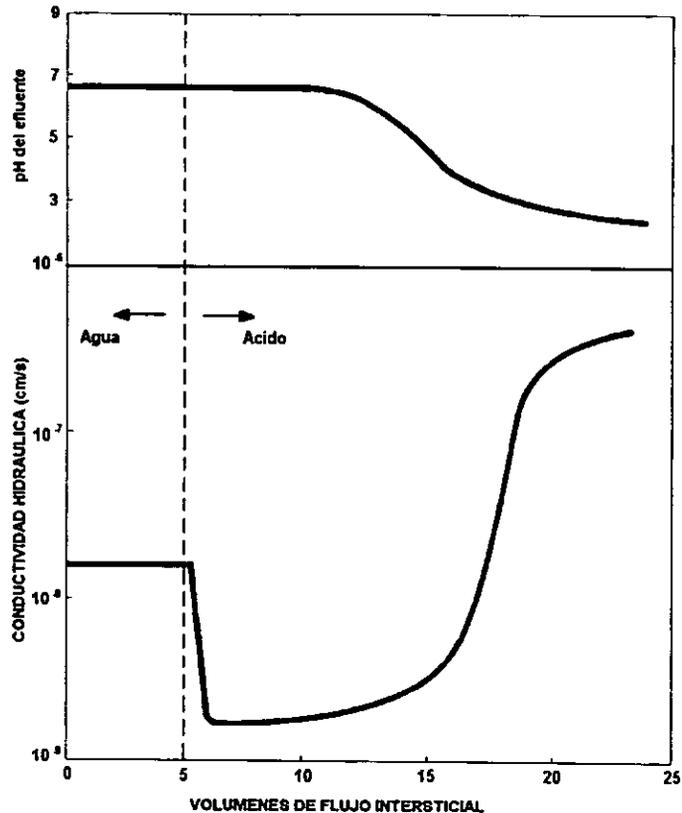


Fig. III.16 Variación típica de la conductividad hidráulica de un suelo arcilloso compactado permeado con un ácido concentrado

### III.3 CONSIDERACIONES HIDRÁULICAS PARA LAS GEOMEMBRANAS

Al usar geomembranas, se busca generalmente eliminar totalmente las filtraciones. Es importante tomar conciencia de que, aun con los mejores productos, no puede existir la absoluta seguridad de que se alcanzará este objetivo (Auvinet & Esquivel, 1986).

En efecto, aunque es muy reducida la conductividad hidráulica de una geomembrana, siempre existe la posibilidad de fugas a través de agujeros y de micro agujeros, algunos presentes desde la fabricación de la geomembrana y a los debidos a punzonamiento o rasgado durante la colocación, además de las fugas que pueden presentarse en las uniones, aparte de la filtración ocasionada por el ataque químico de los permeantes. Por lo tanto, es muy frecuente usar revestimientos compuestos, los cuales están formados por una geomembrana situada sobre una capa de arcilla compactada. Tales revestimientos son efectivos solamente si existe un buen contacto entre la arcilla y la geomembrana.

### III.3.1 INFLUENCIA DE LOS DEFECTOS

La filtración a través de geomembranas pueden ocurrir a través de micro agujeros y de agujeros. Los micro agujeros, se definen como agujeros que tienen dimensiones menores al espesor de una geomembrana, los cuales son frecuentemente causados por areniscas incluidas inadvertidamente en el proceso de fabricación; mientras que, los agujeros tienen dimensiones significativamente mayores al espesor de una geomembrana.

Trabajos realizados por Geoservices (1987), Bonaparte y col. (1989), Giroud y col. (1989) y Giroud y col. (1992) muestran que la filtración a través de un defecto en la geomembrana componente de un revestimiento compuesto depende de varios factores: (1) de la calidad del contacto entre los componentes del revestimiento (esto es, la geomembrana y el suelo de baja permeabilidad), (2) del tamaño del defecto, (3) de la conductividad hidráulica del suelo de baja permeabilidad que subyace a la geomembrana y, (4) de la carga del líquido arriba de la geomembrana ( $h_w$ ).

La condición de contacto ha sido definido por Bonaparte y cols. (1989), como

*Condiciones de buen contacto*, las cuales corresponden a una geomembrana con pocos pliegues como sea posible, instalada sobre una capa de suelo adecuadamente compactada de superficie lisa y de baja permeabilidad.

*Condiciones de pobre contacto*, corresponden a una geomembrana que ha sido instalada con un cierto número de pliegues, o ubicada sobre un suelo de baja permeabilidad que no ha sido bien compactado y no aparece liso

Si hay un defecto en la geomembrana (i.e., un agujero), y si la geomembrana es parte de un revestimiento compuesto (i.e., un revestimiento compuesto de una geomembrana y una capa de suelo de baja permeabilidad), el líquido fluirá primero a través del defecto de la geomembrana, luego lateralmente alguna distancia entre la geomembrana y el suelo de baja permeabilidad, y finalmente, dentro y a través de la capa de suelo de baja permeabilidad (fig. III.17).

El flujo en el espacio entre la geomembrana y el espacio entre el suelo y la geomembrana se llama flujo interface y el área cubierta por el flujo interface es llamada área mojada.

Giroud y col. (1992) presentaron una serie de ecuaciones considerando los diferentes factores que influyen en la proporción de filtración a través de un agujero en una geomembrana componente de un revestimiento compuesto. Todas estas ecuaciones fueron desarrolladas asumiendo condiciones de flujo constante.

1 *Si la carga arriba del líquido es pequeña y el agujero es pequeño*

$$Q = 0.21 a^{0.1} h_w^{0.9} k_s^{0.74} \quad \text{:para condiciones de buen contacto (III.14)}$$

$$Q = 1.15 a^{0.1} h_w^{0.9} k_s^{0.74} \quad \text{:para condiciones de pobre contacto (III.15)}$$

donde,  $Q$  es la proporción de filtración en el agujero,  $a$  es el área del agujero,  $h_w$  es la carga de líquido arriba de la geomembrana y  $k_s$  es la conductividad hidráulica del suelo.

Las ecuaciones (III.14) y (III.15) fueron desarrolladas para agujeros circulares y, asumiendo que el flujo que ocurre en la capa de suelo es perpendicular al plano de la geomembrana; como un resultado de estas suposiciones la proporción de filtración a través del revestimiento compuesto debido al agujero circular puede ser expresada como:

$$Q = \pi R^2 k_s \quad \text{III.16}$$

donde,  $R$  es el radio del área mojada (Fig. III.17).

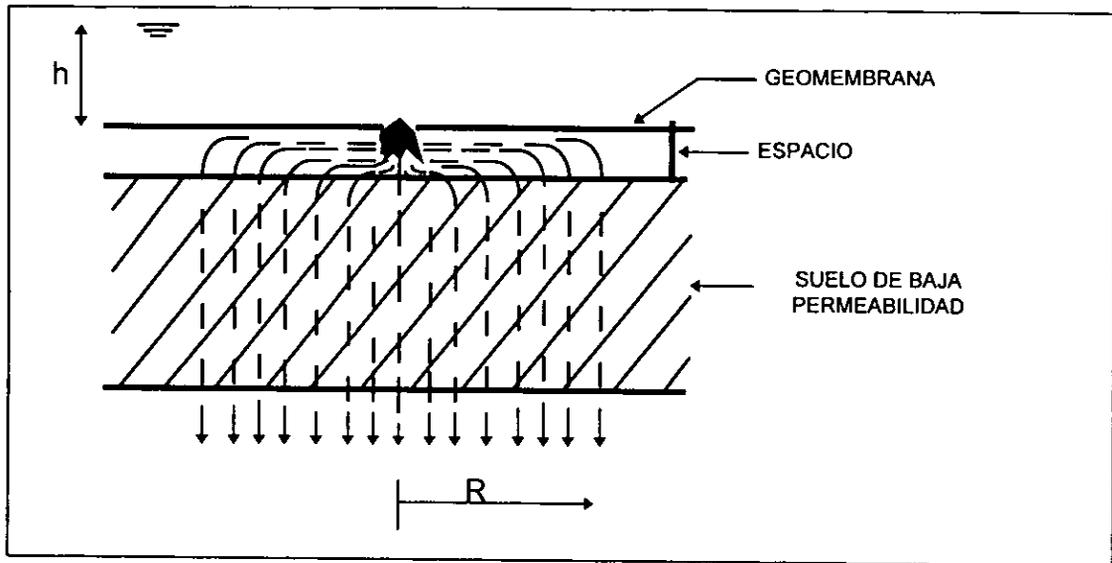


Fig. III.17 Filtración a través de un agujero

La ecuación (III.14) se puede igualar con la ecuación (III.16) para obtener  $R$  para condiciones de buen contacto, lo cual da la siguiente relación:

$$R = 0.26 a^{0.5} h_w^{0.45} k_s^{-0.13} \quad \text{III.17}$$

2 *Si la carga de líquido es grande*

Las ecuaciones (III.14) y (III.15) fueron establecidas asumiendo un gradiente hidráulico arriba de la capa de suelo igual a uno. Sin embargo, el gradiente hidráulico promedio en el suelo es mayor que uno, y esta dado por la siguiente relación

$$i = 1 + h/H_s \quad \text{III.18}$$

donde,  $h$  es la carga de líquido arriba de la capa de suelo, y  $H_s$  es el espesor de la capa de suelo. En general la carga de líquido arriba de la capa de suelo de baja permeabilidad disminuye desde un valor máximo ( $h_w$ ) arriba del área del agujero hasta un valor igual a cero en el borde del área mojada. Por lo tanto, el máximo valor estará dado por:

$$i_{\text{máx}} = 1 + h_w/H_s \quad \text{III.19}$$

La relación entre la carga de líquido arriba del suelo ( $h$ ) y la distancia radial ( $r$ ) desde el centro del agujero está dado por la siguiente ecuación (Giroud & Bonaparte, 1989):

$$h = h_w \quad \text{si } 0 \leq r \leq R_0 \quad \text{III.20}$$

$$h = h_w [\ln (R/r)] / \ln (R/R_o) \quad \text{si } R_o \leq r \leq R \quad \text{III.21}$$

La influencia de la carga de líquido arriba del suelo en la proporción de filtración a través de un agujero en una geomembrana está dada por la siguiente relación:

$$Q = k_s \left( 1 + \frac{h_w (1 - (R_o / R)^2)}{2 H_s \ln(R / R_o)} \right) \pi R^2 \quad \text{III.22}$$

Como R es mucho mayor que R<sub>o</sub>, una aproximación de la ecuación anterior es

$$Q = k_s \{ 1 + h_w / [2 H_s \ln(R/R_o)] \} \pi R^2 \quad \text{III.23}$$

La ecuación (III.23) es idéntica a la ecuación de Darcy, la cual puede ser escrita como:

$$Q = k_s i_{\text{prom}} A_w \quad \text{III.24}$$

donde, Q es la proporción de filtración, k<sub>s</sub> es la conductividad hidráulica del suelo de baja permeabilidad, i<sub>prom</sub> es el gradiente hidráulico promedio en el suelo, y A<sub>w</sub> es el área mojada

De las ecuaciones (III.23) y (III.24), se observa que el gradiente hidráulico promedio en el caso de un agujero circular de radio R<sub>o</sub> está dado por:

$$i_{\text{prom}} = 1 + h_w / [2 H_s \ln (R/R_o)] \quad \text{III.25}$$

Por lo tanto, la proporción de filtración a través de un agujero pequeño esta dada por la siguiente relación:

$$Q_o = 0.21 i_{\text{prom}}^{0.1} h_w^{0.9} k_s^{0.74} \quad \text{para condiciones de buen contacto} \quad \text{III.26}$$

### 3 Si el agujero es grande

Todo lo anterior ha sido evaluado para agujeros pequeños, los agujeros grandes pueden ser modelados por agujeros rectangulares de longitud B y ancho b. Giroud y cols., llegaron a las siguientes relaciones para calcular la proporción de fuga de líquido a través de agujeros grandes:

Para condiciones de buen contacto

$$Q = 0.52 i_{\text{prom}}^* (B-b) b^{0.1} h_w^{0.45} k_s^{0.87} + 0.21 i_{\text{prom}} b^{0.2} h_w^{0.9} k_s^{0.74}$$

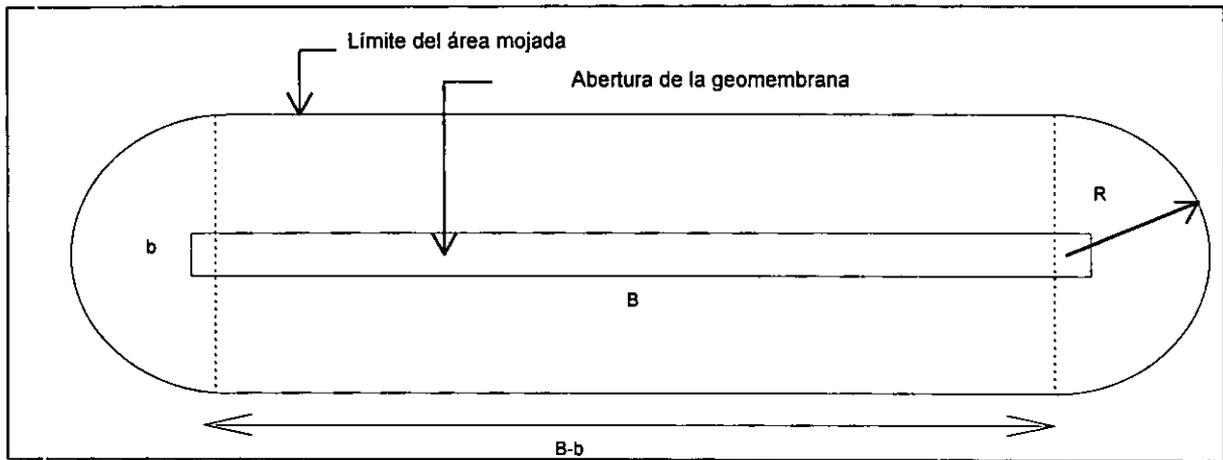
Para condiciones de pobre contacto

$$Q = 1.22 i_{\text{prom}}^* (B-b) b^{0.1} h_w^{0.45} k_s^{0.87} + 1.15 i_{\text{prom}} b^{0.2} h_w^{0.9} k_s^{0.74}$$

donde,  $i_{prom}$  esta dada por la ecuación (III.25),  $i^*_{prom}$  es el gradiente hidráulico promedio del suelo que se encuentra por debajo de la porción rectangular del área mojada y esta dada por la siguiente relación:

$$i^*_{prom} = 1 + h_w/[H_s \ln(2R/b)] \quad \text{III.27}$$

El método presentado por Giroud y cols para evaluar la proporción de filtración a través de agujeros rectangulares esta basado en la suposición de que el área mojada tiene la forma mostrada en la fig. III.18.



**Fig.III.18 Área mojada asumida en el caso de un defecto rectangular en una geomembrana**

La figura III.19 muestran como la proporción de filtración se incrementa a través de un revestimiento compuesto debido a un agujero en la geomembrana conforme aumenta la dimensión del agujero, y a medida que se incrementa el valor de la carga de líquido.

Puede observarse también que para longitudes del agujero mayores que 1.0m el flujo se vuelve uniforme. Por otra parte estas gráficas son válidas solamente si el radio del área mojada (R) es menor que la mitad de la distancia entre defectos adyacentes.

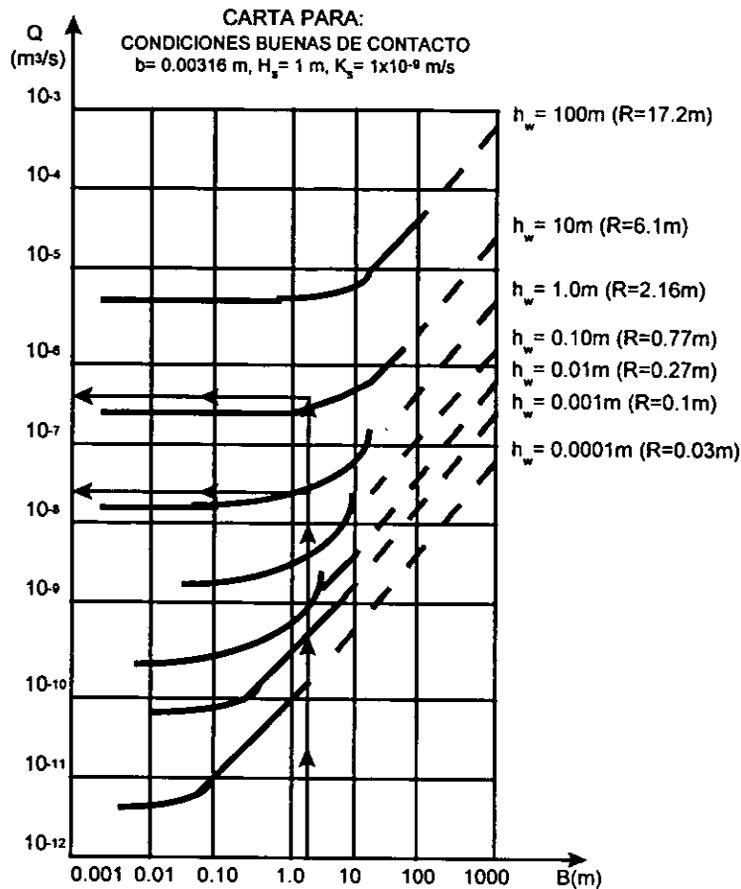


Fig. III.19 Proporción de filtración a través de un revestimiento compuesto debido a un defecto rectangular en la geomembrana para condiciones de buen contacto

### III.2.2 INFLUENCIA DEL PERMEANTE

Es de vital importancia considerar la resistencia de las geomembranas contra el ataque químico, debido a que pueden ocasionar filtraciones a través de estas. La resistencia química depende del compuesto polímero del cual está hecho la geomembrana y del lixiviado. Aunque todavía no existe un consenso en cuanto a las características que debe tener una geomembrana para que sea resistente al ataque químico de diferentes lixiviados, generalmente se mide por los cambios que se producen en el peso, en las dimensiones, en la resistencia al desgarro, en la resistencia a la tensión, en el porcentaje de elongación, y en la dureza entre otros.

Ciertos líquidos orgánicos tienen un gran efecto en la integridad de revestimientos sintéticos, específicamente solventes clorados, incluyendo cloroformo, tricloroetileno, tetracloroetileno, y tetracloroetano, produciendo un incremento en la permeabilidad. El polietileno exhibe una alta proporción de filtración para solventes clorados pero actúan bien con ácidos, bases, e hidrocarburos en general. CPE y CSPE se desempeñan casi tan bien como el HDPE pero muestran menos resistencia a los solventes y a los hidrocarburos en general. El neopreno demuestra una buena resistencia a los hidrocarburos pero es difícil en las costuras y es caro en comparación con otros materiales sintéticos.

La tabla III.14 muestra los límites aceptables de cambios que se pueden producir en geomembranas de polietileno de alta densidad (HDPE) contra el ataque químico.

**Tabla III.14 Efecto de los químicos en el cambio de las propiedades de una geomembrana HDPE**

Efecto del químico	Cambios en porcentaje		
	Peso	Dimensiones	Resistencia a la tensión
Usualmente no significativo	<0.5	<0.2	<10
Significante pero no definitivo	0.5 a 1.0	0.2 a 0.6	10 a 20
Usualmente significativo	>1.0	>0.6	>20

La tabla III.15 muestra los resultados obtenidos por Masada y col. (1994) en la interface de una arcilla compactada y tres tipos de geomembranas (HDPE liso, HDPE texturizado y PVC liso), las pruebas incluyeron muestras de arcilla saturada con lixiviados para simular condiciones in situ.

**Tabla III.15 Envejecimiento de las geomembranas debido a su exposición con lixiviados**

	Efecto de envejecimiento <sup>a</sup>		
	HDPE		PVC
	Lisa	Texturizada	
<b>Cambio en la masa (g)</b>			
Después de 7 días	+0.2	0.0	-1.3
Después de 30 días	+0.4	+0.5	-2.2
Después de 60 días	NT <sup>b</sup>	NT	-2.7
<b>Cambio en la longitud (mm)</b>			
Después de 7 días	0.0	-1.0	-9.0
Después de 30 días	-1.0	-1.0	-15.0
Después de 60 días	NT	NT	-18.0
<b>Cambio en el ancho (mm)</b>			
Después de 7 días	0.0	-1.0	-2.0
Después de 30 días	-1.0	-1.0	-2.0
Después de 60 días	NT	NT	-2.0
<b>Cambio en el espesor (mm)</b>			
Después de 7 días	-0.01	-0.01	-0.03
Después de 30 días	-0.02	-0.01	-0.04
Después de 60 días	NT	NT	-0.05

<sup>a</sup> El tamaño original del espécimen fue cerca de 180 mm<sup>2</sup> para los tres tipos de materiales

<sup>b</sup> no se midió

Como se puede observar de la tabla III.15 el efecto del lixiviado fue más significativo en la geomembrana de PVC que en las de HDPE lisa y texturizada, las cuales no sufrieron cambios

significativos en sus propiedades físicas, excepto por un pequeño aumento en sus masas probablemente debido a la absorción de lixiviado.

## III.4 PROPIEDADES DE DIFUSIÓN EN LAS ARCILLAS

Existe un número de parámetros que deben ser determinados o estimados antes de que alguna predicción cuantitativa de la migración o transporte de solutos pueda establecerse. Los parámetros que se analizan en los párrafos siguientes son los siguientes: porosidad ( $n$ ), coeficiente de difusión ( $D$ ), coeficiente de partición o de distribución ( $K_d$ ).

### III.4.1 POROSIDAD

Normalmente la porosidad que interviene en las ecuaciones de flujo y transporte de contaminante es la porosidad del suelo determinada a partir del contenido de agua conforme a la Mecánica de Suelos clásica. A partir de pruebas realizadas con cloruro de potasio actuando en muestras de una arcilla glacial no intemperizada, Rowe y cols. (1988) observaron que las diferencias entre los perfiles de contaminación determinados experimentalmente de aquéllos calculados teóricamente, no eran significativas y, en consecuencia, el valor de la porosidad, calculado con base en el contenido de agua, es suficientemente aceptable para obtener buenos resultados en la práctica. Sin embargo, la porosidad durante el transporte de solutos debe tener un valor menor al determinado a partir del contenido de agua, puesto que en la realidad algunos poros pueden ser inaccesibles. Además, un proceso tal como el de exclusión de aniones en la vecindad de una arcilla cargada negativamente, también puede reducir el efecto de porosidad. El valor de la porosidad de las arcillas y los suelos arcillosos, en depósitos no consolidados, se encuentra típicamente dentro del rango de 40 a 70%.

### III.4.2 COEFICIENTE DE DISPERSIÓN HIDRODINÁMICA

Cuando por parte del soluto existe una tendencia a difundirse fuera de la trayectoria del flujo, entonces se manifiesta un fenómeno de esparcimiento conocido como dispersión hidrodinámica. Esta causa dilución del soluto y ocurre porque hay un mezclado mecánico durante la advección del fluido en combinación con una interacción molecular. El coeficiente de dispersión hidrodinámica fue definido por Gilham & Cherry (1982) como la suma del coeficiente de dispersión mecánica  $D_m$  con el coeficiente de difusión efectiva  $D_e$  tal que

$$D = D_m + D_e \quad \text{III.28}$$

Para revestimientos con conductividad hidráulica extremadamente baja, por ejemplo  $k < 1 \times 10^{-10}$  m/s, o cuando el gradiente hidráulico es muy pequeño, la difusión es el mecanismo predominante para el transporte de los solutos. Este fenómeno sólo se vería afectado por los efectos retardantes de los procesos de sorción o atenuantes de los procesos de reacción. Perkins & Johnston (1963), por su parte, propusieron una relación empírica que permite situar órdenes de magnitud en cuanto

a velocidades de Darcy "altas" y "bajas", es decir, pueden definirse dentro de que niveles predomina la difusión o la advección, en su caso; según estos autores, el coeficiente de dispersión hidrodinámica es

$$D = D_e + 1.75(d_{50}) \left( \frac{v_d}{n} \right) \quad \text{III.29}$$

El coeficiente de difusión efectiva ( $D_e$ ) frecuentemente se encuentra en el rango de 0.005 a 0.05 m<sup>2</sup>/a. Asumiendo que la ecuación anterior sólo es aplicable a suelos homogéneos saturados, no agrietados, con conductividad hidráulica menor que 1×10<sup>-7</sup> m/s, la dispersión mecánica puede despreciarse cuando el gradiente hidráulico es menor que 1. Para las arenas homogéneas saturadas con conductividad hidráulica  $k \leq 1 \times 10^{-5}$  m/s y  $d_{50} \leq 0.2$  mm, la difusión dominará generalmente sobre la dispersión mecánica para gradientes hidráulicos menores que 0.01. Para arenas más gruesas donde la conductividad hidráulica o el gradiente hidráulico sean más altos, la dispersión mecánica será importante y predominará.

A partir de trabajos efectuados por Crooks & Quigley (1984), Shackelford (1994), y Rowe y cols. (1988), entre otros, se puede decir que el valor del coeficiente de dispersión hidrodinámica en los suelos se sitúa en el rango de 0.01 a 0.1 m<sup>2</sup>/a.

### III.4.3 DISPERSIÓN MECÁNICA

La dispersión mecánica se debe a que las partículas del soluto contenidas en un líquido no viajan con la misma velocidad, por lo cual pueden mezclarse con el fluido, lo que resulta en una dilución del soluto conforme avanza el flujo. Al esparcimiento del soluto en la dirección del flujo se le conoce como dispersión longitudinal; mientras que al que ocurre en dirección perpendicular se le conoce como dispersión transversal. Normalmente, la dispersión longitudinal es mucho más intensa que la dispersión transversal. El coeficiente de dispersión mecánica  $D_m$ , se puede expresar como

$$D_m = D_d v_d \quad \text{III.30}$$

donde  $D_d$  es una propiedad característica del medio poroso conocida como la dispersividad dinámica o simplemente como dispersividad y tiene unidades de longitud,  $v_d$  es la velocidad de Darcy. Algunos autores han indicado que una forma más exacta del componente mecánico del coeficiente de dispersión es  $D_d v_d^m$ , donde  $m$  es una constante determinada empíricamente y su valor varía normalmente entre 1 y 2. Los estudios de laboratorio indican que para materiales granulares y con fines prácticos, el valor de  $m$  se puede tomar generalmente igual a la unidad.

### III.4.4 DIFUSIÓN MOLECULAR

La difusión molecular o simplemente difusión, es un proceso iónico o molecular, por medio del cual los solutos se mueven bajo la influencia de su propia energía cinética o movimientos brownianos, de acuerdo con la dirección influenciada por el gradiente de concentración. La difusión cesa sólo cuando los gradientes de concentración se anulan. El coeficiente de difusión molecular  $D_o$  se relaciona con el coeficiente de difusión en una solución simple  $D_o$  por medio de un parámetro empírico conocido como tortuosidad ( $\tau$ ), tal que esta relación se expresa como

$$D_e = \tau D_0$$

donde la tortuosidad es una propiedad geométrica del suelo (Rowe 1987), dependiente de las características microestructurales del suelo, pero independiente de las especies de solutos que son examinadas. La tortuosidad puede determinarse mediante pruebas de difusión usando un trazador no reactivo, conservativo, como el cloro. El coeficiente de difusión para otras especies se estima usando este valor de  $\tau$  y evaluando los valores de  $D_0$  para las especies de interés. El valor de  $\tau$  generalmente reportado en la literatura para suelos granulares es en promedio de 0.70. Sin embargo, valores de 0.35 han sido deducidos a partir de la observación y mediciones de campo y laboratorio para una arcilla glacial que subyace al relleno sanitario de Samia, en Ontario, Canadá.

Mientras que el enfoque anterior parece razonable para trabajar con algunas soluciones de sales tales como NaCl, KCl, CaCl<sub>2</sub>, etc., no puede ser aceptado *per se* para todas las especies de solutos contaminantes, en particular para los solutos orgánicos no polares. Según Rowe, el coeficiente efectivo de difusión  $D_e$  en las especies de solutos contaminantes debe verse como un parámetro empírico que se determina directamente del lixiviado de interés, usando preferentemente una muestra inalterada del material del revestimiento o recubrimiento propuesto, en comparación con el sólo aplicar un factor de tortuosidad estimado y multiplicado por el coeficiente de difusión en el agua ( $D_0$ ).

Cuando el suelo no está saturado y la infiltración neta es despreciable, la migración de contaminantes será puramente por difusión y se ha demostrado (Klute & Letey 1958; Porter y cols. 1961), que el coeficiente de difusión en suelos no saturados puede ser considerablemente menor que el de suelos saturados similares.

En situaciones de campo que involucran poco o ningún flujo debido a una conductividad hidráulica muy baja o a un gradiente hidráulico casi inexistente, el flujo químico a través de barreras puede ser completamente controlado por los gradientes de concentración química, y en estos casos el valor del coeficiente  $D$  es casi idéntico al del coeficiente  $D_0$ . Por ejemplo, Crook & Quigley (1984) monitorearon la migración de NaCl a través del revestimiento de arcilla limosa situada del depósito de desechos sólidos de Samia en Ontario, Canadá; para este fin, realizaron pruebas de campo y laboratorio, encontrando que los perfiles de migración del cloro y del sodio están claramente dominados por difusión molecular.

### III.4.5 DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE DISPERSIÓN HIDRODINÁMICA

El coeficiente de dispersión hidrodinámica  $D$  puede ser determinado por pruebas de laboratorio, por ejemplo Rowe y cols. (1988) desarrollaron una técnica que permite determinar este parámetro usando una muestra inalterada del material con el que se construirá la barrera.

La técnica de Rowe y cols. consiste en una prueba de columna modificada, donde se coloca una muestra inalterada de suelo en una columna, depositando el lixiviado de interés sobre la muestra de suelo, permitiendo que cambie la concentración a medida que el contaminante es transportado a través del suelo. Las condiciones de frontera en la base del suelo pueden variar dependiendo de cuáles parámetros están tratando de ser determinados y de cuáles contaminantes son examinados. Si la prueba se va a realizar favoreciendo el transporte advectivo a través del espécimen, se puede colocar una placa porosa para recolección por debajo de la muestra a fin de coleccionar y monitorear el efluente.

Si no hay flujo advectivo, se pueden considerar otras 2 condiciones de frontera. La primera es que la base sea una barrera impermeable (fig. III.20a), mientras que la segunda es tener una cámara de recolección cerrada, similar a la del lixiviado, pero manteniendo inicialmente una concentración básica del contaminante de interés (fig. III.20b).

En un tiempo  $t_f$ , la prueba es terminada y el perfil de concentración de contaminante a través de la muestra del suelo puede ser determinado. Ajustando el coeficiente de difusión  $D$  de la solución semianalítica, es posible igualar el perfil de concentración observado para dar los valores deducidos de  $D$ . El valor de  $D$  así deducido puede verificarse mediante la comparación de las variaciones calculadas y observadas de la concentración contaminante con el tiempo en el lixiviado fuente.

En la tabla III.16 se reportan los valores del coeficiente de dispersión hidrodinámica del catión  $\text{Na}^+$  y del anión  $\text{Cl}^-$  obtenidos por Crooks & Quigley (1984), a partir de la migración de una solución salina ( $\text{NaCl}$ ) a través de una barrera de arcilla compactada en laboratorio y comparada con la migración a través de una arcilla similar pero inalterada localizada bajo el relleno sanitario de Sarnia en Ontario, Canadá.

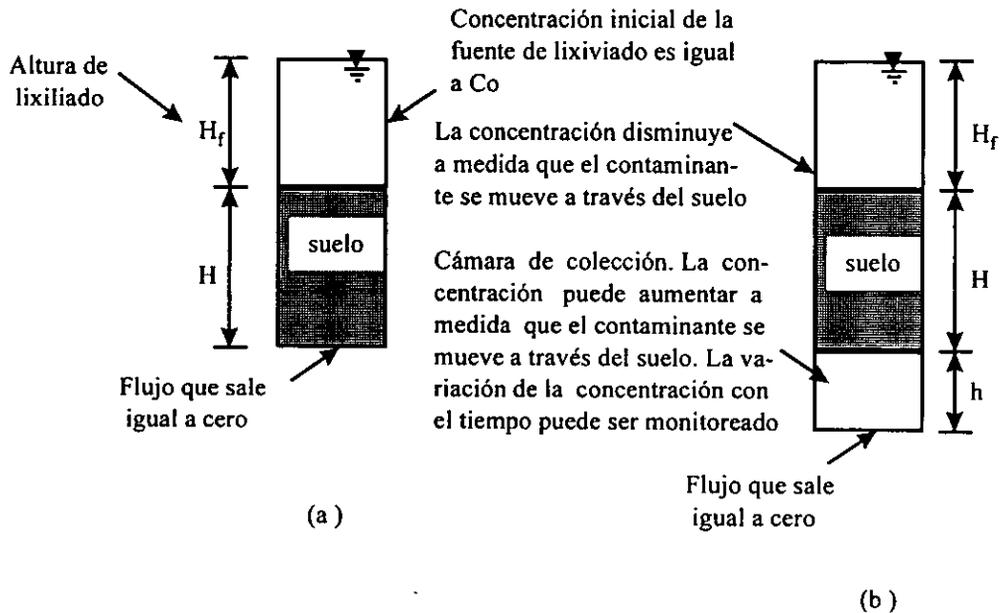


Fig. III.20 Esquema de pruebas usadas para determinar el coeficiente de dispersión hidrodinámica: (a) flujo igual a cero en la base del suelo, (b) migración dentro de la cámara de colección

Rowe y cols. (1988) ensayaron seis muestras inalteradas de arcilla glacial con  $\text{LL}=39\%$  y  $\text{LP}=12\%$ , sin intemperizar, encontradas bajo el relleno sanitario de Sarnia, en Ontario. Cada muestra fue permeada con una solución salina diferente, empleando: cloruro de calcio, cloruro de sodio y cloruro de potasio, a una temperatura de  $22^\circ\text{C}$ .

Los valores del coeficiente de difusión,  $D$ , deducidos por ajuste de la curva teórica hacia el cambio observado experimentalmente en la concentración se resume en la tabla III.17.

Auvinet (1983), a partir de ensayos realizados en arenas permeables durante la construcción de un estanque solar en Mexicali, Baja California, encuentra un coeficiente de dispersión para el cloruro de potasio igual a  $10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ . En la tabla III.18, se muestran los valores del coeficiente de dispersión del cloro ( $\text{Cl}^-$ ) obtenidos por Rowe & Badv (1996), a partir de los resultados experimentales de pruebas de difusión realizadas en capas únicas de arcilla, limo y arena.

**Tabla III.16 Valores del coeficiente de dispersión obtenidos por Crooks y Quigley (1984)**

No. de Muestra	Velocidad de Darcy (m/a)	$D$ (m <sup>2</sup> /a)			
		Cl <sup>-</sup>		Na <sup>+</sup>	
		20°C	7°C	20°C	7°C
1	0.0584	0.03	0.02	0.011	0.007
2	0.0146	0.02	0.01	0.007	0.006

$$T_{7^{\circ}\text{C}} = 0.73 T_{20^{\circ}\text{C}} \text{ (Mangelsdorf y cols. 1969).}$$

**Tabla III.17 Valores del coeficiente de dispersión (Rowe y cols., 1988)**

Solución	$D$ (m <sup>2</sup> /a), por muestra				
	A	B	C	D	E
Cl <sup>-</sup>	0.018	0.018	0.019	0.020	0.020
Na <sup>+</sup>	0.015	-	-	-	-
Ca <sup>++</sup>	-	0.012	0.012	-	-
K <sup>+</sup>	-	-	-	0.022	0.020

**Tabla III.18 Valores del coeficiente de difusión del cloro (Rowe y Badv, 1996)**

	Arcilla	Limo	Arena
$D$ (m <sup>2</sup> /s)	$5.7 \times 10^{-10}$	$9.0 \times 10^{-10}$	$??1? \times 10^{-10}$

### III.5 PROPIEDADES DE SORCIÓN EN LAS ARCILLAS

Los procesos de sorción y de desorción son resultado de las interacciones electrofísicas entre los solutos y los minerales arcillosos del suelo, debido a las cuales se producen adsorciones o absorciones de los solutos sobre las partículas del suelo. Los materiales geológicos porosos compuestos por un porcentaje apreciable de minerales de arcilla, tienen la capacidad de intercambiar iones, los cuales están adsorbidos en la superficie de las partículas. La sorción - desorción en la ecuación unidimensional de flujo de contaminantes interviene bajo la siguiente forma

$$\frac{\rho_b}{n_b} \frac{\partial S}{\partial t} \quad \text{III.32}$$

donde  $\rho_b$  y  $n_b$  son respectivamente la densidad y la porosidad del medio poroso, y  $S$  es la masa del contaminante adsorbido por la fase sólida del medio. La adsorción implica la partición del soluto entre la fase sólida y la líquida. La magnitud de esta partición se puede conocer experimentalmente en pruebas de laboratorio, llamadas isotermas de adsorción debido a que se llevan a temperatura constante. En estas pruebas se comparan gráficamente la concentración del compuesto químico adsorbido en la fase sólida ( $S$ ) con la concentración en la solución ( $C$ ) (Iturbe, 1991).

Para especies de solutos con concentraciones bajas o moderadas, comúnmente se obtienen relaciones lineales en una escala doble logarítmica y puede expresarse mediante

$$\log S = b \log c + \log K_d$$

$$S = K_d c^b$$

Si  $b=1$ , la gráfica de  $S$  versus  $c$  también se trazará como una línea recta en un trazo aritmético y al isoterma se le denomina como lineal y se obtiene que

$$K_d = \frac{dS}{dc} \quad \text{III.33}$$

donde a  $K_d$  se le conoce como coeficiente de distribución, y es una representación válida de la división entre los líquidos y los sólidos sólo cuando las reacciones que producen la división son rápidas y reversibles, así como sólo si el isoterma es lineal. En la tabla III.19, se reportan los valores de  $K_d$  obtenidos por Rowe y cols. (1988) con iones de  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{Ca}^{++}$  y  $\text{K}^+$ , de tres soluciones salinas:  $\text{KCl}$ ,  $\text{CaCl}_2$  y  $\text{NaCl}$ , permeadas a través de una arcilla glacial.

Tabla III.19 Valores del coeficiente de distribución  $K_d$  (Rowe y cols. 1988)

Solución	1	2	3
$\text{Cl}^-$	0.0	0.0	0.0
$\text{Na}^+$	0.18	-	-
$\text{Ca}^{++}$	-	2.0	-
$\text{K}^+$	-	-	7.0

El término  $K_d$  en la ec. (III.33), denominado coeficiente de distribución o de partición, representa la pendiente de la recta que correlaciona la adsorción expresada en concentración del soluto en la fase sólida con la concentración total del soluto en el fluido. Es el caso de la sorción lineal isoterma el que utilizaremos para ilustrar la importancia de la sorción. En adición se acostumbra definir el factor de retardamiento  $R_d$  como

$$R_d = 1 + \frac{\rho}{\theta} K_d \quad \text{III.34}$$

El coeficiente de distribución será siempre mayor que cero ( $K_d > 0$ ) pero puede llegar a ser mayor que 1,000 ml/g ( $K_d > 10^3$  ml/g). Para valores de  $K_d$  de varios órdenes de magnitud mayores

que la unidad, el soluto estará esencialmente inmóvil. La utilización de la sorción lineal isoterma tiene al menos dos limitaciones importantes:

- ◆ No hay límite sobre la cantidad de soluto que puede sorber el suelo y debe haber un límite en la realidad, que correspondería a la saturación de la posibilidad de sorber más soluto.
- ◆ Pocos datos pueden conducir erróneamente a suponer que se tiene una relación lineal.

En casos donde el soluto adsorbido consiste en sulfato, cadmio, cobre, zinc, molibdeno, pesticidas órgano-fosfatados, residuos p-cloroanilina, y parathion, entre otros, conviene emplear el modelo de Freundlich para sorción isoterma no lineal, de manera que en este caso el factor de retardamiento puede expresarse como

$$R_d = 1 + \frac{\rho}{\theta} K_d N_c^{(N-1)} \quad \text{III.35}$$

La tabla III.20 muestra las propiedades que influyen en la adsorción de químicos sobre un suelo.

**Tabla III.20 Propiedades de un suelo que influyen en la adsorción de químicos**

Propiedades del suelo	Propiedades químicas	Propiedades ambientales
Composición de la arcilla y capacidad de intercambio	Estructura eléctrica	Temperatura del suelo
Contenido de materia orgánica	Solubilidad del fluido	
Contenido de agua del suelo	Composición de la solución	
Densidad del suelo	Concentración de la solución	
	pH	

Muchos compuestos orgánicos disueltos en el agua subterránea pueden ser adsorbidos sobre las superficies de los sólidos gracias al efecto hidrofóbico (Roy & Griffin 1985). Estos compuestos existen como especies eléctricamente neutras con diferentes grados de polaridad. La solubilidad de un compuesto orgánico en el agua es una función del grado en que ellos son atraídos por la molécula polar del agua. Los compuestos hidrofóbicos pueden ser disueltos en muchos solventes orgánicos no polares pero presentan una baja solubilidad en el agua; estas moléculas tienden a ser atraídas hacia las superficies que son menos polares que el agua.

El pH del suelo puede tener un efecto muy marcado en la adsorción de químicos dentro de un suelo, particularmente en químicos muy poco ácidos o muy poco básicos.

Como regla general, los químicos que se disocian en la solución son afectados por el pH mientras que el resto parece ser relativamente independiente del pH.

Aunque algunos componentes pueden incrementar su adsorción conforme aumenta la temperatura, la mayoría tiende a disminuirla. La variación en la temperatura tiene dos efectos distintos sobre el proceso de adsorción: efectos de interacción entre soluto y superficie y efectos de interacción entre agua y soluto. El equilibrio entre estos dos efectos determinar

En gran medida, la capacidad de las arcillas naturales para adsorber cationes está en relación con su superficie específica que, para los tres grupos más importantes está en el rango siguiente:

- Caolinita: 5 a 20 m<sup>2</sup>/g
- Illita: 65 a 120 m<sup>2</sup>/g
- Montmorilonita: 500 a 800 m<sup>2</sup>/g

La montmorillonita es la arcilla más reactiva, y puede sorber grandes cantidades de agua y iones entre sus granos minerales, que tienen forma de hojuelas. Las arcillas son partículas coloidales, de superficies con carga negativa y no balanceada. La carga se balancea adsorbiendo cationes de suerte que la superficie con carga negativa y los enjambres de cationes constituyen lo que se conoce como la doble capa electrostática. De hecho el balance nunca se logra, debido a la enorme talla y fácil acceso a las moléculas de  $O^{2-}$  y  $OH^-$ .

El campo eléctrico, difuso y negativo, de la superficie de la partícula tiende a repeler aniones, por lo que en las proximidades de esta superficie hay abundancia de cationes y relativamente pocos aniones. El efecto de la doble capa electrostática se extiende a una distancia para la cual, el número de cationes en solución es igual al número de aniones, y por esta razón, se extiende a mayor distancia en soluciones diluidas. La extensión de la doble capa es menor para cationes bivalentes que para cationes monovalentes.

### III.6 PROCESOS DE REDOX Y BIODEGRADACIÓN

Las reacciones químicas o bioquímicas que pueden presentarse entre los solutos y las arcillas son numerosas.

Los microorganismos catalizan casi todas las reacciones importantes que ocurren en el agua subterránea por óxido-reducción (redox). Las bacterias son los microorganismos más importantes en los procesos de redox en la zona donde se desplaza y almacena el agua subterránea. El tamaño de las bacterias oscila entre 0.33 y 3  $\mu m$  y, según la variedad, las bacterias pueden vivir bajo presiones de cientos de atmósferas, en ambientes con pH entre 1 y 10, temperaturas entre 0 y 75°C, y con salinidades mayores que la del agua de mar. Desgraciadamente, poco se sabe acerca de las bacterias que viven bajo la capa de suelo vegetal, es decir, en lo que se considera el subsuelo en ingeniería geotécnica.

La biodegradación se define como el proceso por el cual una molécula orgánica se torna más pequeña por los efectos de reacciones bioquímicas o bióticamente, debido a la interacción con microbios entre los que se incluyen bacterias como *Micrococcus*, *Pseudomonas*, *Mycobacterium* y *Nocardia*, las cuales actúan generalmente en condiciones aeróbicas, aunque algunas especies pueden hacerlo en condiciones anaeróbicas. Algunas clases de compuestos orgánicos pueden sufrir degradación tanto biótica como abiótica. La degradación abiótica es el resultado de reacciones químicas o quimiodegradación, que dan lugar a un menor peso molecular de los compuestos; entre estas reacciones se incluyen la sustitución, la dehidrohalogenación y el redox.

Las condiciones ambientales como la temperatura, el pH, el estado de oxidación o reducción, la presencia de microorganismos y de otras sustancias, influyen a la velocidad y al tipo de degradación. Aún bajo condiciones favorables, los compuestos orgánicos requieren de varios años para ser degradados. La quimiodegradación, la biodegradación, al igual que la fotodegradación o degradación por medio de la acción de la luz, son procesos que se utilizan en las plantas de tratamiento de aguas residuales o lixiviados, para estabilizar y disminuir la peligrosidad de muchas sustancias.

Aunque la degradación no es un proceso que afecta la velocidad de transporte, sí afecta a la concentración de contaminantes orgánicos y puede ser analizada cuantitativamente y modelada por medio de ecuaciones. En el presente trabajo nos limitaremos a sólo a mencionar la existencia de este fenómeno.

En los átomos de elementos radiactivos (aquéllos con número atómico mayor a 83), los núcleos, que son muy pesados, son inestables y tienden a volverse estables emitiendo una parte de las partículas de que constan. Al variar el número o la índole de sus partículas, el núcleo de un elemento se convierte en el núcleo de otro isótopo o de otro elemento menos pesado. La mayoría de las veces no basta con una desintegración para que un elemento inestable se convierta en otro estable. Por lo general, el nuevo elemento que resulta de la desintegración es también inestable y al

cabo de un tiempo, más o menos largo, dependiente de su período, el elemento se desintegra a su vez, resultando en otro elemento también radiactivo, y así sucesivamente, hasta una última desintegración que da como resultado un elemento estable como el plomo. Cuando los desechos consisten en este tipo de sustancias, éstas, al igual que las sustancias no radiactivas, pueden introducirse en el suelo. Aquellas con carga positiva están sujetas a retardamiento por sorción en la superficie de las partículas de suelo. Debido a la degradación radiactiva, la concentración de radioisótopos se reduce tanto en la fase disuelta como en la sorbida.

## IV. MODELACIÓN MATEMÁTICA Y CRITERIOS DE DISEÑO

### IV.1 CONCENTRACIÓN DE CONTAMINANTES

Para evaluar un sistema de revestimiento de migración controlada, es necesario establecer un criterio de comportamiento en base al tiempo de tránsito de los contaminantes. El criterio debe ser tal que permita asegurar la operación confiable durante la vida útil del revestimiento, y aún tiempo después. El criterio puede expresarse en términos de filtración del flujo, del flujo de contaminante (indicado por la concentración química presente en el lixiviado), o de la concentración química en el fondo del revestimiento (Rowe 1988).

Cabe decir, que este tipo de análisis también es útil para revestimientos consistentes en geomembranas o para aquellos que combinan el uso de arcillas con geomembranas, ya que muchas veces es difícil garantizar la integridad de las geomembranas, ya sea por cuestiones de control de calidad en la instalación o bien por deterioro del material con el tiempo. En estos casos, la prevención de la contaminación queda en función de la capa de arcilla.

Generalmente el análisis es tratado por medio del uso de modelos de simulación matemáticos. Un modelo matemático de transporte de contaminantes consiste en ecuaciones gobernantes junto a condiciones iniciales y de frontera. Una vez que el modelo ha sido formulado y que los parámetros apropiados han sido determinados, lo que queda es encontrar la solución de las ecuaciones. Entre las técnicas más utilizadas de solución se encuentran :

♦ *Técnicas analíticas*: Las soluciones analíticas pueden aplicarse para casos simples que generalmente involucran un único estrato homogéneo (barrera) sujeto a condiciones de frontera simples. Los principales usos de este tipo de soluciones son para realizar estudios rápidos de sensibilidad y cálculos de diseño preliminares, y para verificar los resultados de análisis más sofisticados. Este tipo de soluciones por lo general suponen un estrato de profundidad infinita y una concentración constante  $c_0$  en la superficie.

♦ *Técnicas Semianalíticas*: Esta técnica es aplicable a situaciones donde la estratigrafía se puede idealizar suponiendo que las propiedades del suelo son iguales en cualquier posición horizontal dentro del estrato. Con esta suposición las ecuaciones gobernantes pueden simplificarse considerablemente utilizando transformadas de Laplace y de Fourier (las últimas se requieren únicamente en el caso de planteamientos en dos y tres dimensiones), las cuales pueden ser resueltas sin dificultad. En esta técnica las ecuaciones son resueltas por inversión numérica.

Gracias a la naturaleza semianalítica de la técnica, las concentraciones de contaminante y el flujo de masa total dentro de la barrera pueden determinarse con mucha precisión en cualquier tiempo y posición específicos de interés sin determinar el campo de soluciones completo. Esto da lugar a un significativo ahorro de esfuerzo computacional (en comparación con los métodos de elemento finito y de diferencia finita) cuando solo se requiere determinar la concentración en algunas posiciones y tiempos clave (puntos de monitoreo). Sin embargo, debe hacerse notar que el ahorro de esfuerzo de cómputo se pierde si se requiere determinar la concentración en un gran número de posiciones y tiempos; aunque generalmente esto no es necesario en el caso de diseño de barreras.

## IV. 2 CONSIDERACIONES DEL MODELO MULTI-CAPA

### IV.2.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO

El modelo considera una geometría como la que se muestra en la fig.(IV.1). El relleno tiene una longitud  $L$  en una dirección paralela a la velocidad base ( $v_b$ ). El revestimiento tiene una profundidad finita  $H$ , y bajo este subyace un estrato más permeable de espesor  $h$  con flujo horizontal de agua subterránea con una velocidad  $v_b$ . Se asume que el revestimiento está dividido en un número de capas y que cada capa puede ser considerada como homogénea.

#### IV.2.1.1 Consideraciones con respecto a las características de los estratos

Cada capa puede tener una porosidad, un coeficiente de dispersión. La velocidad de filtración  $v_z$  ( $=v_z/n$ ) puede variar entre capas, pero debe ser establecida por la porosidad de la capa y por la continuidad de flujo. El flujo total a través del suelo dependerá de la diferencia total de carga entre la superficie y la base del sistema junto con las conductividades hidráulicas de las diferentes capas.

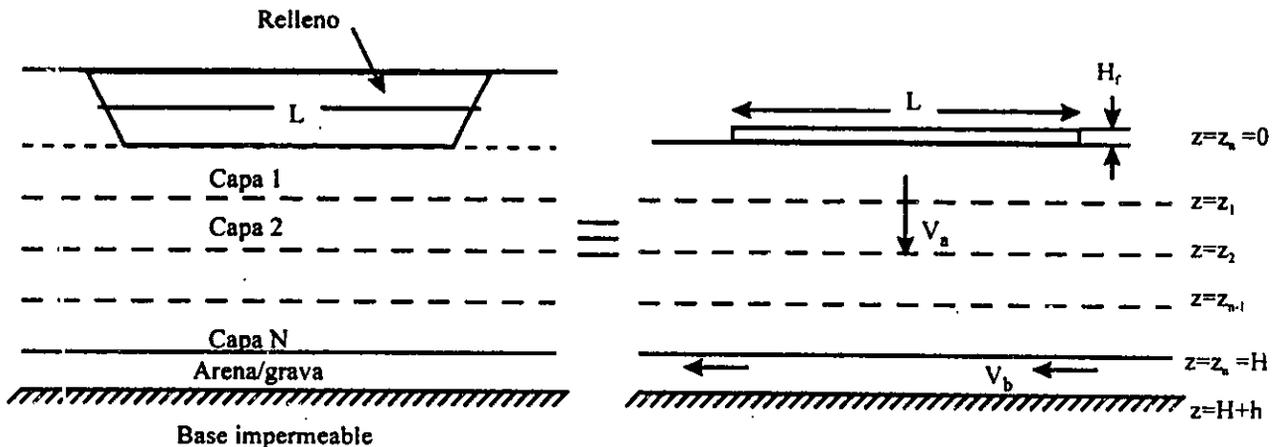


Fig. IV.1 Descripción del problema

#### IV.2.1.2 Consideraciones con respecto a la masa de contaminante

El impacto de una disposición de desperdicios sobre la calidad del agua subterránea es usualmente evaluada en función de la concentración de contaminantes dentro del relleno.

El incremento en la concentración puede estar relacionada con procesos de lixiviación así como a procesos químicos y biológicos como el análisis (descomposición de las sustancias en sus constituyentes), y la síntesis (operación inversa al análisis) de sustancias existentes en los desechos. Del mismo modo, el descenso en la concentración con el tiempo se debe a la migración

de los contaminantes por medio de los mecanismos de advección, difusión, y dispersión, así como a los procesos de degradación química, degradación biológica y precipitación.

En el diseño de sistemas de revestimientos, no es práctico modelar los detalles de los procesos de lixiviación así como los procesos químicos y biológicos antes mencionados. Sin embargo, para propósitos de diseño es común hacer algunas consideraciones que faciliten tener una visión del impacto potencial de la masa de contaminante:

- ◆ La concentración máxima de un contaminante, alcanza la concentración pico  $c_0$  instantáneamente.
- ◆ Toda la masa de contaminante  $M_{TC}$  está en solución en el tiempo en que se alcanza la concentración máxima.
- ◆ Se ignora cualquier decremento en la concentración debido a procesos químicos o biológicos dentro del relleno.

La concentración máxima,  $C_0$  de un contaminante dado puede ser estimado a partir de rellenos similares. La masa total de contaminante es más difícil de determinar. No obstante, el límite superior puede ser estimado considerando la variación de la concentración con el tiempo o considerando la composición del desecho. Dado que la concentración es igual a la masa por unidad de volumen, la masa de un contaminante recolectado en un año es igual a la concentración multiplicada por el volumen de lixiviado recolectado. Si no es posible tener esta información, se puede usar estudios de composición de desechos para estimar la masa total. La tabla IV.1 resume un estimado de la composición de desperdicios reportado por Hughes y col. (1971). Para especies contaminantes predominantemente formadas por síntesis de otras especies, un límite superior estimado de la masa de contaminante puede ser obtenido a partir de la estimación de la masa de químicos que forman el contaminante derivado.

Como toda la masa de contaminante se encuentra en solución en el momento en que se alcanza la concentración máxima, es frecuente representarla en función de un "volumen equivalente de lixiviado,"  $V_0$ . La concentración inicial  $c_0$  en la fuente está dada por la relación entre la masa y el volumen de lixiviados que se expresa como:

$$c_0 = \frac{M_{TC}}{V_0} \quad \text{IV.1}$$

Por razones de diseño, es conveniente representar la masa de contaminante en términos de "una altura equivalente de lixiviado,"  $H_f$ , la cual está dada por la siguiente relación:

$$H_f = \frac{V_0}{A_0} \quad \text{IV.2}$$

y con relación a la masa y concentración inicial de contaminante en la fuente, considerando la superficie del depósito, se tiene que:

$$H_f = \frac{M_{TC}}{c_0 A_0} \quad \text{IV.3}$$

Sin embargo, no es posible determinar con exactitud el volumen de lixiviado en el relleno; no obstante es posible hacer estimaciones de posibles rangos considerando la porosidad del material de relleno y la altura del nivel del líquido dentro del mismo. En el caso de rellenos de tierra,  $H_f$  es siempre menor que la altura total del material de relleno. Normalmente  $H_f$  se encuentra en rangos de 0.5 a 10 m, siendo más probables valores de 1 a 5 m. Posiblemente el valor de  $H_f$  pueda

variar debido a fluctuaciones estacionales; sin embargo como estos cambios son rápidos comparados con la escala de tiempo del problema, es razonable utilizar un valor promedio.

**Tabla IV.1 Composición de basura (Hughes y cols., 1971)**

<b>Componente</b>	<b>Contaminante/basura seca</b>
Fibra cruda	38.3%
Contenido de humedad	18.2%
Ceniza	20.2%
Carbón libre	0.57%
<b>Nitrógeno</b>	
Libre	0.02mg/g
Orgánico	1.23mg/g
<b>Solubles en agua</b>	
Sodio	2.23 mg/g
Cloruro	0.97 mg/g
Sulfato	2.19 mg/g
Demanda química de oxígeno	42.29 mg/g
Fosfato	0.15 mg/g
Sólidos	10.12 mg CaCO <sub>3</sub> /g
<b>Metales mayores:</b>	
Aluminio, hierro, silicio	>5% (por análisis de espectrografía)
<b>Metales menores:</b>	
Calcio, magnesio, potasio	1.0 a 5.0% (por análisis de espectrografía)

En los sistemas de revestimientos que no cuentan con sistema de colección de lixiviados toda la masa de contaminante se encuentra disponible para migrar hacia el acuífero. En los sistemas que si cuentan con captadores de lixiviados, sólo una parte de la masa migra hacia el acuífero, en estos casos el análisis es más complicado (Rowe & Booker 1985, Rowe 1988).

#### **IV.2.1.3 Consideraciones con respecto a la concentración en el estrato permeable**

La concentración en el estrato mas permeable tiende a cero cuando, la velocidad base  $v_b$  es lo suficientemente grande como para remover el lixiviado descargado. Sin embargo, en muchos casos  $v_b$  es relativamente pequeña; y por consiguiente la concentración varía con el tiempo. Con la finalidad de determinar la concentración en el estrato permeable se supone que la concentración  $c_b(t)$  no varía con la posición vertical u horizontal, y que el transporte de solutos se realiza sólo por advección. Esto no es estrictamente cierto; sin embargo resulta una en muchas ocasiones. La

su posición de que  $c_0$  es independiente de la posición resulta mas real cuando el estrato tiene poco espesor (Rowe & Booker 1985).

### IV.3 ECUACIÓN FUNDAMENTAL

La ecuación que describe la masa de flujo  $f$  por unidad de área y por unidad de tiempo para una capa  $j$  en un suelo estratificado no homogéneo, esta dado por:

$$f = n_j v_j c - n_j D_j \frac{\partial c}{\partial z} \quad \text{IV.4}$$

donde  $c$  es la concentración de soluto,  $n_j$  es la porosidad,  $D_j$  es el coeficiente de dispersión hidrodinámica en la dirección  $z$  y  $v_j$  es la velocidad de filtración en la capa  $j$ .

Considerando conservación de masa, el cambio en el flujo debe ser igual a la proporción del cambio de la concentración de soluto mas sorción:

$$(n_j + \rho_j K_j) \frac{\partial c}{\partial t} = - \frac{\partial f}{\partial z} \quad \text{IV.5}$$

donde  $\rho_j$  es la densidad volumétrica del suelo en la capa  $j$

La combinación de las dos ecuaciones anteriores permite obtener la ecuación gobernante del problema, tal como se muestra:

$$(n_j + \rho_j K_j) \frac{\partial c}{\partial t} = n_j D_j \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} - n_j v_j \frac{\partial c}{\partial z} \quad \text{IV.6}$$

#### IV.3.1 CONDICIONES DE FRONTERA

##### IV.3.1.1 Concentración en la superficie del revestimiento

Si se considera que un contaminante alcanza su concentración máxima ( $C_0$ ) en el tiempo ( $t_0$ ), y que esta concentración decrece con el tiempo conforme el contaminante migra, la concentración en la superficie está dada por:

$$c_t(t) = c_0 - \frac{1}{H_f} \int_0^t f_0(c, \tau) d\tau \quad \forall z \geq 0 \quad \text{IV.7}$$

donde  $f_0(c, \tau)$  es el flujo en la superficie cuando  $z=0$ . Algunos autores han supuesto que la concentración en la superficie permanece constante y es independiente del tiempo; esto sólo puede ocurrir cuando  $H_f$  es muy grande ( $H_f \rightarrow \infty$ ). Esta suposición es extremadamente conservadora y enmascara muchos aspectos importantes del problema de migración de contaminantes a través de un estrato finito (Rowe & Booker 1985).

### IV.3.1.2 Concentración en la base del revestimiento

El cambio neto en la masa del soluto en el estrato permeable, para un tiempo  $t$ , es igual a la diferencia entre el flujo hacia el estrato permeable desde el relleno y el flujo existente en el estrato permeable, y está dado por:

$$m = \int_0^t W L f_b(c, \tau) d\tau - \int_0^t W h v_b c_b d\tau \quad \text{IV.8}$$

donde  $f_b(c, \tau)$  es el flujo en el estrato permeable cuando  $z=H$ ,  $W$  es el ancho del relleno,  $L$  es la longitud del relleno y  $h$  es el espesor del estrato permeable.

Considerando que  $c=m/V$  y que  $V=WLn_b h$ , donde  $V$  es el volumen, la concentración en la base está dada por:

$$c_b(t) = \int_0^t \frac{f_b(c, \tau)}{n_b h} d\tau - \int_0^t \frac{v_b c_b}{n_b L} d\tau \quad \text{IV.9}$$

## IV.3.2 INVERSIÓN NUMÉRICA DE LA TRANSFORMADA DE LAPLACE

La ventaja de la transformada de Laplace es que una de las variables independientes de la ecuación diferencial parcial es eliminada. Una vez que se obtiene la solución transformada, la solución al problema original puede resolverse en algunos casos por inversión analítica (por tablas o por el teorema de la transformación de Laplace). En otros casos debido a que la inversión analítica es difícil o no es posible realizarla, se obtiene una solución aproximada por medio de la inversión numérica de la solución transformada (Moench & Ogata 1981).

Entre los diversos métodos que existen sobre inversión numérica, existe uno que es extremadamente simple y requiere muy poca computación: es el método de Gaver (1966), revisado y presentado en forma de algoritmo por Stehfest (1970). La inversa de la transformada de Laplace puede obtenerse por medio de la fórmula desarrollada por Stehfest:

$$F_a = \frac{\log 2}{T} \sum_{i=1}^N V_i P\left(i \frac{\log 2}{T}\right) \quad \text{IV.10}$$

donde  $F_a$  es el valor aproximado de la inversa  $F(t)$  sujeto a  $T$ .  $P(s)$  es la función transformada que será invertida y,  $V_i$  es un coeficiente que está dado por:

$$V_i = (-1)^{i+N/2} \sum_{j=(i+1)/2}^{\min(i, N/2)} \frac{j^{N/2} (2j)!}{(N/2 - j)! j! (j-1)! (i-j)! (2j-i)!} \quad \text{IV.11}$$

donde  $N$  es un número par y  $j$  se calcula con aritmética de enteros. Aplicando transformada de Laplace a la ecuación IV.6, se tiene que:

$$s(n_j + \rho_j K_j) \bar{c} = n_j D_j \frac{\partial^2 \bar{c}}{\partial z^2} - n_j v_j \frac{\partial \bar{c}}{\partial z} \quad \text{IV.12}$$

Esta ecuación tiene una solución de la siguiente forma:

$$\bar{c} = A \exp(\alpha z) + B \exp(\beta z) \quad \text{IV.13}$$

donde  $\alpha$  y  $\beta$  son las raíces:

$$\frac{v_j}{2D_j} \pm \left[ \frac{v_j^2}{4D_j^2} + \frac{s(n_j + \rho_j K_j)}{n_j D_j} \right]^{1/2} \quad \text{IV.14}$$

La evaluación de la ecuación (IV.13) en función de los planos nodales  $z_i, z_j$  (donde  $i=j-1$ ), da la siguiente fórmula:

$$\bar{c} = \bar{c}_i \frac{\exp[\alpha(z - z_j)] - \exp[\beta(z - z_j)]}{\exp[\alpha(z_i - z_j)] - \exp[\beta(z_i - z_j)]} + \bar{c}_j \frac{\exp[\alpha(z - z_i)] - \exp[\beta(z - z_i)]}{\exp[\alpha(z_j - z_i)] - \exp[\beta(z_j - z_i)]}$$

y

$$\frac{\bar{f}}{n_j D_j} = \bar{c}_i \frac{\beta \exp[\alpha(z - z_j)] - \alpha \exp[\beta(z - z_j)]}{\exp[\alpha(z_i - z_j)] - \exp[\beta(z_i - z_j)]} + \bar{c}_j \frac{\beta \exp[\alpha(z - z_i)] - \alpha \exp[\beta(z - z_i)]}{\exp[\alpha(z_j - z_i)] - \exp[\beta(z_j - z_i)]}$$

Haciendo  $z_j - z_i = \lambda$ , nos dá la matriz de capa, la cual relaciona las concentraciones en los nodos y los flujos nodales:

$$\begin{bmatrix} \bar{f}_i \\ \bar{f}_j \end{bmatrix} = n_j D_j \begin{bmatrix} \frac{\beta \exp(-\alpha\lambda) - \alpha \exp(-\beta\lambda)}{\exp(-\alpha\lambda) - \exp(-\beta\lambda)} & \frac{\beta - \alpha}{\exp(\alpha\lambda) - \exp(\beta\lambda)} \\ \frac{-(\beta - \alpha)}{\exp(-\alpha\lambda) - \exp(-\beta\lambda)} & -\frac{[\beta \exp(\alpha\lambda) - \alpha \exp(\beta\lambda)]}{\exp(\alpha\lambda) - \exp(\beta\lambda)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{c}_i \\ \bar{c}_j \end{bmatrix} \quad \text{IV.15}$$

la cual puede ser escrita como:

$$\begin{bmatrix} \bar{f}_i \\ \bar{f}_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Q_j & R_j \\ S_j & T_j \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{c}_i \\ \bar{c}_j \end{bmatrix}$$

Ensamblando la matriz anterior para cada capa en el depósito, se tiene:



$$\begin{bmatrix}
 1 + \frac{Q_1}{sH_f} & \frac{R_1}{sH_f} & 0 & 0 \\
 S_1 & T_1 + Q_2 & R_2 & 0 \\
 0 & S_2 & T_2 + Q_3 & R_3 \\
 \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\
 S_{n-1} & T_{n-1} + Q_n & R_n & \\
 & \frac{S_n}{sn_b h} & \frac{T_n}{sn_b h} + \frac{v_b}{sn_b L} + 1 & 
 \end{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 -c_1 \\
 -c_1 \\
 -c_2 \\
 \vdots \\
 \vdots \\
 \vdots \\
 -c_{n-1} \\
 -c_b
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{bmatrix}
 c_o \\
 s \\
 0 \\
 0 \\
 \vdots \\
 \vdots \\
 0 \\
 0
 \end{bmatrix}$$

Teóricamente, la precisión puede mejorarse incrementando el valor de N; sin embargo, en la práctica un valor de N=18, da valores más precisos (Moench & Ogata 1981).

#### IV.4 CRITERIO DE DISEÑO

Debido a las propiedades de atenuación de las barreras de arcilla, estas se usan en los rellenos sanitarios o lagunas de desechos. El diseño de estos sitios de eliminación debe requerir consideración de la probable contaminación del sistema de agua subterránea circundante tanto a corto como a largo plazo. También se deben determinar los límites de consistencia, contenido de materia orgánica, mineralogía de las arcillas, capacidad de intercambio catiónico y solubilidad de los suelos. Un estudio de la permeabilidad de campo es indispensable, debido a que las pruebas de laboratorio, por el pequeño volumen que involucran, no reflejan en forma adecuada las características de permeabilidad, principalmente la secundaria, que es debida a discontinuidades como agujeros o grietas. El diagrama de flujo para el diseño de barreras para control de contaminantes se muestra en la fig. IV.2.

Cuando las dimensiones horizontales de superficie ocupada por los rellenos sanitarios, las lagunas de desechos, etc., son por lo general mucho mayores que el espesor de la barrera o de los estratos que la pluma contaminante debe recorrer para alcanzar los cuerpos de agua que se pretende proteger, resulta perfectamente aceptable un modelo unidimensional que permita estudiar la migración de la pluma en la dirección vertical ya que ésta es la dirección predominante en el transporte de masa.

En los casos donde las dimensiones en planta del contenedor son semejantes o menores que el espesor de los suelos que la pluma debe recorrer, o existe flujo de agua que afecte el trayecto vertical, o porque hay irregularidades laterales en el subsuelo, o simplemente porque se analiza lo que ocurre cerca de los bordes del contenedor, etc., existe influencia de efectos bi o tridimensionales que deben analizarse porque son éstos quienes rigen el comportamiento de la pluma.

Aceptando que el problema puede tratarse como unidimensional y que la adsorción es instantánea reversible lineal isoterma, la ecuación que permite describir el transporte de masa en la dirección vertical (z) es,

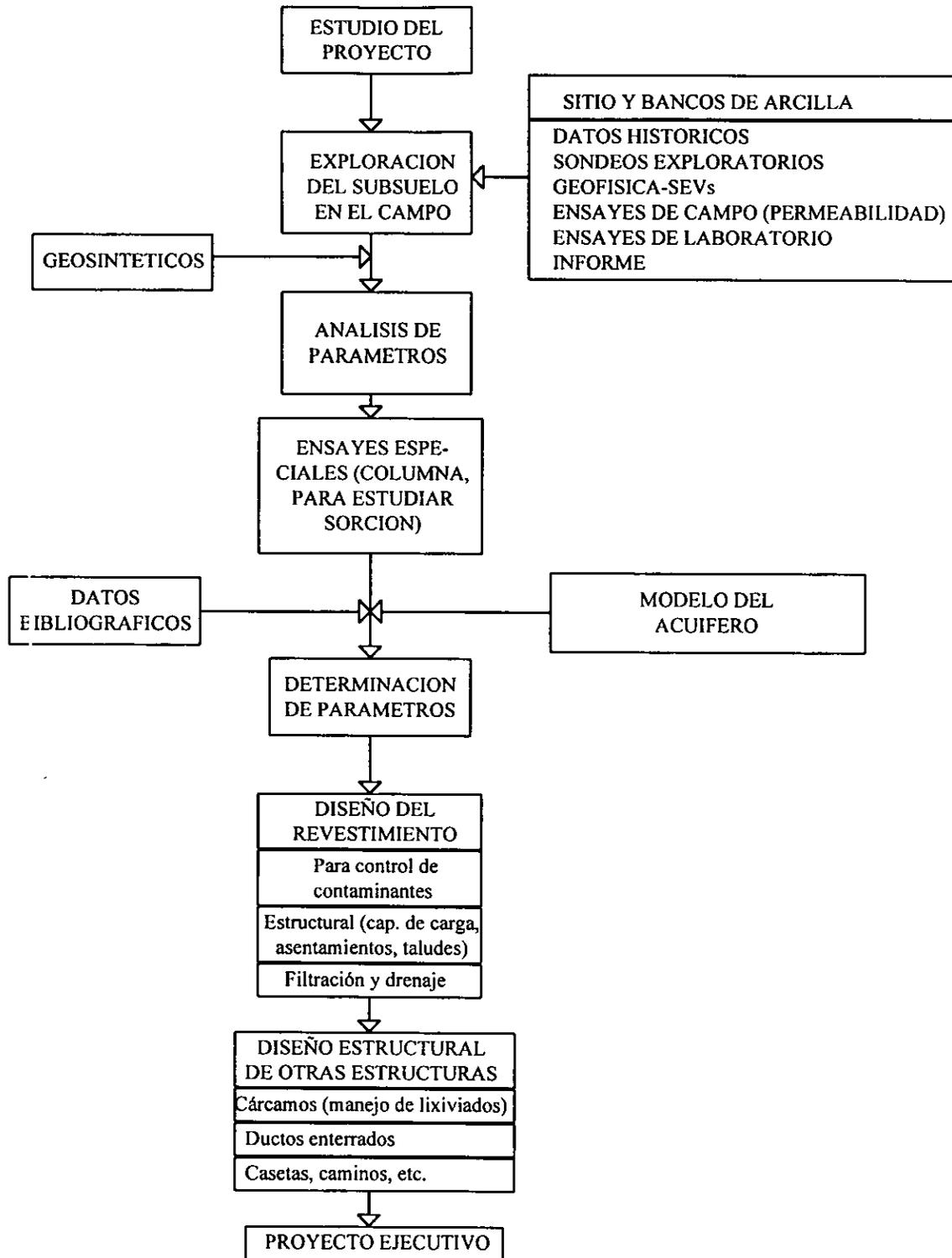


Fig. IV.2 Diagrama de flujo para diseño de barreras para control de contaminantes

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{1}{R_d} \left\{ D \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} - v_z \frac{\partial c}{\partial z} \right\} \quad \text{IV.17}$$

donde  $R_d$  es el factor de retardamiento,  $D$  el coeficiente de dispersión hidrodinámica y  $v_z$  la velocidad de flujo. La ecuación de transporte nos muestra que el nivel de concentración de la pluma en un punto localizado a una distancia  $z$  de la fuente contaminante y en el instante  $t$  es directamente proporcional al coeficiente de dispersión hidrodinámica y es inversamente proporcional al factor de retardamiento o sorción, y al espesor conjunto de la barrera y de los estratos que el contaminante debe atravesar; por lo anterior puede decirse que la contaminación será menor cuanto menor sea la difusión y mayores sean la sorción y el espesor del conjunto barrera-estratos.

De lo anterior puede desprenderse que el criterio de diseño debe consistir en concebir una barrera de suelo que permita controlar la distribución espacial y la variación temporal de la concentración de los diversos contaminantes que se encuentran en la pluma con el fin de proteger los recursos naturales disponibles y evitar mayor contaminación en los suelos y cuerpos de agua ya contaminados. Para lograr lo anterior, es necesario emplear materiales que tengan o reúnan las siguientes características que se entenderán como los aspectos básicos para el diseño de barreras:

- a) Un bajo coeficiente de dispersión hidrodinámica, i.e. predominio de la difusión molecular sobre la mecánica o dispersividad;
- b) Una baja permeabilidad y una gran resistencia al agrietamiento;
- c) La posibilidad de realizar fenómenos de sorción que permitan retardar o atenuar la migración de contaminantes
- d) La posibilidad de realizar reacciones químicas o de biodegradación que reduzcan el poder contaminante de la pluma.
- e) Un espesor suficiente para hacer más efectivos los mecanismos de retardo, atenuación y biodegradación.

Las arcillas naturales son materiales muy eficientes para satisfacer los cinco aspectos básicos del diseño. Las geomembranas, aun cuando sólo son efectivas para los dos primeros aspectos, si permiten controlar con ventajas cuando se les combina con revestimientos de arcilla.

En la Fig. IV. 3 se ilustra el perfil estratigráfico idealizado que permite estudiar el problema. La condición de frontera que describe la fuente contaminante es:

$$c_i(z = 0, t) = c_o - \frac{1}{H_f} \int_0^t (v_a c - nD \frac{\partial c}{\partial z}) dt \quad \text{IV.18}$$

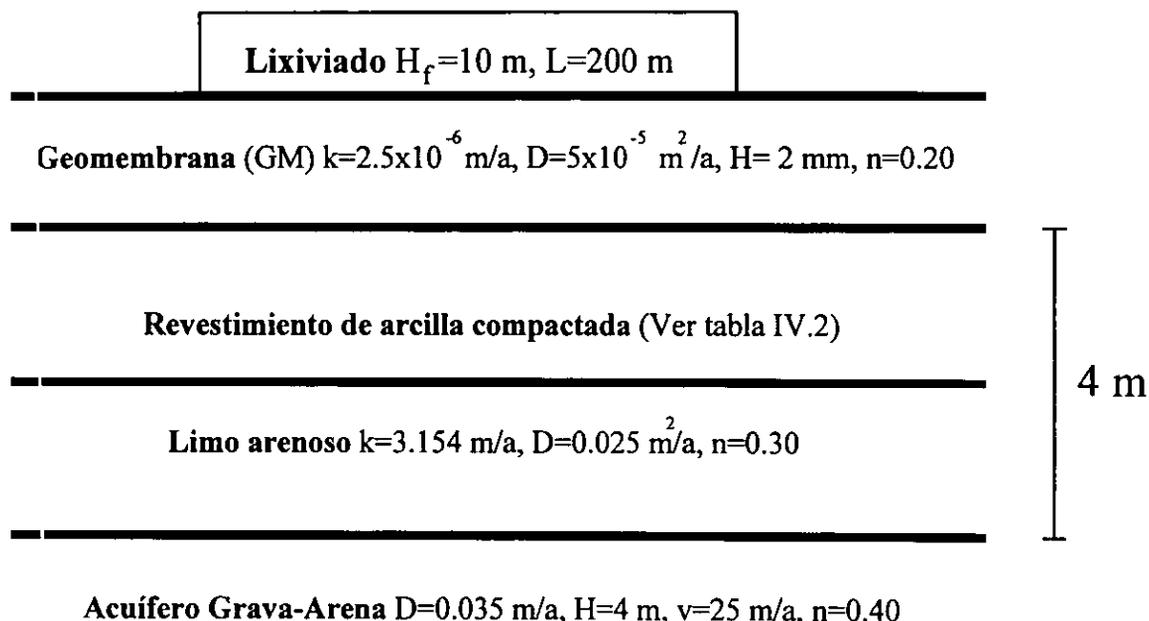
La ecuación IV.18 representa una condición de concentración decreciente, con lo cual se asume que la masa de contaminante en la fuente es finita e irá decreciendo con el tiempo conforme vaya produciéndose el flujo de masa del depósito hacia los estratos subyacentes.

## IV.5 COMPARACIÓN ENTRE ARCILLAS Y GEOMEMBRANAS

Con el fin de ilustrar la importancia de cada uno de los mecanismos que pueden intervenir en la migración de contaminantes a través de suelos estratificados se ha buscado poner un ejemplo en el

que se distinguen los diferentes parámetros que desempeñan un papel en el transporte de contaminantes y recalcar la importancia de estos.

Para tal caso, considérese el caso de un relleno sanitario de 200 m de longitud, localizado sobre un depósito natural de arcilla. La base del estrato de arcilla se encuentra sobre un estrato de limo arenoso con propiedades físicas mostradas en la fig. IV.3, este a su vez se encuentra sobre un estrato permeable de 4m de espesor y una porosidad igual a 0.40. Muchas veces el suelo natural no presenta características adecuadas para la construcción del revestimiento por lo que es necesario a veces reemplazar el suelo. Entre las ventajas de esto último, se encuentran: i) el revestimiento de arcilla puede ser diseñado para tener una menor conductividad hidráulica que el suelo y consecuentemente se reducirá el transporte advectivo a través del suelo y, ii) una adecuada selección de arcilla podría controlar la sorción de algunas especies tóxicas. La característica de sorción de un revestimiento de arcilla es expresada en término del parámetro  $\rho k$ .



**Fig. IV.3 Estratigrafía y propiedades de las barreras y del subsuelo**

La tabla IV.2 muestra los parámetros para los distintos tipos de revestimientos de arcilla compactada que se van a considerar.

**Tabla IV.2 Valores típicos de los revestimientos**

	D (m <sup>2</sup> /a)	k (m/a)	n
Revestimiento i	0.01	0.0158	0.35
Revestimiento ii	0.05	0.0158	0.35
Revestimiento iii	0.07	0.0158	0.35

El espesor del revestimiento debe ser suficiente para garantizar la continuidad del mismo y evitar que se encuentre sometido a un gradiente hidráulico excesivo. No es recomendable un espesor inferior a 30 cm ni un gradiente superior a 10, especialmente en materiales mal graduados (Auvinet & Esquivel, 1986).

El espesor del revestimiento de arcilla fué variado entre 0 y 3 m, la velocidad superficial ( $v_s = \text{gradiente} \times \text{permeabilidad}$ ) fue calculada a partir de las condiciones de flujo unidimensional, considerando continuidad de flujo y el hecho de que la suma de carga de cada capa es igual a la carga total del sistema.

El gradiente depende, de la carga total H, la cual se asume constante e igual a 1 y, de la longitud total del espesor (L). Como puede observarse si la longitud del espesor aumenta, el gradiente disminuye y consecuentemente la velocidad advectiva reduce su valor.

Se ha analizado para cada gráfica diferentes valores de  $pk$ , el cual depende de las propiedades del suelo, de las reacciones químicas y sus velocidades y, del rango de concentración. Los valores típicos se encuentran entre 0 y 100, aunque han sido reportados valores mas altos

Las combinaciones serán: (1) revestimiento de arcilla compactada (fig. IV.4) y, (2) revestimiento de arcilla compactada + geomembrana (fig. IV.3). La finalidad de estas combinaciones es presentar la relevancia que tiene la inclusión de geomembranas en la barrera de arcilla compactada, así como los procesos de sorción y difusión sobre la progresión de la pluma contaminante.

La altura del lixiviado considerado fue de 10m y fue asumido un flujo en el estrato permeable de 25 m/año.

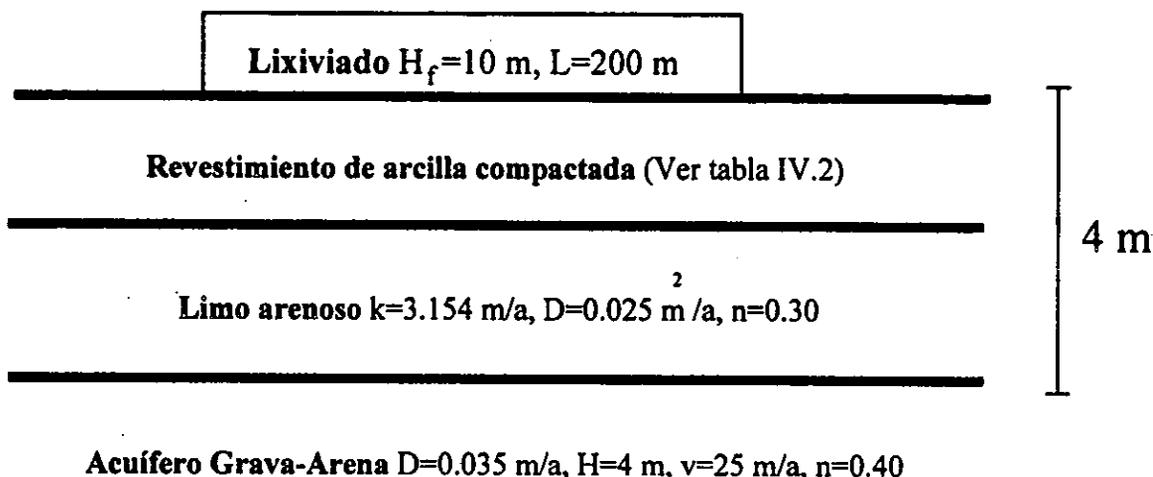


Fig. IV.4 Revestimiento de arcilla compactada

Las Figs IV.5 a IV.10 muestran las variaciones en la concentración relativa máxima, y el tiempo requerido para alcanzar este máximo para diferentes espesores del revestimiento de arcilla. Se puede observar en los tres revestimientos: i, ii y iii, con propiedades definidas en la tabla IV.2, que al incrementarse el espesor del revestimiento se reduce la velocidad advectiva y consecuentemente se reduce la concentración relativa máxima y, se incrementa el tiempo requerido para alcanzar esta concentración. Por ejemplo, para el revestimiento i (fig. IV.5) al incrementar el espesor del revestimiento de 0.1 a 3 m se disminuye la velocidad advectiva de 0.132 m/a a 0.0026 m/a.

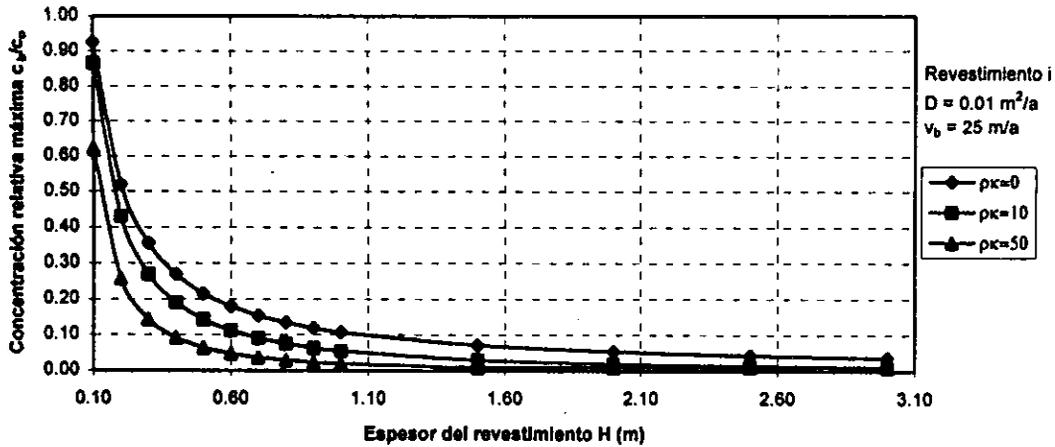


Fig. IV.5 Variación en la concentración relativa máxima: revestimiento I

Las figuras IV.5 a IV.10 muestran como el potencial de sorción del contaminante que tiene el revestimiento de arcilla puede hacer disminuir el pico de la concentración máxima e incrementar el tiempo requerido para alcanzar este máximo

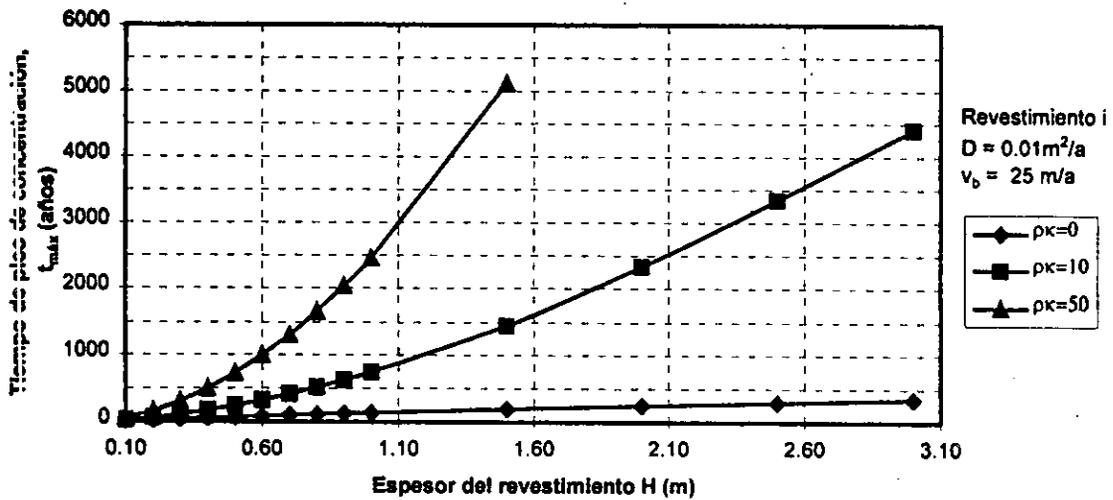


Fig. IV.6 Variación del tiempo requerido para alcanzar el pico de concentración: revestimiento I

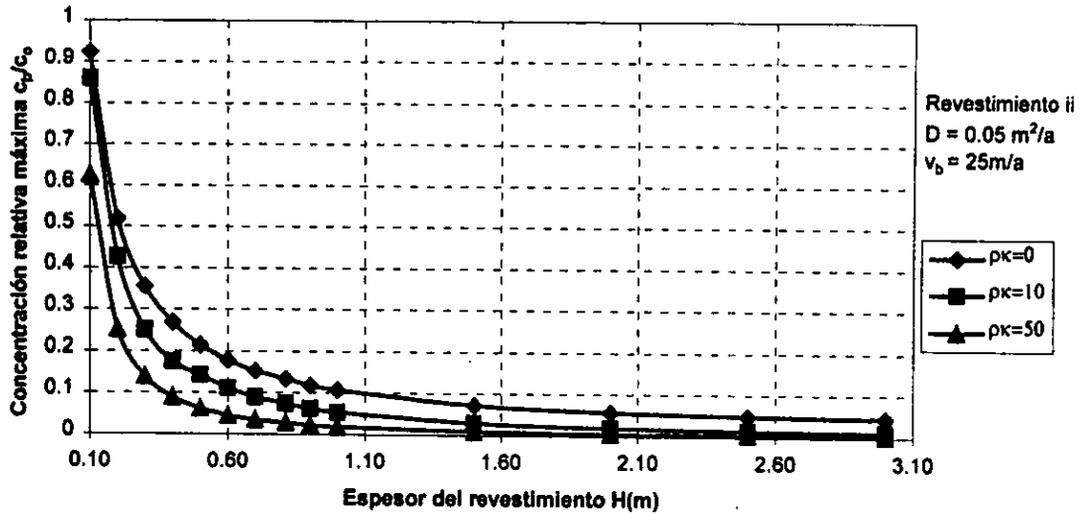


Fig. IV.7 Variación en la concentración relativa máxima: revestimiento ii

En las Fig. IV.5, IV.7 y IV.9 se muestran los resultados para  $\rho k=0$ ,  $\rho k=10$  y  $\rho k=50$ . Para el revestimiento ii con un espesor de 0.1 m. el efecto de incrementar  $\rho k$  de 0 a 50 se refleja en una reducción de la concentración máxima por un factor de 1.5, mientras que para un espesor de 3.0 m el efecto es más pronunciado. Aquí la concentración relativa máxima es reducida por un factor de 5 (fig. IV.7), los resultados reportados en las figuras anteriores, permiten destacar la importancia de la capacidad de sorción que tiene un revestimiento de arcilla y la relevancia que esto representa como fenómeno de retardamiento de la migración y atenuación de la concentración de contaminantes en la pluma.

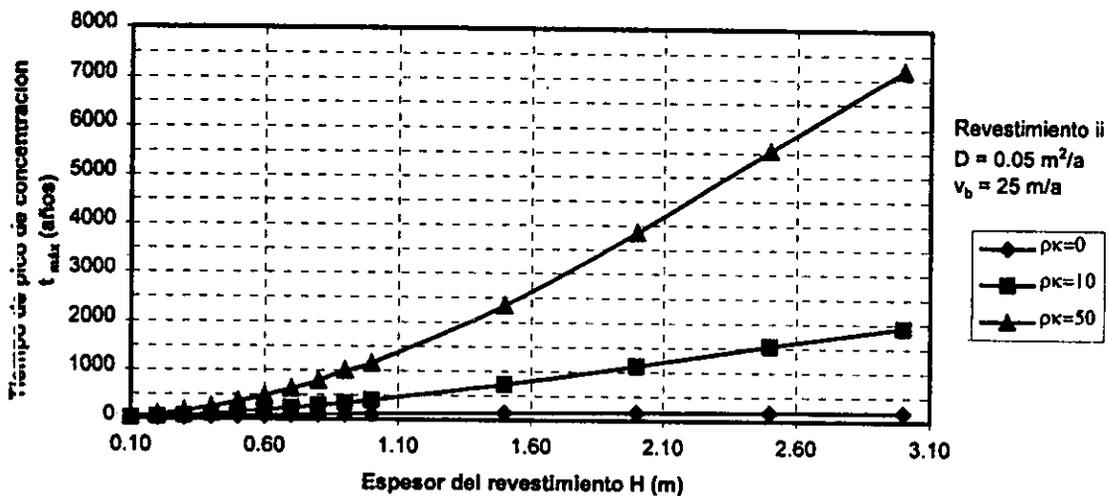


Fig. IV.8 Variación del tiempo requerido para alcanzar el pico de concentración: revestimiento ii

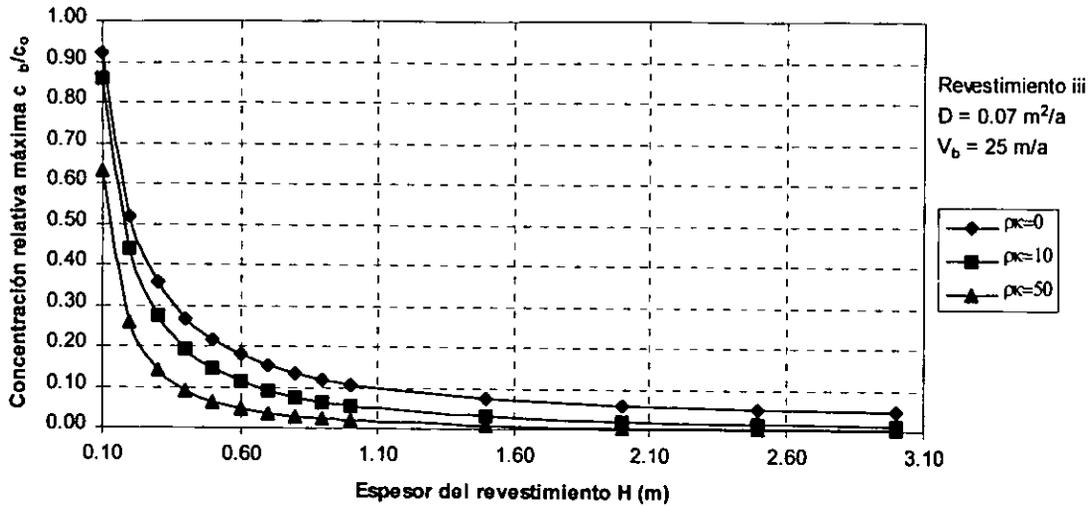


Fig. IV.9 Concentración relativa máxima: revestimiento iii

Comparando los resultados de las figuras IV.5, IV.7 y IV.9 se observa que el coeficiente de dispersión tiene un pequeño efecto en la concentración relativa máxima. Al comparar los revestimientos i y iii (Fig. IV.5 y IV.9) se puede observar que para un espesor de revestimiento igual a 0.1 m y con capacidad de sorción igual a 50 el incrementar D de 0.01 a 0.07 m<sup>2</sup>/año hace que se reduzca la concentración en un 1%.

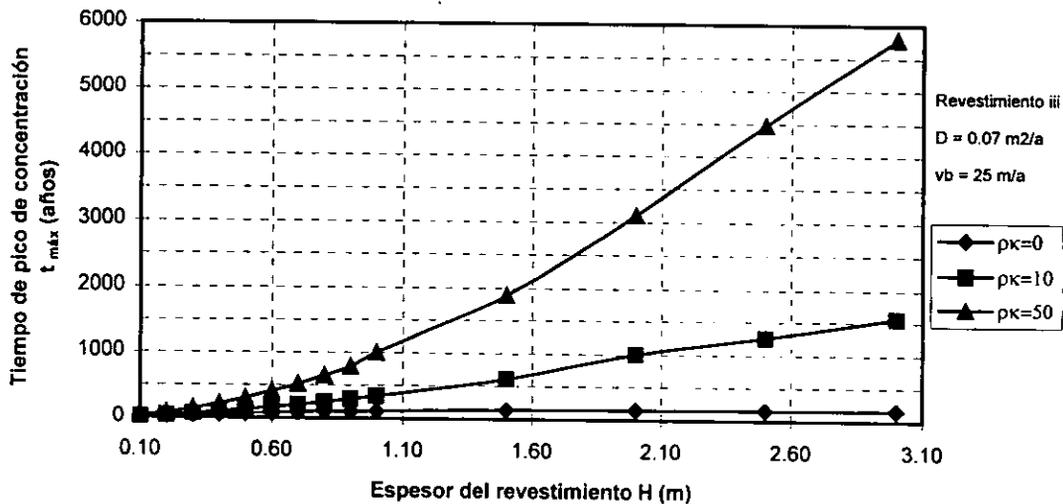


Fig. IV.10 Variación del tiempo requerido para alcanzar el pico de concentración: revestimiento iii

Los resultados mostrados en las figuras IV.11 y IV.12 permiten demostrar la importancia que tiene considerar una geomembrana en la barrera.

Para el revestimiento i con un espesor de 0.1 m y  $\rho k = 0$  colocar una geomembrana conduce a disminuir la concentración relativa máxima por un factor de 63 (Fig. IV.5 y IV.11). En efecto el

colocar una geomembrana, se reduce la velocidad advectiva de 0.132m/a a 0.00123m/a. Este factor es menos pronunciado cuando el espesor del revestimiento de arcilla es de 3m. Aquí la concentración relativa máxima es reducida por un factor de 3.5. Sin embargo, cabe hacer notar que la concentración mínima en los puntos de interés se obtiene al colocar un revestimiento de arcilla de 3m mas una geomembrana.

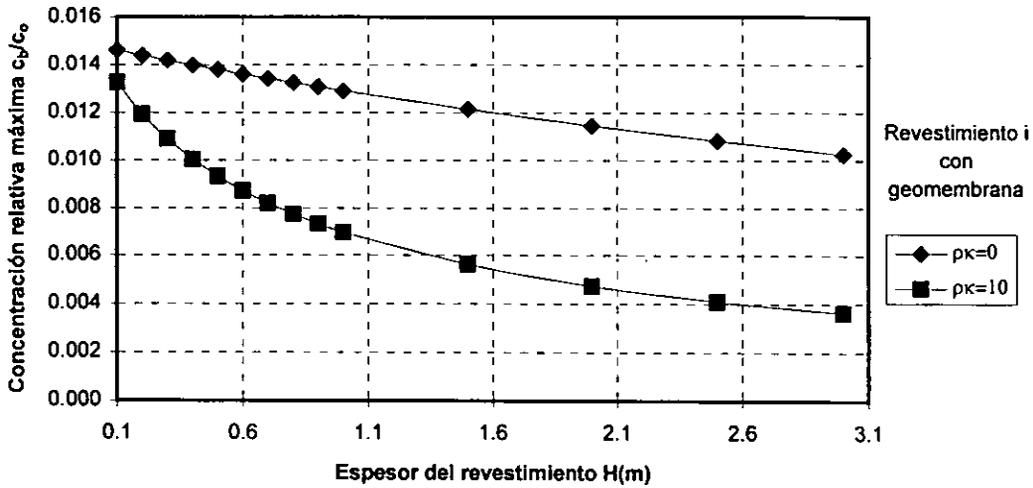


Fig. IV.11 Variación de la concentración relativa máxima: revestimiento i+geomembrana

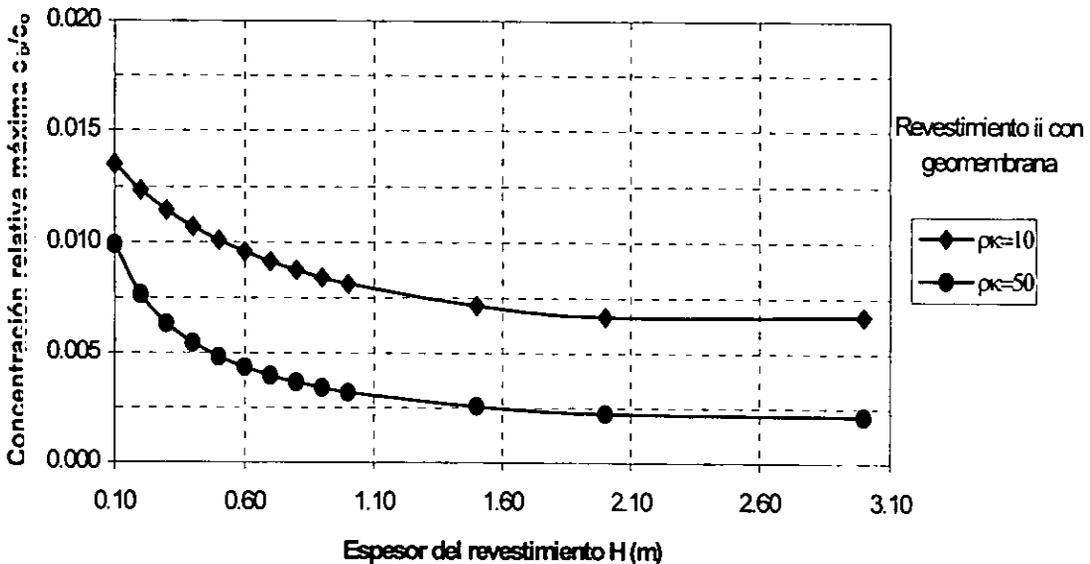


Fig. IV.12 Variación de la concentración relativa máxima: revestimiento ii+geomembrana

Las ocho figuras anteriores permiten concluir que el revestimiento de arcilla es el elemento que permite controlar la sorción de manera preponderante; mientras que la geomembrana es sin duda útil cuando se trata de reducir la progresión por advección. Ambos materiales contribuyen significativamente a controlar el transporte de masa por difusión. También debe notarse que al incrementarse el espesor del estrato arcilloso se reduce proporcionalmente la concentración de contaminantes en el subsuelo.

## IV.6 CONSIDERACIONES EN ZONAS ÁRIDAS

Las arcillas son suelos naturales de baja permeabilidad y de ahí el interés de emplearlos en la construcción de barreras de protección para evitar o controlar la migración de contaminantes. Trabajos realizados por Mitchell y col. (1965), Daniel (1987), entre otros han mostrado que la compactación en el lado húmedo minimiza la conductividad hidráulica. Sin embargo, en lugares relativamente áridos, esta práctica puede ser contraproducente si el revestimiento estuviese sujeto a eventuales desecaciones. Benson y Othman (1993) encontraron que los efectos de congelación y deshielo en el campo afectan la conductividad hidráulica de las arcillas compactadas. Los autores también observaron que durante la congelación y el deshielo se forman numerosas fisuras horizontales y verticales en el suelo y determinaron, mediante pruebas de desecación, que estas fisuras fueron la causa primaria que explica los mayores valores de la conductividad hidráulica.

Daniel y Wu (1993) propusieron cuatro soluciones posibles para evitar el agrietamiento de las arcillas por desecación. Las soluciones propuestas por los autores son:

a ) Utilizar arenas arcillosas (SC), las cuales combinan los atributos de conductividad hidráulica baja y contracción baja al secar.

b ) Compactar el suelo con bajo contenido de agua pero muy alta energía, lo cual asegura una conductividad hidráulica baja como un bajo potencial de contracción.

c ) Aplicar esfuerzos altos de sobrecarga. Boynton y Daniel (1985) demostraron que la arcilla desecada se expande cuando es rehumedecida pero no recupera la conductividad hidráulica baja original, si el esfuerzo de sobrecarga es bajo. La desecación tiene un mayor potencial para dañar permanentemente a las barreras de arcilla en sistemas de cubiertas donde la arcilla está sujeta a un esfuerzo bajo, que en sistemas de revestimientos sujetos a un gran esfuerzo de sobrecarga proporcionado por el desecho suprayacente.

d ) Proteger las capas de arcilla con otras capas o geomembranas tanto abajo como arriba. Para revestimientos de suelo de conductividad hidráulica baja colocados en suelos muy secos con succiones que son bastante mayores que las del revestimiento compactado, se debe considerar separar el revestimiento del subsuelo seco con una geomembrana. En sitios áridos, la única manera práctica para suspender el secado de una barrera de conductividad hidráulica baja, puede ser colocar geomembranas tanto arriba como abajo de la barrera de suelo.

## CONCLUSIONES

Ante la imposibilidad de asegurar un control completo de la migración de solutos a través de revestimiento, el modelo de transporte estudiado nos permite determinar la concentración de contaminantes en los puntos de interés

Es importante recalcar que la barrera debe consistir al menos de una arcilla compactada, ya que este material es el único que puede dar lugar a los procesos de sorción que atenúan y retardan la progresión del contaminante.

Es particularmente importante considerar que pueden resultar incrementos significativos de la permeabilidad por la floculación de las partículas arcillosas debida a la interacción con soluciones de alta concentración en electrolito; también la permeabilidad aumentará notablemente por contracción del suelo en presencia de solventes orgánicos concentrados, así como por disolución ácida o alcalina de componentes minerales de las arcillas (aluminatos y silicatos) y otros (carbonatos) al interactuar con ácidos y bases. Es por ello que para el diseño de revestimientos debe evaluarse la influencia de los solutos sobre la fisicoquímica de las arcillas a utilizar.

Puede observarse que cuando se aumenta el espesor del revestimiento de arcilla compactada se reduce la velocidad advectiva, y en consecuencia la concentración máxima en los puntos de interés disminuye y el tiempo requerido para alcanzar este máximo aumenta.

La conductividad hidráulica sólo pueden reducirse si la estructura del suelo resultante del proceso de fabricación de la barrera está libre de macroporos como los debidos a los grumos o problemas de agrietamiento.

No obstante, a pesar de que la conductividad hidráulica de un suelo arcilloso aumenta cuando el permeante contiene algún químico orgánico, siempre existe la posibilidad de estabilizar el suelo contra el ataque químico agregando cal, cemento portland ó silicato de sodio.

Acidos orgánicos pueden disolver carbonatos y óxidos de hierro. El amortiguamiento del ácido puede llevar hacia una precipitación y consecuentemente a la obstrucción de poros. Sin embargo, después de largos períodos de tiempo, estas precipitaciones pueden ser reedificadas y removidas, llevando hacia un aumento en la conductividad hidráulica.

Las soluciones de compuestos que tienen una baja solubilidad en el agua, tales como los hidrocarburos no tienen gran efecto en la conductividad hidráulica.

Las conductividades hidráulicas obtenidas en campo generalmente son 10 a 1000 veces mayores que las obtenidas en pruebas de laboratorio. El problema con estas últimas pruebas es que las muestras pequeñas, inalteradas o recompactadas, tienen baja probabilidad de contar con una distribución representativa de grietas por desecación, fisuras y cualquier otro defecto hidráulico que puede estar presente en el revestimiento.

Si bien los procesos de difusión y advección son los dos mecanismos por los cuales se lleva a cabo el transporte de contaminantes en el medio poroso, los solutos disueltos están sujetos a otros procesos que pueden afectar su concentración en el medio.

---

El efecto de la sorción genera una disminución en la concentración máxima hacia valores mayores de tiempo del pico de concentración. De los resultados obtenidos, se puede concluir que la mínima concentración relativa máxima es aquella dada por un espesor de revestimiento de arcilla igual a 3.0 m con una capacidad de sorción igual a 50 colocada con una geomembrana.

Las geomembranas deben considerarse como elementos valiosos cuando es necesario reducir drásticamente el transporte por advección, e incluso el de difusión cuando además se tiene un buen sistema de drenaje y recolección de lixiviados.

Las geomembranas (GM) o los geosintéticos con arcilla (GCL) pueden emplearse ventajosamente en combinación con los revestimientos de arcilla natural compactada, particularmente en los casos donde se requiere ejercer un control pasivo importante sobre las posibilidades de transporte de contaminantes. Las barreras formadas como revestimientos compuestos (GM+CCL), (GM+GCL+CCL), (GCL+CCL), etc., tienen una duración de vida finita y, por ello debe considerarse explícitamente la duración de vida o la posibilidad de que la geomembrana se degrade o rompa.

---

---

## BIBLIOGRAFÍA

Acar Y.B. Hamidon A., Field s. and Scott L. 1985. The effect of organic fluids on hydraulic conductivity of compacted kaolinite. *Hydraulic Barriers in Soil and Rock* ASTM, STP 874. pp.171-87.

Acar Y.B. and D'Hollosy E.1987. Assessment of pore fluid effects using flexible wall and consolidation permeameters. *Geotechnical Practice for waste Disposal '87* ASCE GSP No. 13, R.D. Woods, ed.pp.231-45.

Acar Y.B. and Haider L. 1990. Transport of low concentration contaminants in saturated earthen barriers. ASCE. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, **116**(7): 1031-1052.

Aberro J., Marsal R. y Mendoza M. Comportamiento de suelos cohesivos compactados. *Instituto de Ingeniería, UNAM*.

Aither G., Evans J., Fang H. And Witmer K. 1985. Influence of organic permeants upon the permeability of bentonite. *Hydraulic Barriers in Soil and Rock* ASTM, STP 874. pp.64-73.

Almanza, R. 1991. Permeabilidad de Revestimientos de arcillas. *Memorias del Simposio Geotecnia y Medio Ambiente*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. y Sociedad Mexicana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental.

Almanza, R., Muñoz F., Silva G. y Galván S. 1997. Impermeabilidad de suelos arcillosos y su acción atenuadora en problemas de saneamiento de agua. *Instituto de Ingeniería, UNAM*.

Auvinet, G. and Espinosa, J., 1979. Compaction of Clay linings for impermeabilization of reservoirs. *Proceedings, Vith Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol II, pp.343-351, Lima, Perú.

Auvinet, G., 1983. Design and construction of a solar evaporation pond. *Proceedings, VIIIth pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, June, Vancouver, Canada.

Auvinet G. y Esquivel R. 1986 Impermeabilización de lagunas artificiales. *Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos*, Editorial Limusa, México.

Benson C.H. and Daniel D.E. 1990. Influence of clods on hydraulic conductivity of compacted clay. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, **116**(8):1231-248.

Benson C.H. and Othman M. 1993. Hydraulic Conductivity of compacted clay frozen and thawed in situ. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, **119**(2):276-94

Benson C.H. and Daniel D.E. 1994a. Minimum thickness of compacted soil liners: I stochastic models. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, **120** (1):129-52.

Benson C.H. and Daniel D.E. 1994a. Minimum thickness of compacted soil liners: II analysis and case histories. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, **120** (1):129-52.

Benson C.H., Zhai H., & Wang X. 1994b. Estimating hydraulic conductivity of compacted clay liners. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, **120**(2):366-87.

- Bowders J.J. and Daniel D.E. 1986. Hydraulic conductivity of compacted clay to dilute organic chemicals. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, **113**(12):1432-1448.
- Broderick G.P. and Daniel D.E. 1990. Compacted clay against attack. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, **116**(10):1549-1567.
- Crooks, V.E. and Quigley R. 1984. Saline leachate migration through clay: a comparative laboratory and field investigation. *Canadian Geotechnical Journal* **21**, pp.349-62.
- Daniel D.E. 1984. Predicting hydraulic conductivity of compacted clay liners. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, **110**(2):285-300.
- Daniel D.E., Anderson D.C. and Boyton S.S. 1985. Fixed wall versus flexible wall permeameters. *Hydraulic Barriers in Soil and Rock* ASTM, STP 874. Pp.21-39.
- Daniel D.E. 1987. Earthen liners for land disposal facilities. *Geotechnical Practice for Waste Disposal '87* ASCE GSP No.13, R.D. Woods, de. Pp. 21-39.
- Daniel D.E. 1989. In situ hydraulic conductivity tests for compacted clays. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, **115**(9): 1205-27.
- Daniel D.E. and Benson C.H. 1990. Water content-density criteria for compacted soil liners. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, **116**(12): 1811-1830.
- Daniel D.E. and Wu Y.K. 1993. Compacted clay liners and covers for arid sites. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, **119**(2): 223-237.
- Daniel D.E. 1994. State-Of-The-Art: Laboratory hydraulic conductivity tests for saturated clays. *Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil*, ASTM STP 1142. Daniel and Trautwein, eds. Pp. 30-78.
- Day S.S. and Daniel D.E. 1984. Hydraulic conductivity of two prototype clay liners. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, **11**(8): 957-970.
- D'Appolomia D.1980. Soil-bentonite slurry trench cutoffs. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, **106**(GT4): 399-417.
- Estornell P. and Daniel D.E. 1985. Hydraulic conductivity of three geosynthetic clay liners. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, **118**(10): 1592-606.
- Fokes D.J. 1982. Fifth Canadian Geotechnical Colloquium: Control of contaminant migration by the use of liners. *Canadian Geotechnical Journal*. **19**: 320-344.
- Foreman D.E. and Daniel D.E. 1986. Permeation of compacted clay with organic chemicals. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, **112**(7): 669-81.
- Freeze R.A. and Cherry J. A. 1979. *Groundwater*. Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, NJ.
- Giroud J.P., Badu-Tweneboath K, and Bonaparte R. (1992). Rate of leakage through a composite liner due to geomembrane defects. *Geotextiles and Geomembranes*. **11**(1): 1-19.
- Goldman L.J., Greenfield A.S., Kingsbury C.M. and Truesdale R.S. 1990. *Clay liners for waste management facilities*. Noyes Data Corporation, New Jersey.
- Houston S.L. and Randeni J. 1992. Effect of clod size on hydraulic conductivity of compacted clay. *Geotechnical testing Journal* ASTM, **15**(2): 123-28.

- Kenney T.C., Van Veen W., Swallow M., and Sungaila M. 1992. Hydraulic conductivity of compacted bentonite-sand mixtures. *Canadian Geotechnical Journal*. **29**, pp. 364-74.
- Koerner R.M. 1994 *Designing with Geosynthetics*. 3rd ed. Prentice Hall Publ. Co., Englewood Cliffs, NJ, USA. 652p.
- Lentz R.W., Hertz W. and Upport J. 1985. The permeability of clay to acidic and caustic permeants. *Hydraulic Barriers in Soil and Rock* ASTM, STP 874, pp.127-139.
- Meerdink J.S., Benson C.H., and Khire M.V. 1996. Unsaturated hydraulic conductivity of two compacted barrier soils. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*. **122(7)**:565-76.
- Mitchell J.K., Hooper D.R. and Campanella R.G. 1965. Permeability of compacted clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*, **91(SM4)**:41-65.
- Mitchell J.K. and Madsen F. 1987. Chemical effects on clay hydraulic conductivity. *Geotechnical Practice for Waste Disposal '87* ASCE GSP No13, R.D. Woods, ed. pp.87-116.
- Mitchell J.K. 1993. *Fundamentals of Soil behavior*. John Wiley and Sons, New York, NY.
- Peterson, S.R. and Gee G. 1985. Interactions between acidic solutions and clay liners: permeability and neutralization. *Hydraulic Barriers in Soil and Rock* ASTM, STP 874, pp.229-45.
- Quigley R.M., Fernández F., Yanful E., Helgason T., and Margaritis A. 1987a. Hydraulic conductivity of contaminant natural clay directly below a domestic landfill. *Canadian Geotechnical Journal* **24**, pp.377-83.
- Rowe R. K. and Booker J. R. 1984. The analysis of pollutant migration in a non-homogeneous soil. *Géotechnique* **34** (4):601-612.
- Rowe R. K. and Booker J. R. 1985. 1-D Pollutant migration in soils of finite depth. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, **111(4)**:479-499.
- Rowe R. K. 1987. Eleventh Canadian Geotechnical Colloquium: Contaminant migration through groundwater-the role of modeling in the design of barriers. *Canadian Geotechnical Journal*. **25**, pp.778-798.
- Rowe R. K. 1987. Pollutant transport through barriers. *Geotechnical Practice for Waste Disposal '87* ASCE GSP No.13, R.D. Woods, ed. pp. 159-81.
- Rowe R. K., Caers C. and Barone F. 1988. Laboratory determination of diffusion and distribution coefficients of contaminant using undisturbed clayey soil. *Canadian Geotechnical Journal*, **25**, pp.778-798.
- Rowe R. K. and Badv K. 1996. Chloride migration through clayey silt underlain by fine sand or silt. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, **122(1)**:60-68.
- Ruhl J. L., and Daniel D. E. 1997. Geosynthetic clay liners permeated with chemical solutions and leachates. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, **123(4)**:369-381.
- Shackelford C. D. and Javel F. 1991. Large-scale laboratory permeability testing of a compacted clay soil. *Geotechnical Testing Journal*. ASTM. **14(2)**:171-79.
- Shackelford C. D. and Daniel D. E. 1991. Diffusion in saturated soil. I: Background. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*. **117(3)**:467-483.

Shackelford C.D. 1994. Waste-soil interactions that alter hydraulic conductivity. *Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil*, ASTM STP 1142. D.E. Daniel and S. J. Trautwein, eds. pp. 111-68.

Shackelford C. D. y Benson C. H. 1995. *Diseño y Construcción de Cubiertas e Impermeabilización de Rellenos sanitarios*. Apuntes del curso. CoHemis-Caperpillar-SMISA. México.

Shelley T. L. and Daniel D. E. 1993. Effect of gravel on hydraulic conductivity of compacted soil liners. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 119(1):54-68.

SMMS 1990. *Simposio sobre Geosintéticos*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. de R. Murillo. México. 186p.