



UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA

Los Límites de la Ley de Darcy

Jhon Francisco Romaña García

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Minas, Escuela de Ingeniería Civil
Medellín, Colombia
2014

Los Límites de la Ley de Darcy

Jhon Francisco Romaña García

Tesis de investigación presentada como requisito parcial para optar al título de:
Magister en Ingeniería - Geotecnia

Director:

MSc. Fabián Hoyos Patiño

Codirectora:

MSc, DSc, Yamile Valencia González

Línea de Investigación:

Hidrogeotecnia

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Minas, Escuela de Ingeniería Civil
Medellín, Colombia
2014

A Dios que me guio por el sendero de la Sabiduría y el entendimiento.

A mi hijo y esposa: Gilbert Francisco Romaña C. y Yenny Yubeli Castro, las inspiraciones de mi vida.

A mis madres: Bertha Moreno, María Elena Romaña, Amparo García Quintero que en todo momento me apoyaron.

A mis hermanas: Regina del Rosario Rodríguez R., Gilma Yirleza Romaña G.

A mi primo Faiver Andres Gonzales R. por acompañarme en este proceso.

A mis profesores: Fabian Hoyos Patiño y Yamile Valencia Gonzales, quienes me guiaron, apoyaron y brindaron su colaboración indefinida.

Agradecimientos

Al finalizar esta etapa en mi vida, siento la inmensa necesidad de expresar mi cariño y agradecimiento a la Universidad Nacional de Colombia, especialmente a los profesores Fabián Hoyos Patiño, Yamile Valencia González y compañeros que contribuyeron a mi formación no sólo profesional sino también personal. Me llevo grandes experiencias y recuerdos, además de un montón de conocimientos, imposibles de conseguir sin la interacción con todas esas personas.

A Oscar Echeverri Ramirez, profesor de la Maestría en Ingeniería – Geotecnia; por su incondicional ayuda, sus consejos y momentos de dedicación.

A María del Pilar Mejía Vallejo, Arquitecta; por su incondicional apoyo, su plena y desinteresada disposición de ayudarme.

A Jaime Alberto Ruiz Alvarez, familia y Juan Carlos Olarte, compañeros por su apoyo incondicional de amigo.

De manera especial a Víctor Manuel Hoyos, quien me ayudó en la elaboración de equipos y ensayos sin tener conocimiento de mí, por su colaboración y dedicación aún en los momentos más difíciles.

A todos los compañeros del laboratorio de Geotecnia de la Universidad Nacional, quienes fueron maestros, amigos y las mejores personas que he conocido, es un orgullo haber podido compartir tantos momentos con ellos.

¡GRACIAS!...

Resumen

La llamada Ley de Darcy es una generalización afortunada sobre las condiciones del flujo de agua en arenas que ha sido extrapolada a materiales y condiciones que no se siguen necesariamente de su formulación original. Esta investigación tiene por objetivo la identificación de las condiciones en las que se cumple la Ley de Darcy y la verificación experimental de las condiciones en que no ocurre flujo. Los resultados de la investigación muestran primero, que la ley no es aplicable a los suelos cohesivos; segundo, que en materiales granulares cuyo diámetro es mayor que el de las arenas, la proporcionalidad de la velocidad de descarga y el gradiente hidráulico se mantiene hasta condiciones de velocidad muy elevadas, cuya ocurrencia en condiciones naturales es bastante improbable; y tercero, que la iniciación del flujo en un medio permeable requiere de una combinación particular de espesor del medio permeable, cabeza hidráulica externa y permeabilidad del material.

Palabras Claves: carga hidráulica, resistividad, permeabilidad, ley de Darcy, Reynolds.

Abstract

The so-called Darcy's law is a generalization lucky on the conditions of water flow in sand that has been extrapolated to materials and conditions that do not necessarily follow from its original formulation. The objective of this research is the identification of the conditions under which it Darcy's law is valid and the experimental verification of the conditions in which no flow occurs. The research results show that the law is not applicable to cohesive soils; that in granular materials with a diameter greater than that of the sands, the proportionality of the discharge velocity and the hydraulic gradient occurs even at relatively very high speed whose occurrence in natural conditions is unlikely; and that. there is a given combination of length of the permeable medium, external head and permeability of the material required to initiate the flow of water through it.

Keywords: hydraulic head, resistivity, permeability, Darcy's law, Reynolds

Contenido

	Pág.
Resumen	V
Lista de figuras	VII
Lista de tablas	IX
Lista de Símbolos y abreviaturas	XI
Introducción	1
1. Planteamiento del Problema	4
2. Delimitación de la Investigación	5
2.1 Condiciones de aplicación de la Ley de Darcy.....	6
2.2 Criterios para establecer el flujo laminar	7
3. Marco Teórico	9
3.1 Permeabilidad y Conductividad Hidráulica.....	9
3.2 Resistividad Hidráulica y la Condición de No Flujo.	19
3.3 Los Límites de la Ley de Darcy	22
3.3.1 El límite superior.....	22
3.3.2 El límite inferior: la impermeabilidad de los suelos cohesivos.....	31
4. Metodología	36
4.1 Materiales.....	37
4.1.1 Características del material utilizado.....	39
4.2 Características del Permeámetro de Cabeza Constante	40
4.2.1 Elementos del permeámetro.	42
4.3 Procedimiento de Ensayo	42
4.3.1 Determinación de las pérdidas por cabeza h	43
4.3.2 Determinación del coeficiente de Permeabilidad.	44
5. Resultados y Discusión de la Fase Experimental	45
6. Resistividad Hidráulica y Condición de No Flujo	67
7. Límites de la Ley de Darcy	81
7.1 Limite Superior	81
7.2 Limite Inferior.....	81
8. Conclusiones y recomendaciones	83
8.1 Conclusiones.....	83
A. Anexo: Traducción al castellano de la nota D del apéndice de Historia de las Fuentes Públicas de Dijon.	86
9. Bibliografía	92

Lista de figuras

	Pág.
Figura 3-1: Equipo usado por Henry Darcy en sus experimentos. (Darcy, 1857)	11
Figura 3-2: Esquema del permeámetro utilizado por Hoyos 2005, Sanin y Tobon (2006) con la nomenclatura utilizada en el texto	20
Figura 3-3: Número de Reynolds en función de diámetros efectivos (Hoyos <i>et al</i> , 2010)	26
Figura 3-4: Número de Reynolds en función de la conductividad hidráulica. (Hoyos <i>et al</i> , 2010)	27
Figura 3-5: Número de Reynolds en función del producto de la conductividad hidráulica y del diámetro característico D_{10} . (Hoyos <i>et al</i> , 2010)	28
Figura 3-6: Número de Reynolds en función del producto de la conductividad hidráulica y del diámetro característico D_{10} . (Hoyos <i>et al</i> , 2010)	29
Figura 3-7: Número de Reynolds en función del producto de la conductividad hidráulica y del diámetro característico D_{10} . (Hoyos <i>et al</i> , 2010)	29
Figura 3-8: Variación de la conductividad en función de la relación de vacíos durante un ensayo de consolidación (Hoyos, comunicación personal).	32
Figura 3-9: Relación entre límite líquido y conductividad hidráulica calculada a partir de ensayos de consolidación.	34
Figura 3-10: Relación discretizada entre límite líquido y conductividad hidráulica calculada a partir de ensayos de consolidación.	35
Figura 4-1: Curva granulométrica de los materiales.	40
Figura 4-2. Equipo usado para determinar la conductividad en gravas y materiales gruesos.	41
Figura 4-3: Permeámetro de cabeza constante para ensayo de arenas y gravas finas.	41
Figura 4-4: Método de registro del nivel de los piezómetros en ensayos con materiales de permeabilidad alta.	43
Figura 5-1: Velocidad de descarga y Gradiente hidráulico para la Arena Fina Limosa, Arena Gruesa bien gradada, la Ceniza volante, Mezcla de Arena de granos redondeados y Arena Fina Limosa.	60
Figura 5-2: Relación entre Velocidad de descarga y Gradiente hidráulico para la Arena Media Limosa, Arena Fina Uniforme, y Mezcla de Arena Ottawa y Arena Fina Uniforme	61
Figura 5-3: Relación entre velocidad de descarga y gradiente hidráulico para la Arena de Granos Angulosos, Arena Media de Ottawa, Carbón Activado y Arena de Granos Redondeados	61
Figura 5-4: Relación entre velocidad de descarga y gradiente hidráulico para la grava Uniforme ($D_{50} = 9.5\text{mm}$, $D_{50} = 4.76\text{mm}$, $D_{50} = 50.8\text{mm}$) y canicas $D_{50} = 11\text{mm}$.	62

Figura 5-5: Relación entre velocidad de descarga y gradiente hidráulico para la grava uniforme ($D_{50} = 25.4\text{mm}$, $D_{50} = 12.7\text{mm}$, $D_{50} = 19.05\text{mm}$).	62
Figura 5-6: Relación entre gradiente hidráulico y carga hidráulica externa para arenas.	63
Figura 5-7: Relación entre gradiente hidráulico y carga hidráulica externa para mezclas de arenas.	63
Figura 5-8: Relación entre gradiente hidráulico y carga hidráulica externa para arenas con ($D_{50} = 2\text{mm}$, $D_{50} = 4.76\text{mm}$).	64
Figura 5-9: Relación entre gradiente hidráulico y carga hidráulica externa para arenas y carbón activado agotado.	64
Figura 5-10: Relación entre gradiente hidráulico y carga hidráulica externa para gravas limpias con ($D_{50} = 50.8\text{mm}$, $D_{50} = 5.25\text{mm}$) y canicas $D_{50} = 11\text{mm}$.	65
Figura 5-11: Relación entre gradiente hidráulico y carga hidráulica externa para gravas limpias con ($D_{50} = 7.9\text{mm}$, $D_{50} = 12.7\text{mm}$, $D_{50} = 25.4\text{mm}$, $D_{50} = 19.1\text{mm}$).	65
Figura 6-1: Esquema del permeámetro con la nomenclatura utilizada en el texto	67
Figura 6-2: Pérdidas por velocidad en cada material para distintas HT.	69
Figura 6-3: Pérdidas por velocidad en la tubería para los distintos materiales.	70
Figura 6-4: Pérdidas por rozamiento en cada material para distintas H	71
Figura 6-5: Pérdidas por rozamiento en la tubería de alimentación.	71
Figura 6-6: Variación de carga hidráulica externa con respecto a HT	72
Figura 6-7: Relación entre Resistividad (ξ) y la Conductividad (k)	74
Figura 6-8: Relación entre gradiente hidráulico (i) y carga hidráulica externa normalizada para la arena fina uniforme. - determinación de $H_{1\text{min}}$	75
Figura 6-9: Relación entre carga Hidráulica externa normalizada ($(H_1-L)/L$) y conductividad k (cm/s).	76
Figura 6-10: Relación entre carga hidráulica externa normalizada ($(H_1-L)/L$) y Permeabilidad k (cm/s).	77
Figura 6-11: Relación entre carga hidráulica externa normalizada ($(H_1-L)/L$) y resistividad hidráulica ξ (cm ⁻¹).	78
Figura 6-12: Relación entre carga hidráulica externa normalizada ($(H_1-L)/L$) y conductividad hidráulica ξ (cm ⁻¹).	78
Figura 6.13. Labrado de muestra, registro de Fracturación y canales de flujos preferentes en limo arenoso bajo una carga hidráulica de 70m.	80

Lista de tablas

	Pág.
Tabla 3-1: Métodos estandarizados por ASTM para pruebas de permeabilidad en suelos.	12
Tabla 3-2: Intervalos de valores de coeficientes de permeabilidad k (cm/s)	14
Tabla 4-1: Resumen de Ensayos de Clasificación para los diferentes materiales	39
Tabla 5-1: Resultados ensayo de permeabilidad ceniza volante	47
Tabla 5-2: Resultados ensayo de permeabilidad arena gruesa de granos redondeados mal gradada (SP)	47
Tabla 5-3: Resultados ensayo de permeabilidad arena gruesa de granos angulosos mal gradada (SP)	48
Tabla 5-4: Resultado ensayo de permeabilidad arena gruesa bien gradada (SW)	48
Tabla 5-5: Resultados ensayo de permeabilidad arena fina uniforme (SP)	49
Tabla 5-6: Resultados ensayo de permeabilidad arena fina limosa mal gradada (SP – SM)	49
Tabla 5-7: Resultados Ensayo para Arena media mal gradada (Ottawa) (SP)	50
Tabla 5-8: Resultados ensayo de permeabilidad para el Carbón Agotado Activado	50
Tabla 5-9: Resultados ensayo de permeabilidad - Arena de Ottawa 40% + Arena fina 60%	51
Tabla 5-10: Resultados ensayo de permeabilidad Arena media limosa (SP – SM)	51
Tabla 5-11: Resultados ensayo de permeabilidad - mezcla 1 (arena gruesa + arena fina limosa)	52
Tabla 5-12: Resultados ensayo de permeabilidad - mezcla 2 (arena de ottawa + arena fina uniforme)	52
Tabla 5-13: Resultados ensayo de permeabilidad - Grava uniforme de granos angulosos con diámetro $d_{50} = 25.4\text{mm}$	53
Tabla 5-14: Resultados ensayo de permeabilidad - Grava uniforme mal gradada $D_{50} = 12.7\text{mm}$ (GP)	53
Tabla 5-15: Resultados ensayo de permeabilidad - Grava uniforme mal gradada $D_{50} = 7.9\text{mm}$ (GP)	53
Tabla 5-16: Resultados ensayo de permeabilidad - Grava uniforme de granos angulosos con $D_{50} = 19.1\text{mm}$ (GP)	54
Tabla 5-17: Resultados ensayo de permeabilidad – Arena de Ottawa 50% + arena fina 50%	54
Tabla 5-18: Resultados ensayo de permeabilidad - Grava uniforme de granos angulosos con $D_{50} = 9.525\text{mm}$ (GP)	55

Tabla 5-19: Resultados ensayo de permeabilidad - Grava uniforme de granos angulosos con diámetro $d_{50} = 2"$	56
Tabla 5-20: Resultados ensayo de permeabilidad - Arena uniforme de granos angulosos con $d_{50} = 4.76\text{mm}$	57
Tabla 5-21: Resultados ensayo de permeabilidad - Grava uniforme de granos angulosos con $d_{50} = 2\text{mm}$	58
Tabla 5-22: Resultados ensayo de permeabilidad - canicas de cristal con $D_{50} = 11\text{mm}$	59
Tabla 6-1: Valores de coeficiente de permeabilidad k y Resistividad	73

Lista de Símbolos y abreviaturas

Símbolos con letras latinas

Símbolo	Término	Unidad SI	Definición
a	Parámetro dependiente de la fuerzas de inercia	1	Ec. 3.21
b	Parámetro dependiente de la fuerzas de inercia	1	Ec. 3.21
C_u	Coeficiente de uniformidad	1	
C_c	Coeficiente de Curvatura	1	
D	Tamaño medio de los granos	cm	Ec. 3.18
D_{30}	Tamaño tal, que el 30%, en peso, del suelo, sea igual o menor.	cm	<i>DEF</i>
D_{60}	Tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.	cm	<i>DEF</i>
D_{10}	Tamaño tal, que el 10%, en peso, del suelo, sea igual o menor.	cm	<i>DEF</i>
D_{50}	Tamaño tal, que el 50%, en peso, del suelo, sea igual o menor.	cm	<i>DEF</i>
D_s	Diámetro de la partícula	cm	Ec. 3.20
d_m	Diámetro uniforme	cm	<i>DEF</i>
e	Espesor de la capa de arena	cm	introducción
e	Relación de vacio	1	Ec. 3.4, figura 3-7
f	Función	1	Ec. 3.19
g	Aceleración de la Gravedad	m/s ²	Ec. 3.3
GP	Grava mal gradada	1	<i>DEF</i>
h	Altura del agua por encima de la capa de arena	cm	Introducción
h_{fm}	Pérdida de cabeza por rozamiento en la parte inferior del permeámetro	cm	Figura 3-2
h_{ft}	Pérdida de cabeza por fricción en la tubería de alimentación		
H_{1min}	Carga Hidráulica Externa mínima	cm	Figura 6-9
H_T	Altura de alimentación	cm	Figura 6-1
h_{vm}	Pérdida de cabeza por velocidad en la parte inferior del permeámetro		
h_{vt}	Pérdida de cabeza por velocidad en la tubería de alimentación	cm	Figura 3-2

Símbolo	Término	Unidad SI	Definición
h_z	Carga de posición o geométrica	cm	Ec. 3.3
h_0	Altura del agua en la base de la capa de arena	cm	introducción
h_1	Altura, sobre el plano de referencia, entrada de la capa filtrante	cm	Ec. 3.2
H_1	Cabeza Hidráulica externa	cm	DEF
h_2	Altura, sobre el plano de referencia, salida de la capa filtrante	cm	Ec. 3.2
H_2	Carga hidráulica en el segundo piezómetro	cm	Figura 6-1
i	Gradiente hidráulico	cm/cm	dh/dL
i_0	Gradiente hidráulico "umbral"	cm/cm	Ec. 3.6, 3.7, 3.8
IP	Índice de Plasticidad	%	DEF
J_0	Gradiente hidráulico "umbral"	cm/cm	Ec. 3.17 a 3.20
k	Coefficiente de permeabilidad - conductividad	cm/s	DEF
K_{fs}	Conductividad hidráulica saturada	cm/s	DEF
k_T	Permeabilidad a la temperatura del ensayo	cm/s	DEF
k_{20}	Permeabilidad a una temperatura de 20°C	cm/s	DEF
k_{23}	Permeabilidad a una temperatura de 23°C	cm/s	DEF
K	Permeabilidad absoluta	cm/s	Ec. 3.4
L	Longitud o espesor del material	cm	DEF
L^2	Longitudes cuadradas	m ²	Ec. 3.4
L	Sección transversal del conducto	m ²	Ec. 3.17
LL	Límite Líquido	%	DEF
Li	Longitud del material bajo el primer piezómetro.	cm	Figura 6-1
n	Porosidad	1	$1 - \frac{\rho_s}{\rho_w}$
n_e	Porosidad eficaz	1	$1 - \frac{\rho_s}{\rho_w}$
P	Presión atmosférica	kPa	introducción
q	Caudal	cm ³ /s	V/t
Q	Caudal	cm ³ /s	V/t
R^2	Coefficiente de correlación	1	DEF
Re	Número de Reynolds	1	$\frac{D\rho v}{\nu}$
Re_{10}	Número de Reynolds calculado con D ₁₀	1	DEF
Re_{50}	Número de Reynolds calculado con D ₅₀	1	DEF
s	<i>Superficie de la capa de arena</i>	m ²	introducción
SP	Arena mal gradada	1	DF
SW	Arena bien gradada	1	DF
$SP-SM$	Arena limosa mal gradada	1	DF
T	Temperatura	K	DF
t	tiempo	s	DF
v	Velocidad de filtración	cm/s	V/t
Vd	velocidad de descarga en el permeámetro	cm/s	V/t
Vv	volumen de espacio vacío conectado	cm ³	DEF

Símbolo	Término	Unidad SI	Definición
V_t	volumen total	cm^3	<i>DEF</i>
V	Volumen	cm^3	$\int dr^3$

Símbolos con letras griegas

Símbolo	Término	Unidad SI	Definición
α	Infinito	1	<i>DF</i>
γ_w	Peso unitario del agua	N/m^3	
η_m	Nanómetro	$1 \times 10^{-9} \text{m}$	<i>Unidad</i>
η	coeficiente de viscosidad del fluido	1	Ec. 3.20
μ_f	Viscosidad dinámica del fluido		
μ_m	Micrómetro	$1 \times 10^{-6} \text{m}$	<i>Unidad</i>
ρ_f	Densidad de los líquidos		
ρ	densidad del fluido		Ec. 3.20
ν	viscosidad cinemática		
ξ	Resistividad hidráulica	cm^{-1}	<i>DF</i>
Δh	Perdida de gradiente hidráulico	cm	<i>DF</i>
Δh_1	Perdidas por rozamiento	cm	<i>DF</i>
Δh_2	Perdida de presión por unidad de longitud	cm	<i>DF</i>
Δv	Variación de velocidad	cm/s	<i>DF</i>
Δi	Variación de gradiente hidráulico	cm/cm	<i>DF</i>
$\nabla \pi$	Gradiente hidráulico	cm/cm	<i>DF</i>

Subíndices

Subíndice	Término
w	Agua
min	Minima
u	Uniformidad
c	Curvature
m	Material
t	Total
T	Temperature
e	eficaz
d	descarga
v	vacíos
p	pirolizado
R	Reacción
t	Total
f	fluido
0	Estado de referencia

Subíndice Término

1	Estado de referencia
2	Estado de referencia
20	Temperature de 20°C
23	Temperature de 23°C

Superíndices**Superíndice Término**

m	Exponente, potencia
---	---------------------

Abreviaturas**Abreviatura Término**

ASTM	American Associations Test Materials
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
PUCV	Pontificia Universidad Católica de Valparaíso

Introducción

La Ley de Darcy, propuesta hace más de 155 años, establece que la relación entre la velocidad de descarga y el gradiente hidráulico del flujo del agua en arenas es una invariante del material llamada coeficiente de permeabilidad o conductividad hidráulica. Esta regla técnica ha sido aplicada luego para predecir y evaluar el paso de fluidos diferentes al agua, a través de materiales de diferentes granulometrías y características, incluidas rocas fracturadas, limos, arcillas, gravas, o combinaciones de diferentes materiales. Surge de allí la cuestión de la validez de la extensión de esta regla técnica para materiales diferentes a las arenas, y fluidos diferentes al agua.

Algunos autores han propuesto un conjunto de condiciones necesarias para que la Ley de Darcy, llamada en este trabajo regla técnica de Darcy sea válida, y otros han advertido que la relación constante entre la velocidad de descarga versus el gradiente hidráulico, que constituye el meollo de la regla técnica de Darcy, es válido únicamente en un intervalo de tamaño de grano limitado. Sin embargo, la proposición ha sido planteada de una manera general, indicando simplemente que la regla técnica no sería válida para tamaños de grano demasiado grandes o demasiado pequeños, lo cual queda vacío de significado.

Esta investigación tuvo como objetivo, determinar los límites de validez y aplicación de la regla técnica de Darcy y discernir los límites en que, estrictamente, la regla técnica de Darcy puede ser considerado válida, y a explorar la validez de su extensión a materiales diferentes a las arenas.

La regla técnica de Darcy fue propuesta como una generalización útil para calcular el flujo de agua a través de filtros de arena (Darcy, 1856), con base en un pequeño conjunto de experimentos sobre arena gruesa con grava fina del río Saona. El texto de la propuesta darcyniana es el siguiente:

“...Parece entonces que, puede admitirse que el volumen que fluye por una arena de la misma naturaleza es proporcional a la presión e inversamente proporcional al espesor de la capa atravesada. Así, llamando e el espesor de la capa de arena, s su superficie, P la presión atmosférica, h la altura del agua por encima de esta capa, $P+h$ será la presión en la base superior, y $P+h_0$ la presión sobre la base inferior, k un coeficiente que depende de la permeabilidad de la masa de arena, q el volumen de agua que la atraviesa, tendremos

$$q = \frac{ks}{e} (h+e-h_0),$$

que se convierte en

$$q = \frac{ks}{e} (h+e)$$

si $h_0 = 0$, o cuando la presión por debajo del filtro es igual a la presión atmosférica.

Es fácil determinar la ley de disminución de la altura del agua h sobre el filtro. En efecto, si dh es la disminución de esta altura durante un tiempo dt , su velocidad de abatimiento será $-\frac{dh}{dt}$; y la ecuación precedente da para esta velocidad la expresión

$$\frac{q}{s} = v = \frac{k}{e} (h+e)$$

Se tendrá entonces

$$-\frac{dh}{dt} = \frac{k}{e} (h+e), \text{ de donde}$$

$$-\frac{dh}{(h+e)} = -\frac{k \cdot dt}{e}, \text{ y } -\ln(h+e) = C - \frac{k \cdot t}{e}.$$

Si el valor h_0 corresponde al tiempo t_0 y h a un tiempo cualquiera t , resultará

$$-\ln(h+e) = \ln(h_0+e) - \frac{k \cdot (t-t_0)}{e} \quad (1)$$

Si se reemplaza $h+e$ y h_0+e por $\frac{q \cdot e}{s \cdot k}$ y $\frac{q_0 \cdot e}{s \cdot k}$, resultará

$$\ln(q) = \ln(q_0) - \frac{k \cdot (t-t_0)}{e} \quad (2)$$

y las dos ecuaciones (1) y (2) dan, darán la ley de abatimiento sobre el filtro o la ley de volúmenes filtrados a partir del tiempo t_0 .

Si k y e son desconocidos, se ve que sería necesario dos experimentos preliminares para hacer desaparecer la relación k/e de la segunda ecuación...” (Darcy, 1856).

La relación $\frac{(h+e)}{e}$ se llamó más tarde gradiente hidráulico, i , s se conoció como A , de modo que la ecuaciones de Darcy se escribió $v=ki$, o $q=kiA$ y se convirtió en la ecuación canónica para el flujo de agua a través de los medios de comunicación permeable.

En esta investigación hemos encontrado que la proporcionalidad de la velocidad y el gradiente hidráulico del flujo libre o gravitacional se cumple de manera general en materiales no cohesivos en condiciones que son dables encontrar empíricamente, en tanto que no es posible establecer un flujo libre en materiales cohesivos por efecto de las cargas eléctricas de las partículas de minerales de arcilla sobre el agua; en estos materiales el flujo es generado por la tensión superficial, en el caso del flujo por capilaridad, o debe ser forzado mediante la aplicación de energía diferente a la asociada exclusivamente al campo gravitacional terrestre. En los materiales no cohesivos la iniciación del flujo depende de una combinación de carga hidráulica externa, longitud de flujo y coeficiente de permeabilidad.

En el desarrollo de la investigación se utilizaron y corrigieron los resultados de investigaciones anteriores en la Facultad de Minas (Hoyos, 2003, 2005, Tobón & Sanín, 2004, Hoyos et al 2010) que complementamos con nuevos ensayos orientados de manera especial a resolver las cuestiones centrales sobre los límites de aplicación de la Ley de Darcy y la condición de flujo nulo.

1. Planteamiento del Problema

La regla técnica del Ingeniero Francés Henry Darcy (1856), que constituye la base fundamental de la teoría del flujo a través de un medio permeable, no ha sufrido a través del tiempo modificaciones de importancia, y ha sido aplicada sin ninguna restricción en materiales de diferentes granulometrías y características físicas y mineralógicas, e incluso con diferentes fluidos. A partir de su publicación, la regla técnica de Darcy tuvo una amplia acogida y desde entonces viene siendo utilizado en diferentes ramas de la ingeniería con la única restricción de que el flujo de agua sea laminar, lo que implica que hay un dominio de las fuerzas viscosas sobre las fuerzas de inercia. Esta restricción ha sido planteada en función del número del Reynolds (Re).

Algunos autores han propuesto restringir la validez del regla técnica de Darcy en función del tamaño de los granos del material permeable, o del Número de Reynolds con aseveraciones del tipo “...*La Ley de Darcy es válida para bajos Números de Reynolds, donde el flujo es laminar y dominan las fuerzas viscosas ($Re < 1$)...*”, (Baldochi, 2006). “...*La ley de Darcy no se cumple para materiales muy finos o muy gruesos...*” Márquez (1983), Vélez (2004),

La cuestión central que se plantea en este trabajo es la de los límites dentro de los cuales se cumple la relación de proporcionalidad entre velocidad del fluido en un medio poroso y el gradiente hidráulico como ha sido propuesta en la llamada Ley de Darcy. Se busca dilucidar los factores que determinan de manera efectiva la validez de la regla técnica de Darcy: en particular pretendemos examinar el efecto de la granulometría del material permeable, su composición física y mineralógica y las condiciones de carga hidráulica. Aneja a esta cuestión central está la verificación de la condición de no flujo del agua en un medio permeable.

2. Delimitación de la Investigación

La importante generalización o regla técnica del flujo de agua en arenas, hoy conocida como la Ley de Darcy, fue enunciada a partir de una limitada cantidad de ensayos de permeabilidad ejecutados sobre arena del río Saona, bajo condiciones experimentales muy precarias, pero que, de igual manera permitieron al ingeniero Darcy concluir con éxito sus experimentos. En este trabajo se pretende determinar los límites de validez y aplicación de la regla técnica de Darcy, conforme a las condiciones en las cuales Henry Darcy realizó sus experimentos, incluida la llamada condición de flujo nulo o condición de no flujo.

La investigación comprendió materiales cuya permeabilidad se encuentra en el intervalo 10^{-9} cm/s hasta 10^{-2} .cm/s. La selección de los materiales en los que concentramos el trabajo obedeció al criterio básico de las condiciones necesarias para que ocurra el flujo Darcyniano. El primer paso en la investigación fue definir de manera clara y distinta, como diría un cartesiano, el tipo de flujo que queremos acotar, puesto que no todos los flujos a través de materiales son iguales. El coeficiente de permeabilidad es esencialmente constante en suelos saturados hasta valores de succión muy bajos próximos a una atmósfera; el coeficiente de permeabilidad cambia rápidamente desde la condición de succión nula, o cercana a cero y la humedad residual. En los suelos no saturados debe tratarse entonces con funciones de permeabilidad y no con coeficientes de permeabilidad (Fredlund, 2000).

La investigación se concentró en el flujo del agua a través de materiales no cohesivos, conocidos también como materiales granulares, en condición saturada. Los ensayos sobre materiales cohesivos se limitaron a un ensayo sobre limo ejecutado durante esta investigación y a los resultados de un conjunto de ensayos de consolidación sobre arcillas de la Sabana de Bogotá (Romero Entralgo, 1998), que han servido para ilustrar el

hecho que en los materiales cohesivos no hay lugar para el flujo libre de agua y no se cumplen las condiciones básicas del flujo Darcyniano.

2.1 Condiciones de aplicación de la Ley de Darcy

Con el fin de discutir los límites de aplicación de la Ley de Darcy es conveniente definir las condiciones que deben cumplir los fluidos y los materiales empleados, así ellas no hayan sido planteadas en el enunciado original (Hoyos et al, 2010). Tales condiciones pueden resumirse como sigue:

1. El flujo que pasa a través del material poroso debe ser gravitacional. no se considera el flujo forzado por energía mecánica química, eléctrica, térmica o de otra naturaleza cualquiera.
2. Se debe asegurar que el flujo sea estacionario durante el proceso de flujo.
3. El medio permeable debe estar saturado, sin presencia de aire para evitar la condición de multifluido, o multifases asegurando la valoración de la permeabilidad y el movimiento del fluido por los poros del medio permeable.
4. La estabilidad del agua en los piezómetros se toma como indicador necesario y suficiente para aceptar la condición de flujo laminar.
5. La relación lineal entre la velocidad de descarga y la pérdida de presión por unidad de longitud a través del material, se toma como indicativo de que el flujo a través del medio es laminar.
6. El medio permeable debe ser homogéneo e isotrópico, con el fin de permitir el análisis del flujo unidireccional.
7. Las características físicas y químicas de los medios deben permanecer constantes: el líquido no puede reaccionar con el medio, y la porosidad y la permeabilidad de este no deben cambiar durante el ensayo. Las reacciones químicas pueden dar lugar a cambios en la porosidad, ya sea por cementación o por disolución, y por lo tanto pueden cambiar la permeabilidad del medio. Junto con la aplicación de fuerzas externas, que dan lugar a cambios en la relación de vacíos

De las condiciones anteriores, se establece, que la regla técnica de Darcy se aplica estrictamente sólo a un flujo laminar gravitacional, constante y sin ninguna variación de

sus características físicas y químicas, donde el agua fluye a lo largo de conductos pequeños y sigue los principios generales de la hidráulica.

Como flujo gravitacional se entiende el producido exclusivamente por efecto de la atracción gravitacional. En caso de que la atracción gravitacional no sea suficiente para producir el flujo, es posible que éste ocurra por efecto de otros tipos de energía: mecánica, térmica, química, eléctrica, o de tensión superficial. En tales casos, los gradientes que deben considerarse no son estrictamente gradientes hidráulicos sino gradientes asociados al respectivo tipo de energía: térmicos, químicos, mecánicos que, en este último caso, pueden inducir modificaciones grandes en la relación de vacíos. La regla técnica de Darcy, de aplicarse en estos casos, sería por analogía y no de manera estricta, además debería hablarse de, coeficientes de permeabilidad específicos para cada energía de transporte o tipo de flujo. Así debería hablarse de permeabilidad osmótica, permeabilidad electro-osmótica, permeabilidad capilar, etc. (Hoyos et al, 2010).

2.2 Criterios para establecer el flujo laminar

Para reconocer la condición de flujo laminar se tuvieron en cuenta los siguientes criterios:

- i. Relación entre la velocidad y el gradiente hidráulico: se tomó como criterio para considerar el flujo laminar la linealidad matemática de la relación $v:i$. Dado el carácter experimental del trabajo, en el que no se espera una relación lineal perfecta, se acepta como criterio de relación lineal, valores del coeficiente de correlación que superen una confiabilidad de 98%.
- ii. Oscilaciones en los manómetros: En su Nota D del Apéndice de Historia de las Fuentes Públicas del Dijon, Henry Darcy hace referencia muy marcada en sus resultados sobre las oscilaciones en los manómetros utilizados, oscilaciones fuertes a muy fuertes marcaron el fin de la linealidad de la relación $v:i$. se tomó como criterio de la ocurrencia de flujo laminar la estabilidad del nivel del agua en los piezómetros, lo que permite a aceptar un flujo laminar en toda la extensión de los datos recogidos.
- iii. Número de Reynolds: No se considera en este trabajo el número de Reynolds como frontera del régimen laminar en los ensayos realizados, ya que se ha podido constatar con la revisión literaria, que estos límites para el flujo laminar, estimados en base al número de Reynolds, no están completamente definidos, o han sido

definidos en forma vaga por una sola variable, la granulometría o características del material, de acuerdo con el planteamiento de este trabajo es claro que el flujo depende del Espesor del estrato, la granulometría y la carga hidráulica externa.

3. Marco Teórico

3.1 Permeabilidad y Conductividad Hidráulica

El concepto de permeabilidad es un concepto genérico que hace relación al paso de un material a través de otro. En este trabajo nos limitaremos al examen del flujo de agua a través de geomateriales corrientes. En geomateriales permeables saturados, el flujo unidimensional está gobernado por la regla técnica de Darcy.

En geotecnia es más común el uso del concepto de conductividad hidráulica o coeficiente de permeabilidad, el cual puede ser definido como la velocidad de descarga de agua en condiciones de flujo laminar a través de un área transversal unitaria de un medio permeable bajo un gradiente hidráulico unitario y en condiciones estándar de temperatura.

Conviene distinguir entre la permeabilidad primaria, propia de un material, y característica de los materiales naturales, y la permeabilidad secundaria, en la que el fluido se desplaza a lo largo de discontinuidades que es propia de materiales cohesivos y de macizos rocosos.

La conductividad hidráulica, es un parámetro esencial en la determinación cuantitativa del movimiento del agua en el suelo para la solución de problemas que envuelven irrigación, drenaje, recarga, conservación del suelo, y flujo a través de presas y de vasos de embalses, entre otros. Por lo tanto al citar a Ramírez et al, (2006) se establece “La conductividad hidráulica es afectada por la textura y estructura del suelo, siendo mayor en suelos altamente porosos, fracturados o agregados y menor en suelos densos y compactados...”.

Ingenieros agrícolas, civiles y de petróleos, así como hidrogeólogos, han utilizado ampliamente la regla técnica de Darcy y han propuesto modificaciones relacionadas con

las peculiaridades de su profesión. En particular, Terzaghi y Peck (1946) consideraron los efectos de la densidad y viscosidad de los fluidos e introdujeron el concepto de conductividad hidráulica, equivalente al concepto de permeabilidad, o coeficiente de permeabilidad en el informe de Darcy, diferente de la permeabilidad intrínseca (k); Louis (1969) propuso una expresión racional para calcular la conductividad hidráulica de masas rocosas en función del espaciamiento y abertura de las discontinuidades; Ángel (1989), Bear (1988) y Fancher et al. (1933), relacionaron el flujo de agua en medios permeables con el número de Reynolds y propusieron criterios cuantitativos para delimitar el intervalo en el que ocurre el flujo estacionario.

Las investigaciones recientes han examinado el problema de la circulación de líquidos multifase (petróleo, agua y gas) a través de medios permeables (Brennen, 2005), la circulación de agua a través de suelos no saturados en función del contenido volumétrico de agua (Fredlund, 2000) y la resistividad hidráulica como una invariante hidráulica alternativa, útil en el análisis del flujo de fluidos a través de medios permeables (Hoyos, 2005, Romaña *et al*, 2008) y el umbral de carga hidráulica externa por debajo de la cual no ocurre el flujo (Hoyos,2006).

El aparato experimental de Darcy, que se muestra en la figura 3-1, le permitió variar la longitud (L) de una columna de arena y la presión del agua en las partes superior (h_1) e inferior (h_2) de la misma.

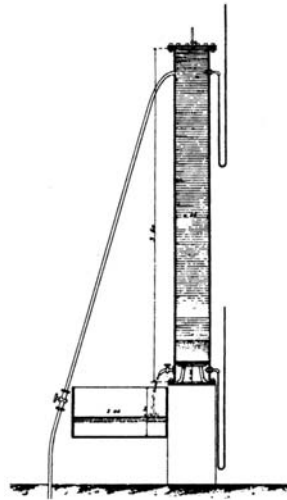
La expresión original de Darcy,

$$q = \frac{k * s * (h + e - h_o)}{e} \quad (3.1)$$

Pueden presentarse en términos actuales con la expresión:

$$Q = \frac{kA(h_1 - h_2)}{L} \quad (3.2)$$

Figura 3-1: Equipo usado por Henry Darcy en sus experimentos. (Darcy, 1857)



- Donde: Q: Caudal
k: Coeficiente de permeabilidad
 h_1 : altura, sobre el plano de referencia, entrada de la capa filtrante
 h_2 : altura, sobre el plano de referencia, salida de la capa filtrante
L: Longitud del espécimen.

A partir de la propuesta original de Darcy, la determinación de la conductividad hidráulica se hace con permeámetros de carga constante y variable (ASTM, 2006a, 2006b) en el laboratorio y mediante pruebas de campo (ASTM, 2000c, Spangler & Handy, 1980). Estas mediciones se limitan implícitamente a las condiciones en que ocurre un flujo gravitacional (ASTM, 2006b). La determinación de la conductividad hidráulica cuando ésta es baja o muy baja, por debajo de un valor de 10^{-3} cm/s exige técnicas diferentes y aparatos más sofisticados, que induzcan y fuercen el flujo del agua contra las fuerzas de adsorción en las partículas minerales de la arcilla (Conca y Wright, 1998, Feuerharmel et al, 2007), sea mediante la aplicación de energía mecánica (ensayo de consolidación) o eléctrica (electrocinesis).

Los procedimientos para la determinación de la conductividad hidráulica de los suelos se pueden dividir básicamente en dos grupos: los “directos”, porque se basan en pruebas cuyo objetivo fundamental es la medición del coeficiente de conductividad hidráulica, y los “indirectos”, ya que proporcionan el valor del coeficiente de conductividad hidráulica

en forma secundaria, es decir, por medio de pruebas y técnicas diseñadas para otros fines.

Directos:

- Permeámetro de carga constante.
- Permeámetro de carga variable.
- Prueba directa en los suelos in situ.

Indirectos:

- Cálculo a partir de la curva granulométrica.
- Cálculo a partir de la prueba de consolidación.
- Cálculo con la prueba horizontal de capilaridad.

Los métodos para determinar la conductividad hidráulica en campo y laboratorio están normalizados y estandarizados por la ASTM. (ver tabla 3-1.)

Tabla 3-1: Métodos estandarizados por ASTM para pruebas de permeabilidad en suelos.

Clave	Nombre de la prueba
D2434	Permeabilidad de suelos granulares mediante la prueba de carga constante.
D3385	Tasa de infiltración de suelos (en campos) utilizando la prueba del infiltrómetro de doble anillo.
D4043	Selección del método de prueba en acuífero para la determinar de propiedades hidráulicas.
D4044	(Procedimiento de campo) Prueba de cabeza variable para determinar propiedades hidráulicas de los acuíferos
D4050	(procedimiento de campo) Pruebas de Retiro y pozo de inyección para determinar propiedades hidráulicas de los sistemas acuíferos
D4511	Conductividad hidráulica de turbas saturadas mediante la prueba de carga constante
D5126	Comparación de métodos de campo para determinar la conductividad hidráulica en la zona húmeda
D5084	Conductividad hidráulica de materiales porosos saturados utilizando la prueba del permeámetro de pared flexible.

Alarcón & Alva (1999) sostienen que “...Puesto que los suelos constan de partículas discretas, los poros entre las partículas están interconectados, por lo que el agua puede

fluir libremente en el interior de los mismos. En medios porosos como el suelo, el agua fluye de las zonas de alta a las de baja presión. Al estudiar los problemas del fluido de agua, es común expresar la presión como carga de presión o carga, medida en metros de agua. La ecuación de Bernoulli (2.1) incluye tres componentes de carga, cuya suma produce la carga total (H) que causa el flujo de agua...”

$$H = h_z + \frac{P}{\gamma_w} + \frac{v}{2g} \quad (3.3)$$

Donde: h_z : Carga de posición o geométrica

$\frac{p}{\gamma_w}$: Carga de presión

$\frac{v^2}{2g}$: Carga de velocidad

Sin embargo la cabeza de velocidad de la ecuación de Bernoulli, en un entorno típico de aguas subterráneas, o de filtros de arena, es insignificamente pequeña respecto a las demás componentes y por lo tanto puede despreciarse, Ingebritsen (2006).

O`Neal (1949), realizó ensayos en muestras de varios tipos de suelo, con la menor alteración posible de su volumen y estructura con el objeto de relacionar la conductividad hidráulica con otros factores físicos, y concluyó que la estructura es el factor primordial en la evaluación de la conductividad hidráulica aunque no sea el único. Otras características físicas como la textura, la cuantía y dirección de la superposición de los agregados, influye, considerablemente.

Baver, (1938), relacionó la porosidad no capilar de muchos suelos con su conductividad hidráulica y encontró una correlación casi perfecta entre el logaritmo de los factores de porosidad y el logaritmo de la conductividad. Browning, et al, (1948) en investigaciones similares, concluyeron que uno de los factores decisivos que afectan la velocidad de infiltración es la cantidad y distribución de los poros.

“...A pesar de la importancia de la macroporosidad (porosidad estructural) en las propiedades hidrológicas del suelo, pocos estudios se han hecho relacionándola con el

contenido de fragmentos gruesos; algunos ejemplos pueden ser los de Fies, Beven y Germann, (Salgado, 2001). Estos autores señalan que la dinámica de los macroporos depende del tamaño y de la morfología (angulosidad) de los fragmentos gruesos y de los cambios de volumen experimentados por varios procesos físico-químicos y ecológicos (humectación-secado, hielo-deshielo, actividad de la fauna) en la zona de contacto tierra fina-fragmento grueso; por su parte, la continuidad de estos macroporos estaría relacionada con el porcentaje y distribución de los fragmentos gruesos y con la textura de la tierra fina...” Ramírez et. al. (2006).

Alarcón y Alva (1999), mencionan que el intervalo de los valores del coeficiente de permeabilidad k es muy amplio y se extiende desde 10^2 cm/s para las gravas de granos muy gruesos, hasta un valor insignificante en el caso de arcillas, como se presentan en la tabla 3-2:

Tabla 3-2: Intervalos de valores de coeficientes de permeabilidad k (cm/s)

10^2	Gravas limpias	Muy buen drenaje
10^1		
10^0		
10^{-1}		
10^{-2}	Arenas limpias Mezclas grava-arena (arcillas fisuradas y alteradas)	Buen drenaje
10^{-3}		
10^{-4}		
10^{-5}	Arenas muy finas Limos y arenas limosas	Mal drenaje
10^{-6}		
10^{-7}	Limos arcillosos (>20% arcilla) Arcillas sin fisuras	Prácticamente impermeable
10^{-8}		
10^{-9}		

La Université de Technologie Compiègne (UTC) en sus publicaciones presenta valores de permeabilidad que pueden variar de 10 a 10^{-10} cm/s en función del tamaño (Gravas: 10, Arena: 10^{-2} , Arcilla: 10^{-9}); “...debe anotarse sin embargo que en los materiales cohesivos el coeficiente de permeabilidad no está controlado por el tamaño de grano sino las fuerzas de adsorción en las partículas minerales de la arcilla..” Conca y Wright, (1998). Esto permite establecer que la permeabilidad depende también del endurecimiento de los suelos, y puede variar para el mismo terreno por un factor de

cerca de 10; los geomateriales pueden presentar una fuerte anisotropía al flujo del agua: se ha reportado que la relación de permeabilidad horizontal a vertical es de hasta 100 o incluso 1000.

Esto ha conllevado a tratar de encontrar expresiones para estimar la permeabilidad que consideren directamente el tamaño de las partículas y la relación de vacíos, ignorando otras características de los geomateriales, o tratándolas indirectamente, debido a la dificultad de aislar cualquiera de estas características, y al hecho de que ellas están estrechamente relacionadas entre sí. Autores como Slichter (1898), Terzaghi (1925), Taylor (1948) y Hazen (1982), han propuesto fórmulas que relacionan la permeabilidad con la estructura del suelo. La ecuación de Hazen, por ejemplo: utiliza el diámetro característico, D_{10} , como el diámetro que relaciona el tamaño de las partículas de arenas con el coeficiente de permeabilidad.

La expresión propuesta por Koseny (1927), Carman (1956), que es una modificación de la ecuación de Terzaghi & Peck (1946), tiene relevancia porque además de hacer intervenir la relación de vacíos del suelo y el diámetro representativo de sus partículas, toma en cuenta el peso volumétrico del fluido y su viscosidad.

$$k = \frac{1}{k_0} \frac{\gamma_w}{s^2} \frac{e^3}{\mu (1+e)} \quad (3.4)$$

Como se sabe, tanto el peso específico y la viscosidad del agua varían con la temperatura, pero se considera que la variación de (γ) es despreciable comparado con el de la viscosidad, donde k tiene unidades de L^2 . Ingebritsen *et al* (2006) plantea que “...Experimentos con arena o con bolas de vidrio de diámetro uniforme d_m reveló que, para los medios granulares permeables, V_d , K , y k son proporcionales a d_m^2 ...”. Una estimación de la velocidad del fluido se obtiene dividiendo v por esa fracción de la superficie total o el volumen que se compone de espacio vacío conectado, es decir,

$$v = \frac{V_d}{\left(\frac{V_v}{V_t}\right)} = \frac{V_d}{n_e} \quad (3.5)$$

Donde V_d es la velocidad de descarga en el permeámetro, K es la permeabilidad absoluta, k es la permeabilidad intrínseca del material, v es la velocidad lineal media o la velocidad de filtración, V_v es el volumen de espacio vacío conectado, V_t es el volumen total, y la relación V_v/V_t define la porosidad eficaz, n_e . El promedio de velocidad lineal es una estimación de la media de la escala de poros de la velocidad del fluido.

García et al. (2002) al concluir una investigación sobre la variabilidad espacial de la conductividad hidráulica medida con el permeámetro de Philip-Dunne en una parcela experimental situada sobre una terraza del río Pisuera, España, concluyeron que los valores de la conductividad hidráulica saturada (Kfs) medida en campo siguen una distribución de tipo log-normal.

De acuerdo con Cadima et al. (1980), los primeros métodos desarrollados para el cálculo de la conductividad hidráulica fueron de laboratorio, utilizando muestras con estructura deformadas. Los métodos de laboratorio para muestras con estructura alterada e inalterada pueden ser utilizados, y estos a su vez son subdivididos para condiciones de saturación y no saturación (Libardi, 1992).

La velocidad del agua que fluye en un medio permeable de descarga depende directamente de la carga hidráulica externa y de la resistencia del medio a dicho flujo, cuantificada como la pérdida de cabeza hidráulica por unidad de longitud, conocida como gradiente hidráulico. Dicho gradiente es adimensional y puede ser concebido como la relación entre el gradiente de presión: pérdida presión por unidad de longitud, y el peso unitario del agua.

La formulación original de la regla técnica de Darcy en 1856 hace referencia de manera explícita a la limitación experimental de la que seguramente el mismo Darcy era consciente: "*...Parece entonces que puede admitirse que el volumen que fluye por una arena de la misma naturaleza es proporcional a la presión e inversamente proporcional al espesor de la capa atravesada Así, llamando e al espesor de la capa de arena, s , a su superficie, P a la presión atmosférica, h a la altura del agua sobre esta capa, se tendrá $P+h$ para la presión sobre la base superior, $P+h_0$ para la superficie inferior, k un coeficiente que depende de la permeabilidad de la capa, q el caudal, se tiene $q = \frac{ks}{e}(h+e+h_0)$ que se reduce a $q = \frac{ks}{e}(h+e)$ cuando $h_0=0$, o cuando la presión bajo el filtro*

es igual a la presión atmosférica...". (Darcy, H. 1856).

Es común encontrar en los textos la afirmación que la ley de Darcy no se cumple si el material es muy grueso o muy fino, (Márquez, 1983; Vélez, 2004), Esta afirmación no es acompañada de valores específicos que indiquen: ¿qué es un material muy grueso? o ¿qué es un material muy fino?. A partir de los trabajos de Hoyos, (2003) y de Tobón y Sanín, (2005) puede establecerse que estos límites están dados para gravas limpias con 12 a 50 mm de diámetro, cuyo coeficiente de permeabilidad es del orden de 10 a 10^2 cm/s, y limos arenosos, cuyo coeficiente de permeabilidad es del orden de 10^{-3} cm/s. Sin embargo el flujo está condicionado también por la presión hidráulica externa y el espesor del estrato.

Hoyos, (2003), introdujo el concepto de resistividad hidráulica, ζ , como la relación entre el gradiente hidráulico, i , y la cabeza hidráulica externa y mostró analíticamente como el flujo a través de un estrato de suelo es función de la cabeza hidráulica externa, H , el espesor del estrato, L , y la resistividad de hidráulica del material que forma el estrato, ζ , de manera que puede establecerse como condición de flujo nulo la relación $LH\zeta \geq L-H$ o, alternativamente, como condición de flujo $LH\zeta < L-H$. Si se encuentra un estrato en el que se cumple la condición de flujo nulo, el flujo se detiene y hay lugar a encharcamiento.

En el caso de gravas gruesas, el flujo laminar que es condición necesaria para que se cumpla la regla técnica de Darcy ocurre sólo bajo una presión hidráulica externa baja, en el caso de limos y arenas limosas puede ser necesario aplicar presiones externas elevadas para que se establezca el flujo a través del material.

Por su parte el grupo de Geotecnia de la Escuela de Ingeniería en Construcción Pontificia Universidad Católica de Valparaíso (PUCV), presenta dos teorías para la regla técnica de Darcy en suelos de arcillas saturados: *"...La primera teoría dice que no comienza a circular agua hasta que el gradiente hidráulico no supera un determinado "umbral" i_0 , y que a partir de ese momento la relación entre v e i es aproximadamente lineal, de modo que se tendría la siguiente ecuación:*

$$v = 0 \quad \text{para } i < i_0 \quad (3.6)$$

$$v = k(i - i_0) \quad \text{para } i > i_0 \quad (3.7)$$

La segunda teoría dice que el coeficiente de permeabilidad aumenta con el gradiente hidráulico y por último indica que la velocidad de flujo aumenta con el gradiente hidráulico según una curva hasta llegar a un valor i_0 en que se convierte en una recta. La ecuación se convierte en:

$$v = k \cdot i^m \quad (m > 1) \quad \text{para } i < i_0 \quad (3.8)$$

$$v = k \cdot (i - i_0) \quad \text{para } i > i_0 \quad (3.9)$$

Dependiendo esta ecuación del tipo de arcilla...”.

Benavides (2007) afirma, “...la regla técnica de Darcy supone que el coeficiente de permeabilidad es independiente del gradiente hidráulico lo cual ocurre principalmente en materiales arenosos. Sin embargo, dentro de los suelos con alto contenido de arcilla, la ley de Darcy deja de ser del todo aplicable...”

Independientemente de lo expuesto por Benavides, Quezada (2006), Quezada (2006) afirma “...la ley de Darcy es válida para todo suelo donde el flujo sea laminar: arenas finas a medias, arenas gruesas bien gradadas, arcillas y limos. Entre sus limitaciones, es posible afirmar que la constante de proporcionalidad k no es propia del medio poroso, sino que depende de las características del fluido (peso específico y viscosidad cinemática). En algunas circunstancias, la relación entre el caudal y el gradiente hidráulico no es lineal...”.

La propuesta de Benavides (2007) en la cual él mantiene la idea, que el coeficiente de conductividad es independiente del gradiente hidráulico, es contrariada por los conceptos y conclusiones de Badillo, (1963), Lambe & Whitman, (1979), Das, (1999), Hoyos, (2003), Sanín y Tobon, (2005), los cuales señalan que no es posible imponer un gradiente hidráulico cualquiera sobre el material en el experimento o en el terreno, puesto que la pérdida de presión depende de la resistencia que el medio ofrece al paso del agua, de manera que, su valor depende de las características del material y del fluido.

3.2 Resistividad Hidráulica y la Condición de No Flujo.

Hoyos (2003), propuso el concepto de resistividad hidráulica a partir de una extensa investigación experimental dirigida a mejorar la comprensión del comportamiento del flujo de agua en materiales granulares. La resistividad hidráulica fue definida como la resistencia al paso del agua, por unidad de área y de longitud, de un medio permeable bajo una carga externa unitaria, a la que corresponde la definición operacional: constante de proporcionalidad de la variación lineal del gradiente hidráulico en relación con la carga hidráulica externa y se representa matemáticamente como:

$$i = \xi * H_1 \quad (3.10)$$

Donde:

i: es el gradiente hidráulico

H_1 : es la carga hidráulica externa y

ξ : es la resistividad hidráulica

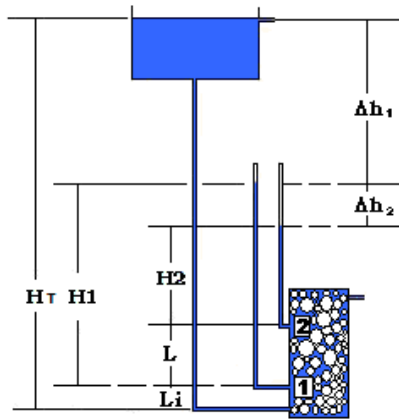
Hoyos, encontró una correlación entre los valores experimentales de conductividad y de resistividad hidráulicas dada por la ecuación (3.11) con un coeficiente de correlación $R^2 = 0.96$ con 11 pares de valores:

$$\xi = 0,002 * k^{-0.68} \quad (3.11)$$

La Resistividad Hidráulica (ξ), que se define como “...*resistencia al paso del agua por unidad de longitud del medio permeable bajo una carga externa unitaria...*” Hoyos, (2005), Sanin y Tobon, (2006), presenta una marcada tendencia a disminuir a medida que el material es más permeable, lo que da como resultado una relación inversa entre estas dos variables.

Debido a la relación que presenta la Resistividad (ξ) con el gradiente hidráulico (i), la carga hidráulica externa (H_1) y el coeficiente de conductividad (k), se torna muy práctico utilizar el concepto de resistividad para determinar la condición de No Flujo en un material poroso. El análisis de la condición de No Flujo parte del análisis de la figura 3-2.

Figura 3-2: Esquema del permeámetro utilizado por Hoyos 2005, Sanin y Tobon (2006) con la nomenclatura utilizada en el texto



HT: Altura de alimentación
 H1: Carga hidráulica externa
 H2: Carga hidráulica en el segundo piezómetro
 Δh1: Perdidas por rozamiento en la tubería de alimentación y en el material debajo del primer piezómetro.
 Δh2: Perdida de presión por unidad de longitud.
 L: Longitud ó espesor del material
 Li: Longitud del material por debajo del primer piezómetro.

Si observamos la figura 3-2, es fácil plantear que la pérdida por fricción del material está dada por la siguiente expresión:

$$\Delta h_2 = L * i \tag{3.12}$$

Por otro lado la carga hidráulica externa que impulsa al fluido a pasar a través del medio poroso está dada por $H_1 - L$. Para que se consiga la condición de flujo nulo, la carga hidráulica externa H_1 debe ser igual a las pérdidas por fricción en el material, por tanto si igualamos las expresiones anteriores obtenemos:

$$H_1 - L = L * i \tag{3.13}$$

Despejando el gradiente hidráulico (i)

$$\frac{H_1 - L}{L} = i \tag{3.14}$$

La ecuación 3.14, representa la expresión matemática de la condición de No Flujo, propuesta por Hoyos 2006. Si remplazamos el gradiente hidráulico (i) en función de la resistividad (ξ) tenemos:

$$H_1 \left(\frac{1}{L} - \xi \right) = 1 \tag{3.15}$$

O alternativamente el valor de la carga hidráulica externa para iniciar el flujo a través de un determinado espesor de material permeable estaría dado por:

$$\frac{H_1}{L} > 1 + \zeta H_1 \quad (3.16)$$

Donde L es la longitud o espesor de material necesario para obtener la condición de No Flujo, bajo una carga hidráulica externa H_1 .

Algunos autores han discutido la existencia de un gradiente hidráulico mínimo, Irmay (1954) citado por Bear (1972), menciona la existencia de un gradiente mínimo J_0 que Irmay atribuye al comportamiento no-Newtoniano del agua; para el cual la regla técnica de Darcy quedaría así:

$$q = 0 \quad \text{para } J \leq J_0 \quad (3.17)$$

$$q = kJ \frac{(J - J_0)}{J} \quad \text{para } J \geq J_0; \quad J = [J] \quad (3.18)$$

Siendo q es la velocidad de filtración, k el coeficiente de permeabilidad, J el gradiente hidráulico actuante, J_0 es el gradiente hidráulico mínimo para establecer el flujo; Swartzendruber (1962) sobre la base de datos experimentales, sugiere la siguiente ecuación para flujo unidimensional:

$$q = 0 \quad \text{para } 0 \leq J < J_0 \quad (3.19)$$

$$q = B[J - e^{-CJ}] \quad \text{para } J \geq J_0 \quad (3.20)$$

Irmay (1954), Swartzendruber (1962), Alabi (2011) han encontrado que la iniciación misma del flujo en un medio permeable genera un gradiente hidráulico pequeño pero bien definido. Vale decir que la función lineal $v(i)$ tiene un intercepto positivo en el eje i y negativo en el eje v. Si bien los resultados de este trabajo permiten validar los planteamientos de Irmay (1954), Swartzendruber (1962), Alabi (2011), el enfoque de Hoyos et al (2010) adoptado en este trabajo, define la condición de flujo nulo en términos

de la carga hidráulica externa (H) y la longitud de flujo (L), y no en términos del gradiente hidráulico (i); En razón de que una velocidad de flujo por pequeña que sea genera un gradiente hidráulico y no es el gradiente hidráulico el que genera la velocidad.

Alabi (2011), concluye luego de realizar ensayos de permeabilidad sobre cinco especímenes, que la velocidad de filtración resulta ser igual a cero para gradientes hidráulicos superiores a cero. Lo que confirma la existencia de un umbral de gradientes, y este umbral parte de un gradiente i_0 , que aumenta con la disminución de la porosidad (n), para suelos de grano extremadamente finos.

3.3 Los Límites de la Ley de Darcy

3.3.1 El límite superior.

Para definir los límites de aplicación de la ley de Darcy tomaremos como criterios básicos, las condiciones enunciadas en el capítulo anterior, en particular la ocurrencia de flujo estacionario y laminar a través del medio permeable. y dado que la ocurrencia de un flujo laminar es la condición básica para la aplicación de la regla técnica de Darcy, el Número de Reynolds ha sido propuesto como criterio para fijar su límite superior.

El número Reynolds, que relaciona las fuerzas inerciales y viscosas, fue definido en un documento histórico sobre la transición de flujo laminar a flujo turbulento en tubos cilíndricos por Reynolds, (1883). La expresión numérica del Número de Reynolds puede está dada por:

$$Re = \frac{\rho_f q L}{\mu_f}, \quad (3.21)$$

Donde ρ_f es la densidad de líquidos, q es la velocidad del fluido, μ_f es la viscosidad dinámica que actúan en el fluido y L es alguna longitud característica. En los medios porosos granulares, L es comúnmente relacionado con la distribución del tamaño de grano, Ingebritsen et al. (2006).

“...Los primeros trabajos sobre el criterio de comportamiento de flujo no Darcyniano en

medios porosos se publicó al parecer por Chilton y Colburn (1931). Debido a la creencia de que el flujo No Darcyniano en medios porosos es similar a un flujo turbulento en un conducto, adaptaron el número de Reynolds para identificar el flujo No Darcyniano en medios porosos....” Vázquez, (1999). Basado en los trabajos de (Florin, (1951); Bear, (1972). Barenblatt, et al. (1990), anotó “...fue O. Reynolds (1883) quien primero observo que el hecho de que el flujo proceda en forma ordenada, es decir en forma laminar depende de la velocidad, más precisamente, de los valores relativos de la velocidad, la viscosidad y el tamaño medio de los granos cantidades que se combinan para dar un número de Reynolds adaptado al flujo en un conducto poroso según la fórmula:

$$R_e = \frac{D_p v}{\nu} \quad (3.22)$$

Siendo D el tamaño medio de los granos y v la velocidad de descarga. En la realidad se observan fuertes desviaciones respecto a la dependencia lineal de q respecto a $\nabla\pi$ para valores de Numero de Reynolds (Re) desde 100 en adelante, que se suelen explicar por la aparición de un régimen turbulento. Se han propuesto entonces fórmulas del tipo

$$\nabla\pi = -\frac{\mu}{k} f(Re, m) u \quad (3.23)$$

En que $f \sim c$ para $Re \sim 0$ mientras $f \sim u$ para $Re \rightarrow \infty$

De hecho las anomalías empiezan para Re del orden de 10 en adelante, zona de transición entre el flujo laminar y el turbulento. Por el contrario, para Re menores, el flujo es laminar, las fuerzas viscosas predominan y la ley de Darcy describe perfectamente al flujo. Por último, en el extremo inferior del rango de números de Reynolds, para $Re \sim 0$ vuelven a presentarse anomalías en forma de un gradiente hidráulico mínimo por debajo del cual el flujo es prácticamente nulo. La gráfica de la correspondencia $\nabla\pi \rightarrow u$ tiene un tramo horizontal $0 \leq \nabla\pi \leq D$ con $u = 0$...

La validez del regla técnica de Darcy se ha parametrizado de acuerdo a un intervalo de valores calculados con el número de Reynolds. Este coeficiente fue propuesto para

canales abiertos o tuberías, y en general valores altos indican régimen turbulento y valores bajos indican régimen laminar.

Para medios porosos se aplica la fórmula utilizada para canales o tuberías, sustituyendo el diámetro de la conducción por el diámetro medio del medio poroso y considerando la velocidad Darcyniana, utilizando una modificación del mismo para estimar las condiciones de flujo laminar en medios permeables. El valor de este indicador ha sido discutido por Fancher, et al, (1933); Bear (1972); Robledo, (1989); Seguin et al (1998); Tobón y Sanín, (2005) y Hoyos et al, (2010). Aparentemente este criterio es superfluo, toda vez que el cumplimiento de la ley de Darcy implica que el flujo sea laminar y estacionario.

Fancher *et al* (1933) propuso $Re = 1$ como el límite superior para el flujo laminar. Bear (1972), basado en su investigación experimental, propone $Re = 10$ como un límite superior. Robledo (1989) estimó este límite hasta $Re = 20$. Seguin *et al* 1998 expone que la aparición de fluctuaciones correspondientes a la final del régimen de flujo laminar se observa para un número de Reynolds cerca de 180, a partir de este valor hasta un valor del número de Reynolds de 900 el flujo estaría en transición. En resumen Seguin *et al*. (1998) proponen límites entre $4.3 < Re < 180$; Hoyos (2003) encontró que la relación v/i se mantiene constante en condiciones en las que el número de Reynolds es mayor que 30, en una amplia gama de materiales y cargas hidráulicas externas.

Los investigadores de la PUCV señalan que el número de Reynolds, Re , a partir del cual deja de cumplirse la regla técnica de Darcy, oscila entre 1 y 12. En este caso, el número de Reynolds viene dado por la siguiente expresión:

$$R_e = \frac{0.6 \cdot v \cdot D_s \cdot \rho}{\eta(1-n)} \quad (3.24)$$

En la cual:

v = velocidad de flujo

D_s = diámetro de la partícula cuya superficie específica es igual a la del conjunto

ρ = densidad del fluido

η = coeficiente de viscosidad del fluido

Según estos investigadores, para números de Reynolds superiores a 12 la importancia de las fuerzas de inercia en el flujo hace que se obtenga la siguiente expresión:

$$i = a + bv^2 \quad (3.25)$$

Donde a y b son factores que dependen de las fuerzas de inercia.

Por su parte Penson, (2007) expone que la validez de la regla técnica de Darcy depende tanto de las características del medio permeable, así como de las propiedades del fluido y alguna magnitud característica L. En los materiales porosos, L es comúnmente relacionado con la distribución del tamaño de grano (aunque a veces también es tomado como $k^{1/2}$ (Ward, 1964), donde k es la permeabilidad intrínseca, y la transición a la región de flujo no Darcyniano (no lineal) parece tener lugar en $Re \sim 5$. Oso, (1979).

Dada la dificultad de observar directamente la condición de flujo laminar o turbulento, Hoyos *et al.* (2010) utilizaron como indicador plausible para la condición de flujo laminar la estabilidad del nivel de los piezómetros en todas las pruebas realizadas. Pruebas que se ejecutaron en una amplia variedad de materiales, desde las cenizas volantes (esferoides uniforme con $D_{50} = 0,05$ mm, $D_{50} = 0,02$ mm, bajo una cabeza de 4,8 m de agua), hasta esferoides uniformes $D_{10} = D_{50} = 5$ cm bajo una cabeza de 6,25 m de agua, amén de las arenas y gravas naturales, redondeadas y angulares y grava angulosa uniforme, $D_{50} = 7$ cm, bajo una cabeza de 5,75 m de carga hidráulica.

Los resultados experimentales indican que el Número de Reynolds se mantiene aproximadamente constante para cada material en intervalos muy amplios de carga hidráulica y velocidad de descarga. La variación del Número de Reynolds es mayor en arenas que en gravas. En las arenas aumenta en una relación de 1 a 6 en función de la velocidad de descarga, en tanto que en las gravas aumenta solo en una relación de 1 a 2.

La cuestión es cuál diámetro debe tomarse en medios permeables para calcular el Número de Reynolds. Es común el uso de D_{50} o D_{10} como diámetro característico. Al calcular el Número de Reynolds con uno y otro diámetro, se obtienen resultados muy

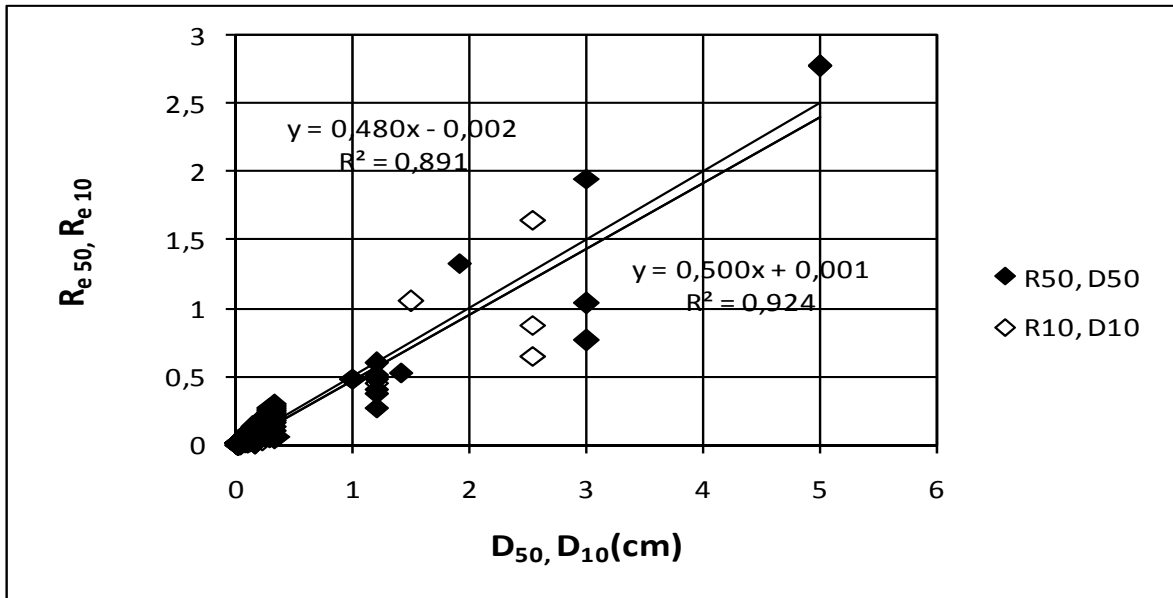
similares para el conjunto de los ensayos como puede apreciarse en las figuras 3-2 y 3-3. Las correlaciones correspondientes se ajustan a las expresiones:

$$Re = 0.48 \cdot D_{50} - 0.002 \quad R^2 = 0.89, n=125 \quad (3.26)$$

$$Re = 0.50 \cdot D_{10} - 0.001 \quad R^2 = 0.92, n=125 \quad (3.27)$$

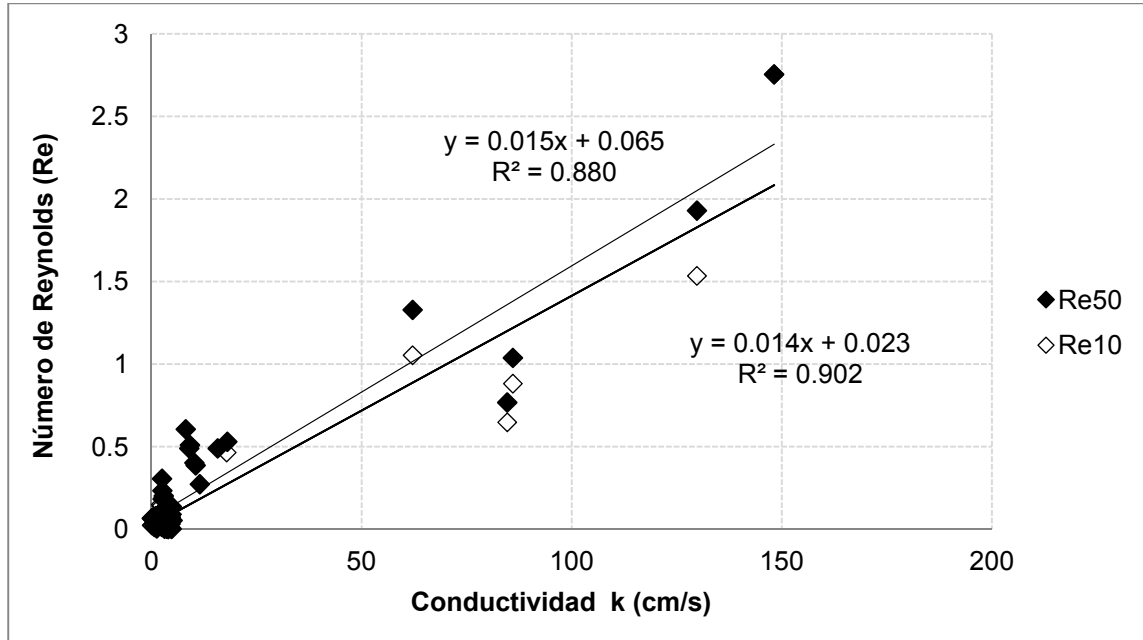
Al examinar las figuras 3-3 y 3-4 debe tenerse en cuenta que, dada su escala muchos de los puntos coinciden y, en consecuencia, ella no refleja la cantidad de datos que intervienen en la correlación.

Figura 3-3: Número de Reynolds en función de diámetros efectivos (Hoyos *et al*, 2010)



El diámetro efectivo, D_{10} , parece ser un estimador ligeramente mejor del número de Reynolds, aunque ambas funciones, y los correspondientes coeficientes de correlación, son muy similares, al punto que, para efectos prácticos, podrían utilizarse indistintamente. Sin embargo, al examinar caso por caso, la relación del Número de Reynolds basados en D_{50} y el número de Reynolds basado en D_{10} , ($Re_{50} : Re_{10}$), oscila entre 1 en el caso de esferoides con diámetro uniforme a 7,5 en el caso de arena bien gradada

Figura 3-4: Número de Reynolds en función de la conductividad hidráulica. (Hoyos et al, 2010)



El coeficiente de permeabilidad es un estimador alternativo del número de Reynolds como se muestra en la figura 3-5, pero, de nuevo, el número de Reynolds calculado con D_{10} muestra un ajuste ligeramente mejor con el coeficiente de permeabilidad que el calculado con D_{50} .

El número de Reynolds aumenta en razón directa con la permeabilidad del material, sin importar cuál de los dos diámetros en cuestión se utilice en los cálculos. Al igual que las correlaciones con los diámetros característicos, ambas funciones y los correspondientes coeficientes de correlación son muy similares y, para efectos prácticos, podrían intercambiarse.

$$Re_{50} = 0,015 \cdot k + 0,065 \quad R^2 = 0.88, n=125 \quad (3.28)$$

$$Re_{10} = 0,014 \cdot k + 0,023 \quad R^2 = 0.90, n=125 \quad (3.29)$$

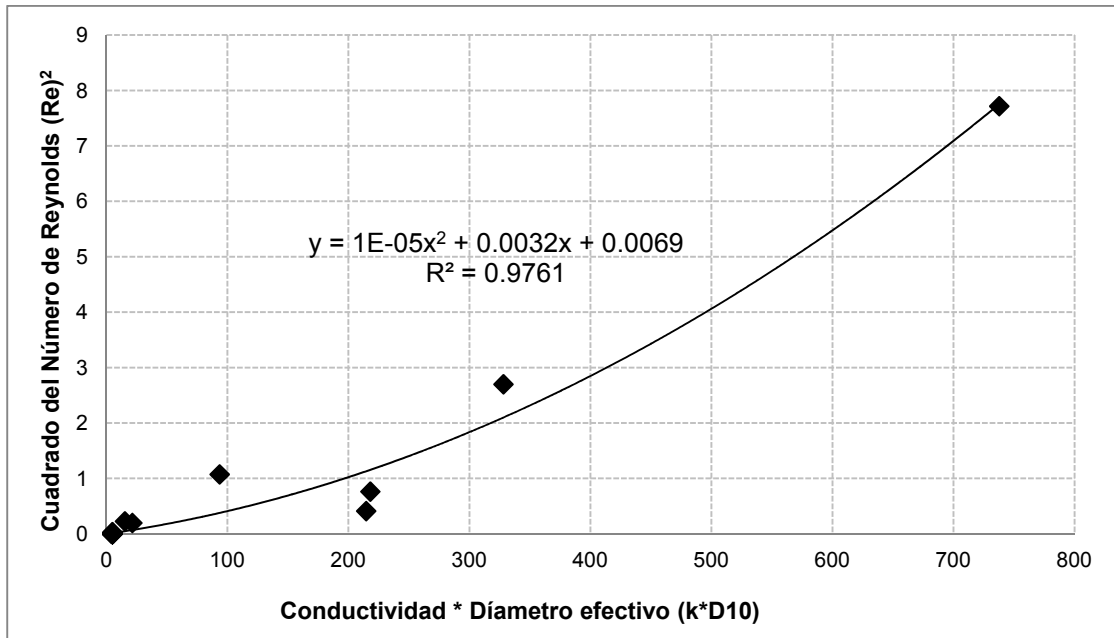
De las relaciones anteriores y de la definición misma del Número de Reynolds puede proponerse que éste puede ser estimado también a partir de relaciones empíricas del

producto de la conductividad hidráulica y el diámetro efectivo D_{10} , con las expresiones que presentamos a continuación, y que están ilustradas en las figuras 3-5, 3-6 y 3-7.

El Número de Reynolds puede expresarse como una función cuadrática del producto $k \cdot D_{10}$, ilustrada en la figura 3-5.

$$Re_{10}^2 = 10^{-3}[1 \times 10^{-2} \cdot (k \cdot D_{10})^2 + 3.2 \cdot k \cdot D_{10} + 6.9] \quad R^2 = 0.976, n = 125 \quad (3.30)$$

Figura 3-5: Número de Reynolds en función del producto de la conductividad hidráulica y del diámetro característico D_{10} . (Hoyos *et al*, 2010)



Esta correlación mejora un poco si se elimina un par de datos correspondientes a dos ensayos ejecutados en condiciones ligeramente diferentes, en los que la cámara del permeámetro fue llenado con grava angular sólo hasta la mitad de su altura. La correlación modificada, ilustrada en la figura 3-6 es:

$$Re^2 = 10^{-3}[4 \cdot 10^{-3} \cdot (k \cdot D_{10})^2 + 7.5 \cdot k \cdot D_{10} + 5.8] \quad R^2 = 0.997, n = 123 \quad (3.31)$$

Una expresión alternativa, más simple, con un elevado coeficiente de correlación e igualmente significativa, ilustrada en la figura 3-7, correlaciona directamente el Número de Reynolds con el producto de la conductividad hidráulica y el diámetro efectivo D_{10} .

$$Re = 0,004*k*D_{10}+0,044$$

$$R^2 = 0.91, n=125$$

$$(3.32)$$

Figura 3-6: Número de Reynolds en función del producto de la conductividad hidráulica y del diámetro característico D_{10} . (Hoyos et al, 2010)

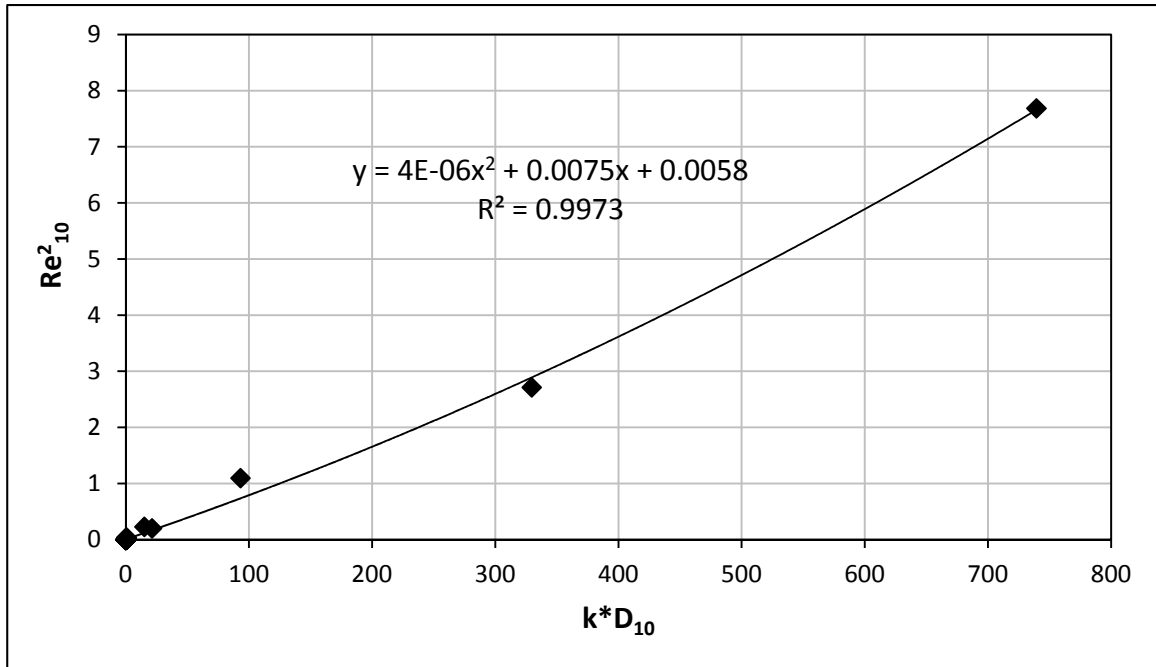
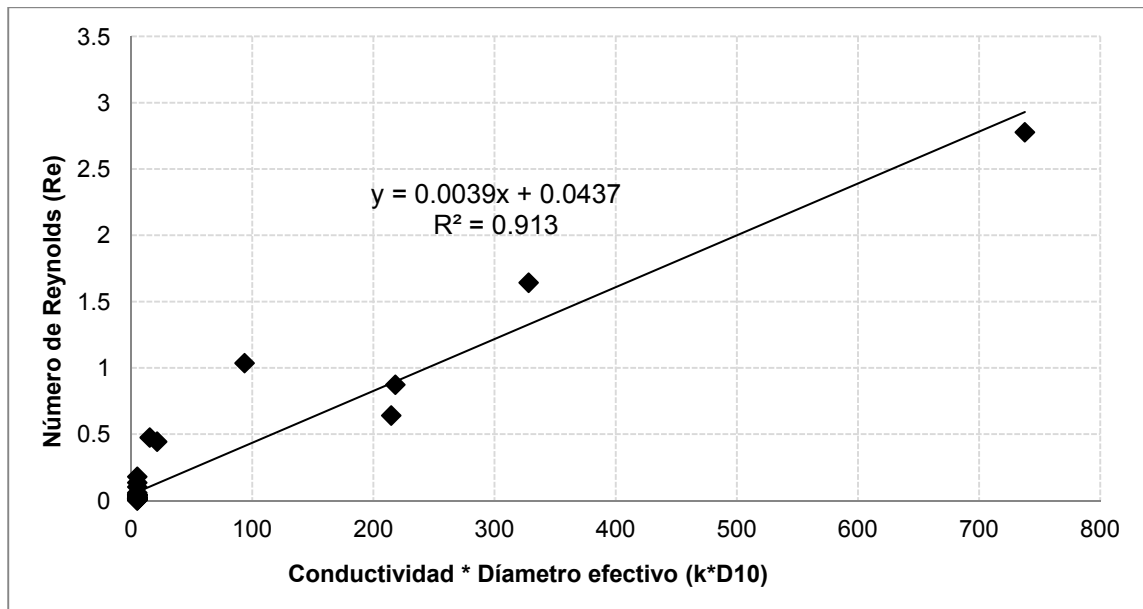


Figura 3-7: Número de Reynolds en función del producto de la conductividad hidráulica y del diámetro característico D_{10} . (Hoyos et al, 2010)



Hoyos et al, (2010), explica "...Si se toma la linealidad estricta de la relación matemática $\Delta v:\Delta i$ como criterio para establecer la medida en que el flujo puede ser considerado como laminar, el máximo número de Reynolds asociado a flujo laminar en materiales permeables, y soportado empíricamente en este trabajo, sería 2,8, en el rango propuesto por Bear (1988). Si se acepta como criterio el alto coeficiente correlación $\Delta v:\Delta i$, a la par con la estabilidad de los niveles manométricos durante las pruebas, puede aceptarse un flujo laminar en toda la extensión de los resultados obtenidos. Y aunque es bien sabido que las correlaciones no son extrapolables, de aplicarse el criterio de Robledo (1989), podríamos esperar la ocurrencia de flujo laminar en materiales con diámetros característicos D_{50} y D_{10} hasta 40cm, o hasta un coeficiente de permeabilidad 1.26 m/s, o una combinación $k*D=5000 \text{ cm}^2/\text{s}$.

Tales condiciones corresponden más bien al flujo en conductos cerrados de la hidráulica convencional. De aplicarse el criterio de Bear (1988), puede esperarse la ocurrencia de flujo laminar en materiales con diámetros característicos D_{50} y D_{10} hasta 20cm, o hasta un coeficiente de permeabilidad 1.42 m/s, o una combinación $k*D=2500 \text{ cm}^2/\text{s}$. La conclusión de Hoyos *et al* (2010) es clara en lo referente al límite superior de aplicación de la regla técnica de Darcy: la ocurrencia de flujo turbulento en geomateriales corrientes requiere de una carga hidráulica elevada difícilmente alcanzable en condiciones de laboratorio. "*...Teóricamente, es posible imponer una cabeza de presión tan alta como se quiera a las muestras, a fin de alcanzar la condición de flujo turbulento. Sin embargo, dados la baja resistividad hidráulica asociada con materiales de alta permeabilidad, será muy difícil obtener las condiciones experimentales o empíricas para generar un flujo turbulento a través de materiales con una conductividad hidráulica muy alta...*"

A partir de estos datos y observaciones puede plantearse una conclusión general: no hay un límite de tamaño de grano superior en la aplicación la Ley de Darcy, pero es posible postular que existe una combinación de tamaño de grano y carga hidráulica externa, o de gradiente hidráulico, o de velocidad de descarga, no definidas aun, en el que el flujo se vuelve turbulento, a partir de la cual la ley ya no es aplicable.

3.3.2 El límite inferior: la impermeabilidad de los suelos cohesivos.

Aunque la regla técnica de Darcy puede no ser válida a altas velocidades de flujo, una baja permeabilidad límite no ha sido demostrada. Es común encontrar en los textos especializados, valores de la conductividad hidráulica tan bajos como 10^{-10} cm/s, o incluso menores. Es necesario anotar que estos valores resultan de ensayos que no cumplen con las condiciones implícitas de la regla técnica de Darcy.

La mayoría de ellos se han obtenido en cámaras triaxiales mediante la aplicación previa de una elevada presión de confinamiento, o han sido calculados a partir de los resultados de las pruebas de consolidación en las que se somete la muestra a cargas que cambian la relación de vacíos del suelo y literalmente exprime el agua de la muestra. "...El aparente abandono de una relación lineal entre un gradiente hidráulico dh/dL y el volumen de flujo fue reportado en la literatura por (King, 1899). Muchos de estos experimentos pueden haber sido defectuosos o mal interpretados (Olsen, 1965, Neuzil, 1986). Todos los experimentos con coeficientes de permeabilidad intrínseca menores de 10-15 cm/s han estado asociados a valores muy grandes de gradiente hidráulico (Neuzil, 1986), en lugar de los valores representativos de las condiciones in situ (dh/dL en general ≤ 1), ya que los experimentos con gradientes in situ son muy lentos..." Ingebritsen et al (2006).

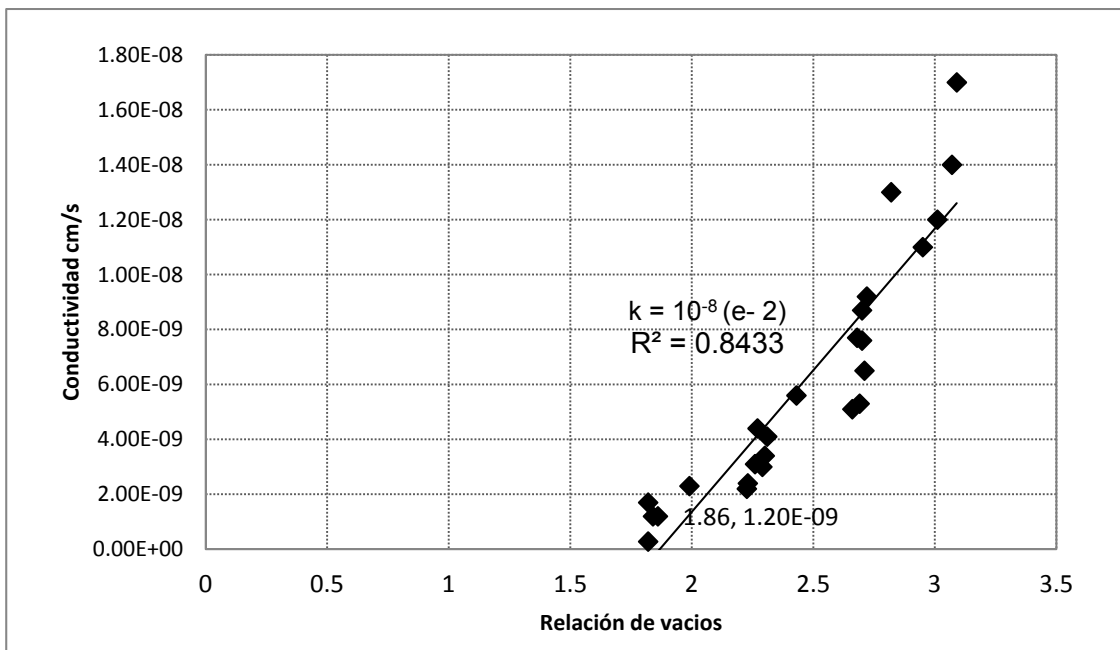
De hecho un bajo coeficiente de permeabilidad implica una alta resistividad y, por consiguiente un gradiente hidráulico elevado y, para conseguirlo sería necesario aplicar una carga hidráulica tal que puede destruir, y de hecho destruye la estructura del suelo. Por lo tanto, es razonable especular que la ley de Darcy no se aplique estrictamente en ambientes de extremada baja permeabilidad.

En el extremo inferior de velocidad de flujo a través de geomateriales, los limos y arcillas pueden considerarse impermeables al flujo gravitacional al punto que para que tenga lugar el movimiento de agua se requiere una fuente de energía adicional, sea ella mecánica, térmica, eléctrica, etc. Y, al menos en el caso del flujo de agua en el proceso de consolidación, tiene lugar un cambio de volumen y de relación de vacíos que niega una de las condiciones de aplicación de la regla técnica de Darcy.

De hecho el coeficiente de conductividad calculado a partir de los resultados de un ensayo de consolidación puede variar en varios órdenes de magnitud, dependiendo de las relaciones de vacíos inicial y final.

La figura 3-8, muestra la variación en dos órdenes de magnitud de la conductividad en función de la relación de vacíos durante un ensayo de consolidación sobre arcillas de la Sabana de Bogotá (Hoyos, comunicación personal).

Figura 3-8: Variación de la conductividad en función de la relación de vacíos durante un ensayo de consolidación (Hoyos, comunicación personal).



Mitchell & Soga (2005), Spagnoli et al. (2009), afirman que el comportamiento hidráulico de los suelos finos con una alta porosidad y suelos recién compactados está muy influenciada por la interacción entre el fluido de los poros y partículas minerales; O'Rourke (2010), sostiene "...Las superficies de arcilla y los efectos de la doble capa a nano escala influencia la resistencia, el cambio de volumen y las características hidráulicas de los suelos...". En el caso de los suelos cohesivos "...el agua es atraída por la superficie de las partículas del suelo y las interacciones resultantes pueden influenciar las propiedades del agua hasta distancias de varias decenas de Amstrongs. El agua queda adsorbida hasta una distancia de 1 nm, i. e. tres capas moleculares, a partir

de la superficie de la capa de silicato, y presenta una estructura diferente de la del agua normal..." (Mitchell, 1976).

El agua adsorbida permanece fija a la superficie de arcilla por fuerzas electroquímicas mucho mayores que las gravitacionales en la llamada doble capa difusa, que se traduce en disminución efectiva de los diámetros de los poros que llegan a ser tan pequeños que el flujo gravitacional es imposible y sólo puede tener lugar el flujo capilar. La naturaleza bipolar del agua, como resultado de los tamaños muy diferentes de los átomos de oxígeno e hidrógeno, hace posible el proceso de adsorción de agua cuando las moléculas bipolares entran en las proximidades de un campo de fuerza electroquímica, ya sea asociado a iones o a la superficie del mineral de arcilla.

Como indicación de la magnitud del proceso de adsorción conviene recordar que los minerales de esmectita pueden aumentar su espesor de 9 a 21 veces respecto a su tamaño inicial a causa de la adsorción de agua (Mason, 1952).

Otros mecanismos de adsorción de agua incluyen la retención de agua por minerales de arcilla debido a la atracción del hidrógeno del agua por el oxígeno o los hidroxilos de la superficie de las partículas de arcilla. Este es probablemente el mecanismo más importante de absorción de agua. Las cargas negativas en las capas de arcilla también atraen los cationes presentes en el agua, ya que todos ellos están hidratados hasta cierto punto (Holtz & Kovacs, 1981), lo que disminuye el diámetro de los poros de las arcillas disponibles para el flujo potencial de agua libre.

Estas consideraciones sobre la adsorción del agua por las superficies de los minerales de arcilla llevó a Hoyos *et al* (2010) a plantear la atrevida hipótesis que la presión intersticial en los suelos cohesivos tiene un límite muy bajo que puede llegar aproximadamente a 100 kPa.

El efecto de las cargas eléctricas en las superficies de las partículas sobre el flujo del agua en los suelos cohesivos puede apreciarse al comparar los valores de la conductividad hidráulica de suelos cohesivos con los valores de su capacidad de intercambio catiónico. Dado que este valor rara vez se reporta en los informes geotécnicos puede utilizarse como variable equivalente el valor del límite líquido, que

presenta una elevada correlación lineal con la capacidad de intercambio catiónico. Basados en estas consideraciones, Hoyos *et al* (2010), exploraron la correlación entre permeabilidad, medida en cámara triaxial o calculada a partir de los resultados del ensayo de compresibilidad/ consolidación, y el correspondiente límite líquido.

En la figura 3-9, se encuentra la correlación de un conjunto de datos de permeabilidad y límite líquido en un amplio intervalo de valores, recopilados de trabajos de, Romero Entralgo (1998), Hoyos (2009) y de informes técnicos de los laboratorios de geotecnia de la Facultad de Minas, de la Universidad de Medellín, de la Escuela de Ingeniería de Antioquia y de Solingral S.A.

La figura 3-10 muestra esta relación discretizada en un gráfico semilogaritmico realizada con base en los datos trabajados por Hoyos *et al*, (2010). La ecuación 3-29 indica que efectivamente la baja permeabilidad de los limos y arcillas está directamente relacionada con su mineralogía.

$$k = 0.60 \cdot LL^{-3.7} \quad R^2=0.78, n=51 \quad (3.33)$$

Figura 3-9: Relación entre límite líquido y conductividad hidráulica calculada a partir de ensayos de consolidación.

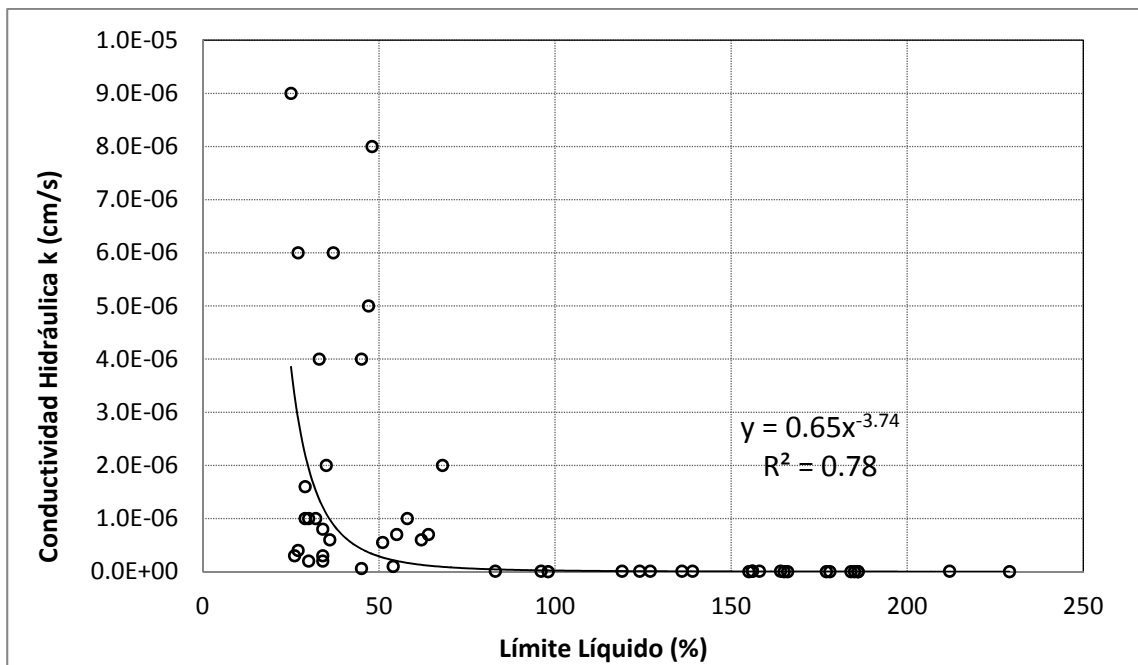
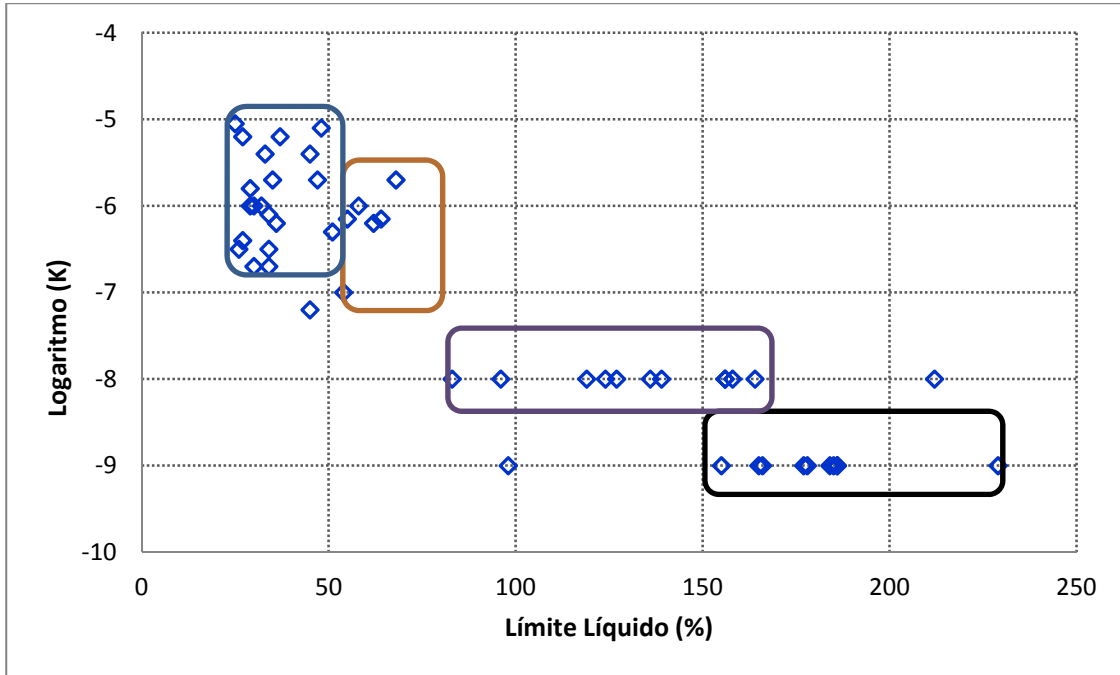


Figura 3-10: Relación discretizada entre límite líquido y conductividad hidráulica calculada a partir de ensayos de consolidación.



De acuerdo con Hoyos et al (2010) "...Esta limitación al flujo gravitacional está asociada al desbalance de cargas eléctricas característico de los suelos cohesivos y no a la granulometría de los materiales. De hecho, la conductividad hidráulica de un material no cohesivo, de granulometría muy fina, $D_{50} = 0,05$ mm, $D_{10} = 0,02$ mm, utilizado en una serie de ensayos, fue $3 \cdot 10^{-3}$ cm/s, superior a la conductividad hidráulica de una mezcla de arena gruesa y arena fina, cuya conductividad hidráulica es $2 \cdot 10^{-3}$ cm/s..."

4. Metodología

Éste proyecto de tipo experimental, trata de determinar, mediante un programa de ensayos, las condiciones generales en que es válida la regla técnica Darcy. La investigación se limitó al flujo de agua en medios saturados, con materiales granulares sueltos que incluyeron arenas y gravas, carbón activado agotado, cenizas volantes, y esferoides de 1.1 y 5 cm de diámetro.

Al enfrentar la problemática propuesta en el presente trabajo, se ejecutaron ensayos de permeabilidad con carga constante sobre diferentes materiales, bajo condiciones variables de carga hidráulica, granulometría y espesor de los estratos. Se hizo necesario desarrollar una metodología donde se combinaran los siguientes aspectos:

- i. Materiales: Se trabajó con un total de 22 materiales de granulometrías diferentes partiendo de ceniza volante hasta materiales mono granulares de 5cm de diámetro.
- ii. Diseño y construcción del permeámetro de cabeza constante: El objetivo de este fue permitir la ejecución de la parte experimental con especímenes de 5 cm de diámetro y menores. El equipo se construyó en acrílico debido a las ventajas que tiene este material respecto a otros para el estudio empírico del flujo en medios porosos.
- iii. Trabajo experimental: La ejecución de ensayos de permeabilidad sobre los materiales, tuvo como propósito la determinación de los límites superior e inferior de la Ley de Darcy, sin discurrir sobre la variabilidad de los materiales de acuerdo a sus condiciones origen y localización. Los procedimientos de laboratorio siempre se ejecutaron siguiendo la norma ASTM D2434.

4.1 Materiales

Se ejecutaron ensayos de permeabilidad con carga constante sobre diferentes materiales, bajo condiciones variables de carga hidráulica externa. En total se trabajó con 22 materiales de granulometrías diferentes, partiendo de ceniza volante hasta materiales mono granulares de 5 cm de diámetro.

Dado que Darcy formuló su ley con base a una serie de ensayos sobre arena, se planteó la necesidad de seleccionar materiales granulares no cohesivos que ofrecieran un amplio intervalo de permeabilidad, con el objeto de contar con información suficiente para hacer generalizaciones con adecuado soporte experimental.

Los suelos cohesivos fueron excluidos de la fase experimental a partir de dos consideraciones, uno: algunos experimentos previos permitieron considerar que el flujo en medios cohesivos es, en extremo bajo, al punto que no es detectable aun en el permeámetro de cabeza variable, y dos, las consideraciones teóricas desarrolladas por Mitchell (1993), Mitchell & Soga (2005), Spagnoli et al. (2009), O'Rourke (2010), y Hoyos et al (2010), dan lugar a pensar que el flujo gravitacional no tiene lugar en los suelos cohesivos. En desarrollo de esta investigación fueron intentados algunos ensayos sobre limos arenosos, de suelos residuales derivados de anfibolitas, ninguno de estos ensayos tuvo éxito quedando registrado solo uno.

A continuación se exponen los materiales con los cuales se realizó la etapa de experimentación.

- Ceniza volante: Definida como residuos sólidos provenientes de la combustión de materiales como el carbón, madera, de la incineración de residuos sólidos urbanos y de procesos de fundición (Moreno, 2002). Es un material muy ligero y de pequeño tamaño (0,5-100 μ m), cuyas partículas son muy uniformes, lo que la hace más permeable con respecto a otros suelos finos.
- Arena gruesa de granos redondeados mal gradada (SP): Conocida comercialmente con el nombre de arenon de río; con granos redondeados y uniformes.

- Arena gruesa de granos angulosos mal gradada (SP): Es conocida comercialmente con el nombre de arenon chino; presenta granos de diferentes formas y de diversos colores, entre blancos, cafés, grises y negros.
- Arena gruesa bien gradada (SW): Conocida comercialmente como arena de concreto; es de color predominantemente gris, con diferentes tamaños de grano, lo cual la hace bien gradada.
- Arena fina mal gradada (SP): Es una arena muy uniforme de color gris; es conocida comercialmente como arena de revoque.
- Arena fina limosa mal gradada (SP-SM): Conocida comercialmente como arena de revoque de peña; es una arena fina, de color café claro, con granos no tan finos como la anterior. Presenta un porcentaje de finos alrededor del 9%.
- Arena media limosa mal gradada (SP-SM): Conocida comercialmente como arena de pega; es una arena media, uniforme. Presenta un porcentaje de finos cercano al 7%.
- Arena media mal gradada (SP): Conocida comercialmente como arena de Ottawa; es una arena media, muy uniforme, de color blanco y con granos redondeados.
- Carbón activado agotado (SP): Proveniente de la Planta Piloto de la Universidad Nacional; es un carbón especial, extremadamente poroso, cuyas propiedades son muy diferentes al carbón mineral. Su color es negro, y sus granos son uniformes y angulosos.
- Arena mal gradada (SP): Mezcla 1:1 en volumen entre la arena gruesa de granos redondeados y la arena fina limosa (arena de revoque).
- Arena mal gradada (SP): Mezcla 1:1 en volumen entre la arena de Ottawa y la arena fina uniforme.
- Grava uniforme de granos angulosos (GP) con diámetro $d_{50} = 25.4\text{mm}$ (1pulg) y porosidad 43.48%.
- Grava uniforme de granos angulosos (GP) con diámetro $d_{50} = 12.70\text{mm}$ (1/2pulg) y porosidad 38.59%.
- Grava fina uniforme de granos angulosos (GP) con diámetro $d_{50} = 19.05\text{mm}$ (3/4pulg) y porosidad 39.67%.
- Grava fina uniforme de granos angulosos (GP) con diámetro $d_{50} = 9.525\text{mm}$ (3/8pulg) y porosidad 33.67%.
- Grava uniforme de granos angulosos (GP) con diámetro $d_{50} = 50.80\text{mm}$ (2pulg) y porosidad 33.21%.

- Grava fina uniforme de granos angulosos (GP) con diámetro $d_{50} = 7.9\text{mm}$ (5/16pulg) y porosidad 34.78%.
- Arena Gruesa uniforme de granos angulosos (SP) con diámetro $d_{50} = 4.76\text{mm}$ (No 4) y porosidad 23.91%.
- Arena media de granos angulosos (SP) con diámetro $d_{50} = 2\text{mm}$ (No 10) y porosidad 48.30%
- Canicas de 1.1 cm con porosidad de 39.54%.

4.1.1 Características del material utilizado.

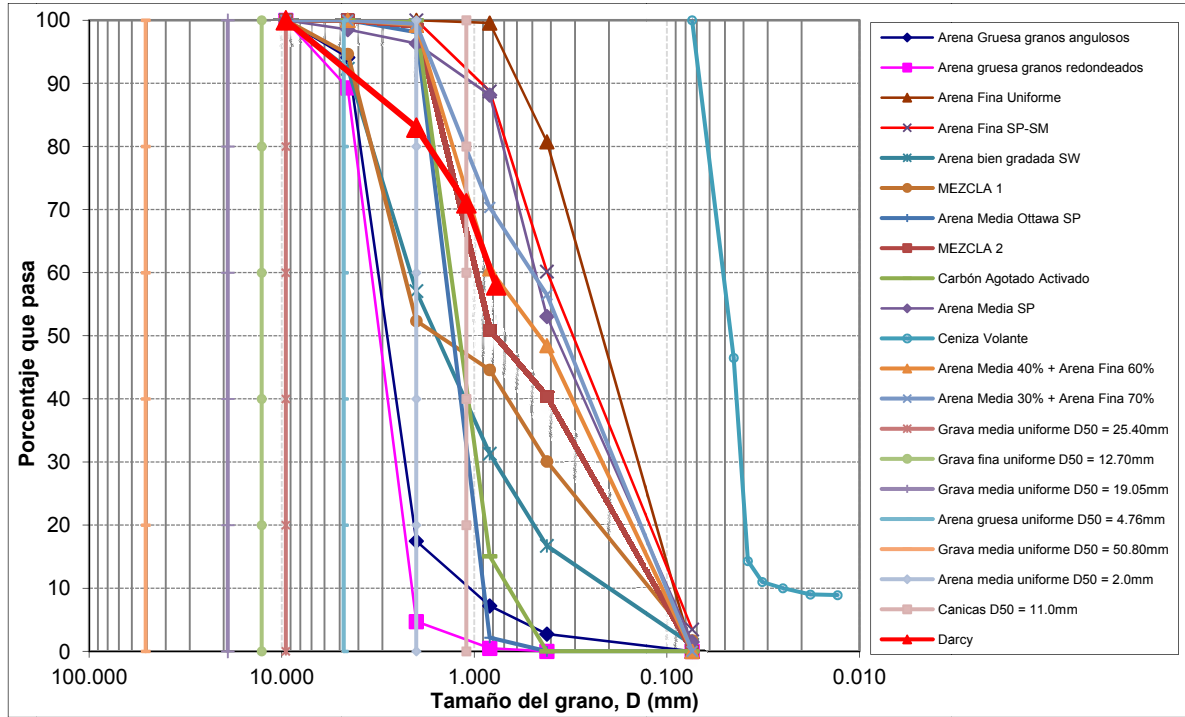
Como parte fundamental para la investigación se realizó la caracterización de estos materiales por medio del análisis granulométrico.

A partir de este último se clasificaron los suelos según el sistema SUCS. (ver Tabla 4-1.)

Tabla 4-1: Resumen de Ensayos de Clasificación para los diferentes materiales

Nombre	Diámetros (mm)				Coeficientes		Clasificación	e
	D ₁₀	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀	C _u	C _c	SUCS	
Ceniza volante			0.005					3.01
Arena gruesa de granos redondeados	2.20	2.70	3.20	3.70	1.7	0.9	SP	0.67
Arena gruesa de granos angulosos	1.00	2.30	2.80	3.30	3.3	1.6	SP	0.82
Arena fina uniforme	0.09	0.15	0.22	0.28	3.1	0.9	SP	1.20
Arena gruesa bien gradada	0.20	0.80	1.70	2.20	11.0	1.5	SW	0.59
Arena fina limosa	0.09	0.17	0.31	0.42	4.7	0.8	SP - SM	0.98
Arena media limosa	0.10	0.20	0.40	0.50	5.0	0.8	SP - SM	1.04
Arena media (arena de Ottawa)	0.90	1.20	1.40	1.60	1.8	1.0	SP	0.55
Carbón activado agotado	0.65	1.00	1.30	1.50	2.3	1.0	SP	1.15
Arena gruesa g. redondeados + arena fina limosa	0.12	0.42	1.70	1.20			SP	0.65
Arena de Ottawa + arena fina uniforme	0.11	0.25	0.83	1.00			SP	0.50
Grava uniforme de granos angulosos	--	--	25.40	--	--	--	GP	0.77
Grava fina uniforme de granos angulosos	--	--	12.70	--	--	--	GP	0.63
Grava fina uniforme de granos angulosos	--	--	19.05	--	--	--	GP	0.66
Grava fina uniforme de granos angulosos	--	--	9.52	--	--	--	GP	0.51
Grava uniforme granos angulosos	--	--	50.80	--	--	--	GP	0.49
Arena fina uniforme de granos angulosos	--	--	7.90	--	--	--	SP	0.50
Arena gruesa uniforme de granos angulosos	--	--	4.76	--	--	--	SP	0.31
Arena media de granos angulosos	--	--	2.0	--	--	--	SP	0.93
Canicas de 1.1 cm	--	--	11.0	--	--	--	--	0.65

Figura 4-1: Curva granulométrica de los materiales.



4.2 Características del Permeámetro de Cabeza Constante

Para ejecutar los ensayos de permeabilidad sobre las gravas, se diseñó y construyó un permeámetro de cabeza constante, con base en el esquema presentado por Lambe & Whitman (1979). El equipo se construyó teniendo en cuenta que los equipos de laboratorio donde se pretenda estudiar los fenómenos hidráulicos deben ser, en lo posible, transparentes para permitir la observación del fenómeno o para verificar que se cumplan las condiciones deseadas, como la longitud de las muestras, su posición y uniformidad respecto a los piezómetros. Robledo (1989).

Este permeámetro consiste en un recipiente cilíndrico de acrílico transparente de 5 mm de espesor ligado con resina acrílica autopolimerizante en polvo blanco y autopolimerizante líquido. Este tiene una sección circular de 264 mm diámetro con una altura de 1100 mm, lo complementa dos tapas metálicas de aluminio fundido que presentan ranuras de 5 mm de profundidad y ancho que permite el acople de la cámara acrílica. Además, para el ensamble el permeámetro tiene cinco (5) barras metálicas

verticales que garantizan en todo momento el efecto de confinamiento de la muestra, sin que se presenten deformaciones transversales ni longitudinales en la muestra.

Por otra parte, el permeámetro cuenta con cinco piezómetros de tubo abierto, de 6mm, con regla graduada para la toma de lecturas de los niveles de agua. En la figura 4-2 se presenta el permeámetro utilizado para las pruebas.

Figura 4-2. Equipo usado para determinar la conductividad en gravas y materiales gruesos.



Los ensayos sobre las arenas, ceniza volante, y carbón activado se ejecutaron con el permeámetro de cabeza constante del laboratorio de Geotecnia de la Universidad Nacional Sede Medellín, que se puede observar en la figura 4.3

Figura 4-3: Permeámetro de cabeza constante para ensayo de arenas y gravas finas.



4.2.1 Elementos del permeámetro.

Línea de alimentación: Está compuesta por un adaptador el cual se acopla a la red de suministro de agua ó a un tanque de alimentación en caso de trabajar con otro fluido y se ubica en la parte inferior del permeámetro.

Línea de Salida: Al igual que la línea de alimentación, está compuesta por un adaptador que está unido a la cámara de acrílico. Por este se realiza la descarga del permeámetro y se encuentra en la parte superior.

Tanque de alimentación: La alimentación del permeámetro se realiza por medio de la conexión a la red de distribución de agua o a un tanque de alimentación.

Cámara de acrílico: Con una altura de $h = 1100$ mm y un diámetro interno de 264 mm, es el recipiente que contiene la muestra de suelo a ensayar.

Medidores de Presión: Los piezómetros y manómetros están localizados a lo largo de toda la cámara de acrílico y separados cada 25 cm.

Cuerpo metálico: éste es constituido por las tapas inferior y superior, las cuales se unen entre sí, por medio de cinco barras con tuercas para confinar la cámara.

4.3 Procedimiento de Ensayo

Los ensayos fueron ejecutados según la Norma ASTM D 2434, asegurando las condiciones mínimas. Primero se ensamblaje el permeámetro, verificando la no presencia de fugas por las bridas y piezómetros, posteriormente se depositaba la muestra dentro de la cámara en capas uniformes de aproximadamente 20 cm de espesor, aplicando una ligera compactación con una superficie plana.

La conexión del permeámetro con la línea de entrada se realizaba por medio de una manguera de $\frac{1}{2}$ pulgada, la cual se acoplada al sistema de alimentación de agua. Seguidamente se hacía fluir agua a través de la muestra durante un intervalo de 10 a 20 minutos para lograr su saturación; los piezómetros, se conectaban a la cámara teniendo cuidado de no producir burbujas en ellos. La verificación de saturación se realizaba cerrando la válvula de salida del permeámetro, y con la ayuda de un nivel de mano, se comprobaba que los niveles piezométricos estuviesen al mismo nivel del agua en el tanque.

Posteriormente se daba apertura a la válvula de salida del permeámetro y se iniciaba el registro de datos. Estos registros se ejecutaban variando la carga hidráulica externa, es decir, la altura del tanque de alimentación o variando la presión de entrada cada 0.50m. Posteriormente se dejaba estabilizar el flujo para medir las alturas en los piezómetros y presiones en los manómetros, obteniendo así las pérdidas de carga (h).

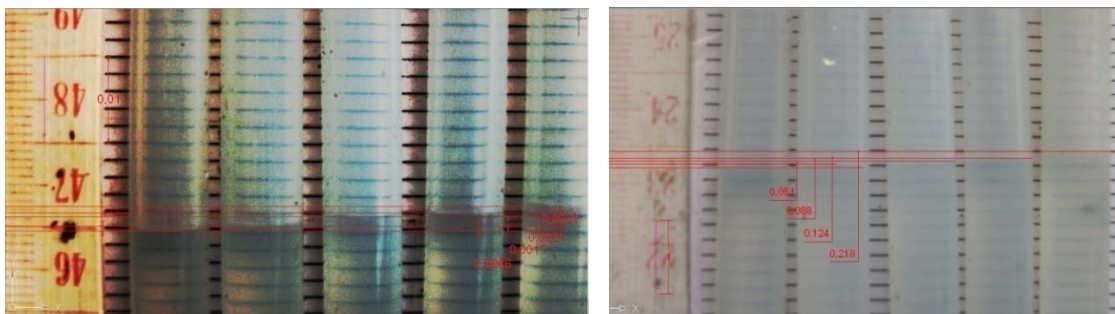
El caudal de descarga, se obtenía registrando el tiempo que tomaba llenar una probeta graduada cuyo volumen variaba de acuerdo a la cantidad de agua descargada. Este procedimiento se realizó para diferentes espesores de material y cargas hidráulicas externas de 1.5 m a 6 m. de igual manera se registraba la temperatura del agua a la cual se ejecutaban los ensayos.

Con los registros obtenidos en cada ensayo, se calculaba el coeficiente de conductividad k a partir de la ...ecuación 3.2..., por último, la permeabilidad obtenida se corregía a la temperatura estándar de 20°C.

4.3.1 Determinación de las pérdidas por cabeza h

Durante la realización de los ensayos en los materiales granulares de mayor diámetro (gravas y arenas gruesas) la diferencia entre los niveles en las mangueras de los piezómetros eran extremadamente pequeños, por lo cual se recurrió al registro fotográfico para obtener las diferencias de nivel en los piezómetros. En la figura 4-4, se ilustra el registro de datos por medio de fotointerpretación.

Figura 4-4: Método de registro del nivel de los piezómetros en ensayos con materiales de permeabilidad alta.



El proceso consistió en tomar fotografías con una cámara de 18 megapíxeles, a los piezómetros mientras en el ensayo estaba en curso. El registro fotográfico se realizaba con una separación entre la cámara y los piezómetros no mayor de 5 cm para evitar distorsiones y la menor paralaje; posteriormente las fotografías eran editadas y escaladas con la utilización de un software de Diseño Asistido por Computador (CAD) con el cual se realizaba el proceso de medición de la altura del agua en los piezómetros.

4.3.2 Determinación del coeficiente de Permeabilidad.

El coeficiente de permeabilidad se estableció determinando una regresión lineal sobre los valores del gradiente hidráulico y los valores de velocidad de descarga para cada material, correspondiendo el valor del coeficiente de conductividad a la pendiente del ajuste lineal.

5. Resultados y Discusión de la Fase Experimental

Los resultados de los ensayos de permeabilidad en esta investigación se encuentran tabulados en las tablas 5-1 a 5-23. En ellas están discriminados los datos experimentales y los resultados de los cálculos pertinentes, así:

H^* = Carga hidráulica externa (cm)

Δh = Pérdida de gradiente hidráulico

L = Espesor del material (cm)

i = Gradiente Hidráulico (cm/cm)

V = Volumen (cm³)

T = Temperatura (°)

t = Tiempo (sg)

k_T = Permeabilidad del material a la temperatura del ensayo

k_{20} = Permeabilidad del material para una temperatura de 20°C

v = Velocidad (cm/s)

ξ = Resistividad hidráulica (cm-1)

Re = Número de Reynolds

Fue amplio el intervalo de números de Reynolds obtenidos durante la ejecución de la fase experimental, los cuales pueden observarse en las tablas de resultados, de igual forma se obtuvo números de Reynolds muy altos, llegando hasta valores de 786 para velocidades del orden 1.41cm/sg en la Grava Uniforme de 5 cm. Es notable entonces la tendencia a incrementar el número de Reynolds a medida que el geomaterial es más permeable y su carga hidráulica externa aumenta, superando en este caso los valores reportados por Fancher *et al* (1933), Bear (1972), Ángel (1989), Seguin *et al* (1998), Sanín y Tobón (2004), Hoyos (2008).

En las tablas 5.1 a 5.23, se presentan los valores de los coeficientes conductividad hidráulica y números de Reynolds para cada uno de los materiales estudiados. Los resultados reportados en las tablas anteriormente escritas dan un buen ejemplo de que el valor límite del número de Reynolds depende claramente, del diámetro característico seleccionado y la carga hidráulica externa a la cual es expuesto el material. Para este trabajo el cálculo del número de Reynolds se efectuó con el diámetro característico D_{50} , debido a que con éste se cubre un rango menos amplio en la aplicación de la regla técnica de Darcy, a demás permite comparar los resultados de la experimentación con los referenciados en los textos especializados.

En este trabajo se ejecutaron 266 ensayos, cada uno con 3 repeticiones para un total de 798 mediciones; durante la ejecución de los ensayos, las alturas de medición se registraron aproximadamente cada 0.50cm, siendo esta dependiente de la máxima carga hidráulica externa alcanzada para cada material.

Tabla 5-1: Resultados ensayo de permeabilidad ceniza volante

H ₁ (cm)	Δh (cm)	L (cm)	i	V (cm ³)	T °C	t (s)				k ₂₃ (cm/s)	k ₂₀ (cm/s)	v (cm/s)	ξ (cm ⁻¹)	R _e (con D ₅₀)
						t ₁	t ₂	t ₃	t _{prom}					
41.50	17.0	5	3.40	50	23	185.19	190.33	184.92	186.81	0.0025	0.0023	0.0085	0.0819	0.0045
82.90	34.2	5	6.84	100	23	173.02	174.59	169.87	172.49	0.0027	0.0025	0.0183	0.0825	0.0098
125.35	49.3	5	9.86	100	23	109.19	109.08	108.68	108.98	0.0029	0.0028	0.0290	0.0787	0.0155
164.40	71.2	5	14.2	150	23	120.24	119.24	120.83	120.10	0.0028	0.0026	0.0394	0.0866	0.0210
207.40	85.2	5	17.0	200	23	123.73	123.29	123.60	123.54	0.0030	0.0028	0.0511	0.0822	0.0273
250.40	99.2	5	19.8	200	23	101.80	100.69	102.50	101.66	0.0031	0.0030	0.0621	0.0792	0.0332
292.25	116.0	5	23.1	200	23	86.37	86.50	82.29	85.05	0.0032	0.0030	0.0742	0.0790	0.0396
332.15	136.0	5	27.1	300	23	114.22	113.42	113.60	113.75	0.0031	0.0029	0.0833	0.0817	0.0444
372.85	154.0	5	30.9	300	23	99.81	101.16	100.71	100.56	0.0031	0.0029	0.0942	0.0828	0.0503
412.40	175.0	5	35.0	300	23	91.39	91.01	89.77	90.72	0.0030	0.0028	0.1044	0.0850	0.0557
450.75	199.0	5	39.7	400	23	116.02	114.96	113.82	114.93	0.0028	0.0026	0.1099	0.0881	0.0586
490.50	219.0	5	43.8	400	23	114.97	112.98	110.50	112.82	0.0026	0.0024	0.1120	0.0893	0.0597

Tabla 5-2: Resultados ensayo de permeabilidad arena gruesa de granos redondeados mal gradada (SP)

H ₁ (cm)	Δh (cm)	L (cm)	i	V (cm ³)	T °C	t (s)				k ₂₃ (cm/s)	k ₂₀ (cm/s)	v (cm/s)	ξ (cm ⁻¹)	R _e (con D ₅₀)
						t ₁	t ₂	t ₃	t _{prom}					
49.90	0.2	5	0.04	500	23	117.9	124.2	124	122.10	3.23	3.05	0.129	0.0008	4.425
99.75	0.5	5	0.10	500	23	52.48	52.39	52.6	52.48	3.01	2.84	0.301	0.0010	10.295
149.65	0.7	5	0.14	500	23	38.84	39.27	39.1	39.07	2.89	2.73	0.404	0.0009	13.830
199.50	1.0	5	0.20	500	23	32.22	32.16	32.2	32.19	2.45	2.32	0.491	0.0010	16.786
249.45	1.1	5	0.22	500	23	28.23	28.19	28.2	28.20	2.54	2.40	0.560	0.0009	19.161
299.35	1.3	5	0.26	500	23	25.31	25.27	25.5	25.35	2.40	2.26	0.623	0.0009	21.312
349.25	1.5	5	0.30	500	23	23.20	23.26	23.3	23.26	2.26	2.14	0.679	0.0009	23.230
399.20	1.6	5	0.32	500	23	21.77	21.43	21.6	21.59	2.29	2.16	0.731	0.0008	25.027
449.15	1.7	5	0.34	500	23	20.26	20.23	20.1	20.19	2.30	2.17	0.782	0.0008	26.758
499.05	1.9	5	0.38	500	23	18.93	18.83	19.1	18.95	2.19	2.07	0.833	0.0008	28.519
549.00	2.0	5	0.40	500	23	17.97	17.95	17.9	17.93	2.20	2.09	0.881	0.0007	30.136
598.90	2.2	5	0.44	500	23	16.97	16.73	16.7	16.79	2.14	2.02	0.940	0.0007	32.175

Tabla 5-3: Resultados ensayo de permeabilidad arena gruesa de granos angulosos mal gradada (SP)

H ₁ (cm)	Δh (cm)	L (cm)	l (cm)	V (cm ³)	T °C	t (s)				k ₂₃ (cm/s)	k ₂₀ (cm/s)	v (cm/s)	ξ (cm ⁻¹)	R _e (con D ₅₀)
						t ₁	t ₂	t ₃	t _{prom}					
49.85	0.3	5	0.1	500	23	91.93	91.73	91.97	91.88	2.86	2.71	0.1720	0.0012	5.1
99.70	0.6	5	0.1	500	23	51.34	51.45	51.64	51.48	2.56	2.41	0.3070	0.0012	9.2
149.55	0.9	5	0.2	500	23	38.82	38.49	38.66	38.66	2.27	2.14	0.4080	0.0012	12.2
199.50	1.0	5	0.2	500	23	32.29	32.21	32.29	32.26	2.45	2.31	0.4890	0.0010	14.7
249.35	1.3	5	0.3	500	23	28.40	28.27	28.55	28.41	2.14	2.02	0.5560	0.0010	16.6
299.30	1.4	5	0.3	500	23	25.53	25.37	25.63	25.51	2.21	2.09	0.6190	0.0009	18.5
349.20	1.6	5	0.3	500	23	23.37	23.19	23.30	23.29	2.12	2.00	0.6780	0.0009	20.3
399.15	1.7	5	0.3	500	23	21.37	21.39	21.53	21.43	2.17	2.05	0.7370	0.0009	22.1
449.05	1.9	5	0.4	500	23	20.25	20.13	20.13	20.17	2.06	1.95	0.7830	0.0008	23.4
499.00	2.0	5	0.4	500	23	18.93	18.79	18.89	18.87	2.09	1.98	0.8370	0.0008	25.1
548.85	2.3	5	0.5	500	23	17.90	17.87	17.80	17.86	1.92	1.82	0.8840	0.0008	26.5
598.75	2.5	5	0.5	500	23	17.08	17.19	17.50	17.26	1.83	1.73	0.9150	0.0008	27.4

Tabla 5-4: Resultado ensayo de permeabilidad arena gruesa bien gradada (SW)

H ₁ (cm)	Δh (cm)	L (cm)	l (cm)	V (cm ³)	T °C	t (s)				k ₂₃ (cm/s)	k ₂₀ (cm/s)	v (cm/s)	ξ (cm ⁻¹)	R _e (con D ₅₀)
						t ₁	t ₂	t ₃	t _{prom}					
48.1	3.80	5	0.76	200	23	287.79	289.56	292.58	289.98	0.029	0.027	0.022	0.0158	0.4
89.9	20.20	5	4.04	500	23	344.00	345.17	348.69	345.95	0.011	0.011	0.046	0.0449	0.8
132.8	34.40	5	6.88	500	23	218.69	219.56	219.53	219.26	0.010	0.010	0.072	0.0518	1.3
176.8	46.40	5	9.28	500	23	155.21	156.88	159.59	157.23	0.011	0.010	0.100	0.0525	1.8
220.7	58.60	5	11.72	500	23	121.13	121.73	121.93	121.60	0.011	0.010	0.130	0.0531	2.4
264.6	70.90	5	14.18	500	23	99.27	99.73	100.07	99.69	0.011	0.011	0.158	0.0536	2.9
308.8	82.40	5	16.48	500	23	83.89	84.57	84.26	84.24	0.011	0.011	0.187	0.0534	3.4
353.3	93.50	5	18.70	500	23	72.25	72.53	72.64	72.47	0.012	0.011	0.218	0.0529	3.4
398.0	104.0	5	20.82	500	23	63.66	63.61	63.47	63.58	0.012	0.011	0.248	0.0523	4.5
444.9	110.0	5	22.06	500	23	55.33	54.99	55.04	55.12	0.013	0.012	0.286	0.0496	5.2
491.5	117.0	5	23.42	500	23	49.26	49.37	49.40	49.34	0.014	0.013	0.320	0.0477	5.8
539.0	122.0	5	24.40	500	23	35.07	35.07	35.10	35.08	0.018	0.017	0.450	0.0453	8.2

Tabla 5-5: Resultados ensayo de permeabilidad arena fina uniforme (SP)

H ₁ (cm)	h (cm)	L (cm)	i	V (cm ³)	T °C	t (s)					k ₂₃ (cm/s)	k ₂₀ (cm/s)	v (cm/s)	ξ (cm ⁻¹)	R _e (con D ₅₀)
						t ₁	t ₂	t ₃	t _{prom}	t ₃					
46.35	7.30	5	1.46	400	23	164.47	163.62	164.53	164.21	164.21	0.0527	0.0498	0.077	0.031	0.2
93.35	13.30	5	2.66	500	23	111.50	110.97	111.48	111.32	111.32	0.0533	0.0504	0.142	0.028	0.3
140.95	18.10	5	3.62	500	23	81.64	81.26	81.05	81.32	81.32	0.0536	0.0507	0.194	0.026	0.5
188.95	22.10	5	4.42	500	23	66.28	66.35	66.22	66.28	66.28	0.0539	0.0509	0.238	0.023	0.6
237.25	25.50	5	5.10	500	23	57.06	57.06	57.07	57.06	57.06	0.0542	0.0512	0.277	0.021	0.7
285.55	28.90	5	5.78	500	23	50.62	50.49	50.58	50.56	50.56	0.0540	0.0510	0.312	0.020	0.7
334.05	31.90	5	6.38	500	23	45.73	45.34	45.83	45.63	45.63	0.0542	0.0512	0.346	0.019	0.8
382.65	34.70	5	6.94	500	23	41.89	41.99	41.88	41.92	41.92	0.0543	0.0513	0.377	0.018	0.9
431.30	37.40	5	7.48	500	23	38.89	38.75	38.89	38.84	38.84	0.0543	0.0513	0.406	0.017	1.0
480.05	39.90	5	7.98	500	23	36.33	36.58	36.57	36.49	36.49	0.0542	0.0512	0.433	0.017	1.0
528.80	42.40	5	8.48	500	23	34.67	34.61	34.53	34.60	34.60	0.0538	0.0508	0.456	0.016	1.1
577.65	44.70	5	8.94	500	23	32.72	32.75	32.83	32.77	32.77	0.0539	0.0509	0.482	0.015	1.1

Tabla 5-6: Resultados ensayo de permeabilidad arena fina limosa mal gradada (SP – SM)

H ₁ (cm)	h (cm)	L (cm)	i	V (cm ³)	T °C	t (s)					k ₂₃ (cm/s)	k ₂₀ (cm/s)	v (cm/s)	ξ (cm ⁻¹)	R _e (con D ₅₀)
						t ₁	t ₂	t ₃	t _{prom}	t ₃					
47.15	5.7	5	1.14	100	23	338.84	332.25	334.24	335.11	335.11	0.0083	0.0078	0.009	0.024	0.03
91.05	17.9	5	3.58	125	23	158.53	157.53	154.25	156.77	156.77	0.0070	0.0066	0.03	0.039	0.08
133.85	32.3	5	6.46	250	23	184.57	181.65	179.51	181.91	181.91	0.0067	0.0063	0.04	0.048	0.14
176.40	47.2	5	9.44	250	23	126.37	125.77	124.99	125.71	125.71	0.0067	0.0063	0.06	0.054	0.21
218.10	63.8	5	12.8	500	23	188.29	188.61	187.31	188.07	188.07	0.0066	0.0062	0.08	0.059	0.28
259.35	81.3	5	16.3	500	23	144.64	144.43	143.83	144.30	144.30	0.0067	0.0064	0.11	0.063	0.36
299.15	102.0	5	20.3	500	23	116.09	115.33	115.04	115.49	115.49	0.0067	0.0063	0.14	0.068	0.45
338.70	123.0	5	24.5	500	23	95.47	95.56	95.99	95.67	95.67	0.0067	0.0064	0.17	0.072	0.55
378.05	144.0	5	28.8	500	23	81.83	82.35	81.91	82.03	82.03	0.0067	0.0063	0.19	0.076	0.64
418.55	163.0	5	32.6	500	23	72.16	72.76	72.73	72.55	72.55	0.0067	0.0063	0.22	0.078	0.72
461.00	178.0	5	35.6	500	23	66.53	67.19	67.14	66.95	66.95	0.0066	0.0063	0.24	0.077	0.78
506.75	187.0	5	37.3	500	23	62.80	63.03	63.50	63.11	63.11	0.0067	0.0063	0.25	0.074	0.83

Tabla 5-7: Resultados Ensayo para Arena media mal gradada (Ottawa) (SP)

H ₁ (cm)	h (cm)	L (cm)	i	V (cm ³)	T °C	t (s)					k ₂₃ (cm/s)	k ₂₀ (cm/s)	v (cm/s)	ξ (cm ⁻¹)	R _e (con D ₅₀)
						t ₁	t ₂	t ₃	t _{prom}						
49.45	1.1	5	0.2	500	23	102.00	102.20	101.5	101.83	0.705	0.656	0.155	0.0044	2.3	
98.95	2.1	5	0.4	500	23	56.57	56.44	56.39	56.47	0.666	0.620	0.280	0.0042	4.2	
148.50	3.0	5	0.6	500	23	42.4	42.22	42.19	42.27	0.622	0.580	0.373	0.0040	5.6	
198.20	3.6	5	0.7	500	23	34.72	34.44	34.72	34.63	0.633	0.590	0.456	0.0036	6.8	
247.85	4.3	5	0.9	500	23	29.57	29.82	29.71	29.70	0.618	0.576	0.532	0.0034	7.9	
297.55	4.9	5	1.0	500	23	26.86	26.83	26.27	26.65	0.604	0.563	0.592	0.0033	8.8	
347.30	5.4	5	1.1	500	23	24.57	24.38	24.28	24.41	0.599	0.558	0.647	0.0031	9.6	
397.05	5.9	5	1.2	500	23	22.69	22.53	22.57	22.60	0.592	0.551	0.699	0.0030	10.4	
446.80	6.4	5	1.3	500	23	21.29	21.44	21.14	21.29	0.579	0.540	0.742	0.0028	11.0	
496.60	6.8	5	1.4	500	23	19.99	19.99	19.82	19.93	0.582	0.542	0.792	0.0027	11.8	
546.40	7.2	5	1.4	500	23	18.43	18.93	18.69	18.68	0.587	0.547	0.845	0.0026	12.6	
596.10	7.8	5	1.6	500	23	17.59	17.63	17.46	17.56	0.576	0.537	0.899	0.0026	13.4	

Tabla 5-8: Resultados ensayo de permeabilidad para el Carbón Agotado Activado

H ₁ (cm)	h (cm)	L (cm)	i	V (cm ³)	T °C	t (s)					k ₂₃ (cm/s)	k ₂₀ (cm/s)	v (cm/s)	ξ (cm ⁻¹)	R _e (con D ₅₀)
						t ₁	t ₂	t ₃	t _{prom}						
49.5	1.1	5	0.22	500	23	97.69	97.69	97.07	97.48	0.74	0.70	0.16	0.0044	2.25	
99.0	2	5	0.40	500	23	53.39	53.49	54.02	53.63	0.74	0.70	0.29	0.0040	4.09	
148.7	2.7	5	0.54	500	23	40.22	40.12	40.17	40.17	0.73	0.69	0.39	0.0036	5.46	
198.3	3.4	5	0.68	500	23	33.22	33	32.99	33.07	0.70	0.66	0.48	0.0034	6.64	
248.1	3.9	5	0.78	500	23	28.89	28.75	28.6	28.75	0.70	0.67	0.55	0.0031	7.64	
297.8	4.4	5	0.88	500	23	25.63	25.74	25.75	25.71	0.70	0.66	0.61	0.0030	8.54	
347.6	4.9	5	0.98	500	23	23.33	23.34	23.5	23.39	0.69	0.65	0.67	0.0028	9.38	
397.4	5.3	5	1.06	500	23	21.63	21.67	21.67	21.66	0.69	0.65	0.73	0.0027	10.14	
447.1	5.8	5	1.16	500	23	20.97	20.65	20.58	20.73	0.66	0.62	0.76	0.0026	10.59	
496.9	6.3	5	1.26	500	23	19.11	19.44	19.25	19.27	0.65	0.61	0.82	0.0025	11.39	
546.6	6.9	5	1.38	500	23	18.24	18.09	18.15	18.16	0.63	0.60	0.87	0.0025	12.09	
596.0	8	5	1.60	500	23	17.44	17.36	17.33	17.38	0.57	0.54	0.91	0.0027	12.63	

Tabla 5-9: Resultados ensayo de permeabilidad - Arena de Ottawa 40% + Arena fina 60%

H ₁ (cm)	h (cm)	L (cm)	i	V (cm ³)	T °C	t (s)					k ₂₃ (cm/s)	k ₂₀ (cm/s)	v (cm/s)	ξ (cm ⁻¹)	R _e (con D ₅₀)
						t ₁	t ₂	t ₃	t _{prom}	t ₃					
40.71	12.0	4.71	2.55	100	25	80.4	80.5	80.6	80.5	80.5	0.02	0.013	0.040	0.0625	1.98
65.71	21.7	4.71	4.61	100	25	46.9	46.6	47.1	42.9	42.9	0.02	0.014	0.069	0.0701	3.41
94.71	32.0	4.71	6.79	100	25	30.3	30.0	30.5	30.3	30.3	0.02	0.013	0.107	0.0717	6.27
110.71	37.5	4.71	7.96	100	25	22.0	22.4	22.6	22.3	22.3	0.02	0.016	0.145	0.0719	7.14

Tabla 5-10: Resultados ensayo de permeabilidad Arena media limosa (SP – SM)

H ₁ (cm)	h (cm)	L (cm)	i	V (cm ³)	T °C	t (s)					k ₂₃ (cm/s)	k ₂₀ (cm/s)	v (cm/s)	ξ (cm ⁻¹)	R _e (con D ₅₀)
						t ₁	t ₂	t ₃	t _{prom}	t ₃					
46.05	7.9	5	1.58	400	23	160.89	160.49	162.37	161.25	161.25	0.050	0.047	0.08	0.034	0.3
91.10	17.8	5	3.56	500	23	95.04	95.19	95.30	95.18	95.18	0.047	0.044	0.17	0.039	0.7
136.65	26.7	5	5.34	500	23	64.85	64.56	64.97	64.79	64.79	0.046	0.043	0.24	0.039	1.0
182.25	35.5	5	7.10	500	23	50.17	50.33	50.12	50.21	50.21	0.044	0.042	0.31	0.039	1.3
228.25	43.5	5	8.70	500	23	41.89	41.53	41.83	41.75	41.75	0.043	0.041	0.38	0.038	1.6
274.45	51.1	5	10.22	500	23	35.68	35.93	35.84	35.82	35.82	0.043	0.041	0.44	0.037	1.9
320.90	58.2	5	11.64	500	23	31.54	31.56	31.83	31.64	31.64	0.043	0.040	0.50	0.036	2.1
367.50	65.0	5	13.00	500	23	28.73	28.84	28.81	28.79	28.79	0.042	0.040	0.55	0.035	2.3
414.55	70.9	5	14.18	500	23	26.27	26.90	26.84	26.67	26.67	0.042	0.039	0.59	0.034	2.5
461.50	77.0	5	15.40	500	23	24.54	24.90	24.87	24.77	24.77	0.041	0.039	0.64	0.033	2.7
509.40	81.2	5	16.24	500	23	23.33	23.49	23.09	23.30	23.30	0.042	0.039	0.68	0.032	2.9
558.20	83.6	5	16.72	500	23	22.12	22.40	22.77	22.43	22.43	0.042	0.040	0.70	0.030	3.0

Tabla 5-11: Resultados ensayo de permeabilidad - mezcla 1 (arena gruesa + arena fina limosa)

H ₁ (cm)	h (cm)	L (cm)	i	V (cm ³)	T °C	t (s)					k ₂₃ (cm/s)	k ₂₀ (cm/s)	v (cm/s)	ξ (cm ⁻¹)	R _e (con D ₅₀)
						t ₁	t ₂	t ₃	t _{prom}	t ₃					
48.70	2.6	5	0.52	50	23	612.32	600.35	600.92	604.53	604.53	0.0050	0.0047	0.003	0.011	0.05
81.10	37.8	5	7.56	100	23	276.69	283.21	293.46	284.45	284.45	0.0015	0.0014	0.011	0.093	0.21
116.00	68.0	5	13.60	100	23	161.47	162.69	164.55	162.90	162.90	0.0014	0.0013	0.019	0.117	0.36
153.70	92.6	5	18.52	150	23	165.07	167.59	169.79	167.48	167.48	0.0015	0.0014	0.028	0.120	0.53
199.50	101.0	5	20.20	150	23	131.01	135.43	136.93	134.46	134.46	0.0017	0.0016	0.035	0.101	0.66
244.05	111.9	5	22.38	250	23	188.96	189.12	190.13	189.40	189.40	0.0019	0.0018	0.042	0.092	0.78
282.50	135.0	5	27.00	250	23	150.47	150.08	152.63	151.06	151.06	0.0019	0.0018	0.052	0.096	0.98
319.85	160.3	5	32.06	300	23	148.58	149.78	150.19	149.52	149.52	0.0020	0.0019	0.063	0.100	1.19
357.75	184.5	5	36.90	300	23	124.17	124.46	124.01	124.21	124.21	0.0021	0.0020	0.076	0.103	1.43
395.35	209.3	5	41.86	400	23	139.33	140.93	142.71	140.99	140.99	0.0021	0.0020	0.090	0.106	1.68
428.65	242.7	5	48.54	400	23	124.59	123.97	123.86	124.14	124.14	0.0021	0.0020	0.102	0.113	1.90
461.85	276.3	5	55.26	500	23	136.57	136.94	136.98	136.83	136.83	0.0021	0.0020	0.115	0.120	2.16

Tabla 5-12: Resultados ensayo de permeabilidad - mezcla 2 (arena de ottawa + arena fina uniforme)

H ₁ (cm)	h (cm)	L (cm)	i	V (cm ³)	T °C	t (s)					k ₂₃ (cm/s)	k ₂₀ (cm/s)	v (cm/s)	ξ (cm ⁻¹)	R _e (con D ₅₀)
						t ₁	t ₂	t ₃	t _{prom}	t ₃					
46.35	7.3	5	1.46	400	23	202.37	201.83	204.16	202.79	202.79	0.043	0.040	0.062	0.031	0.54
91.55	16.9	5	3.38	500	23	113.5	113.3	113.2	113.33	113.33	0.041	0.039	0.139	0.037	1.21
137.05	25.9	5	5.18	500	23	74.97	74.67	75.01	74.88	74.88	0.041	0.038	0.211	0.038	1.82
182.8	34.4	5	6.88	500	23	56.27	56.10	56.26	56.21	56.21	0.041	0.039	0.281	0.038	2.43
228.55	42.9	5	8.58	500	23	45.88	45.67	46.11	45.89	45.89	0.040	0.038	0.344	0.038	2.98
274.65	50.7	5	10.14	500	23	39.19	39.29	39.35	39.28	39.28	0.040	0.037	0.402	0.037	3.48
321.05	57.9	5	11.58	500	23	34.62	34.72	34.83	34.72	34.72	0.039	0.037	0.455	0.036	3.93
367.65	64.7	5	12.94	500	23	31.33	31.38	31.39	31.37	31.37	0.039	0.037	0.503	0.035	4.36
414.7	70.6	5	14.12	500	23	28.82	28.69	28.71	28.74	28.74	0.039	0.037	0.549	0.034	4.75
462.55	74.9	5	14.98	500	23	26.81	26.81	26.71	26.78	26.78	0.039	0.037	0.590	0.032	5.10
509.55	80.9	5	16.18	500	23	25.62	25.53	25.23	25.46	25.46	0.038	0.036	0.620	0.032	5.37
557.35	85.3	5	17.06	500	23	25.09	25.00	24.93	25.01	25.01	0.037	0.035	0.631	0.031	5.46

Tabla 5-13: Resultados ensayo de permeabilidad - Grava uniforme de granos angulosos con diámetro $d_{50} = 25.4\text{mm}$

H_1 (cm)	Δh (cm)	L (cm)	i	V (cm ³)	T °C	t (s)					k_{23} (cm/s)	k_{20} (cm/s)	v (cm/s)	ξ (cm ⁻¹)	R_e (con D_{50})
						t_1	t_2	t_3	t_{prom}	t_3					
94.0	0.03	25	0.0012	20000	16.5	270.0	270.0	270.0	270.0	270.0	112.77	123.10	0.14	0.000013	31.4
120.0	0.04	25	0.0016	20000	16.5	150.0	150.0	150.0	150.0	150.0	152.24	166.19	0.24	0.000013	56.5
135.0	0.07	25	0.0028	20000	16.5	70.9	70.9	70.9	70.9	70.9	184.05	200.91	0.52	0.000021	119.4
159.0	0.09	25	0.0039	20000	16.5	60.4	60.4	60.4	60.4	60.4	155.91	170.19	0.60	0.000024	140.2
193.0	0.11	25	0.0042	20000	16.5	49.6	49.6	49.6	49.6	49.6	173.73	189.65	0.74	0.000022	170.7
202.0	0.12	25	0.0046	20000	16.5	47.9	47.9	47.9	47.9	47.9	165.82	181.02	0.76	0.000023	176.8

Tabla 5-14: Resultados ensayo de permeabilidad - Grava uniforme mal gradada $D_{50} = 12.7\text{mm}$ (GP)

H_1 (cm)	Δh (cm)	L (cm)	i	V (cm ³)	T °C	t (s)					k_{23} (cm/s)	k_{20} (cm/s)	v (cm/s)	ξ (cm ⁻¹)	R_e (con D_{50})
						t_1	t_2	t_3	t_{prom}	t_3					
103.0	0.03	25	0.0013	20000	14	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	134.33	156.54	0.18	0.000013	19.8
123.0	0.05	25	0.0022	20000	14	129.6	129.6	129.6	129.6	129.6	128.15	149.33	0.28	0.000018	30.6
192.0	0.10	25	0.0040	20000	14	82.4	82.4	82.4	82.4	82.4	110.85	139.18	0.44	0.000021	48.1
242.0	0.15	25	0.0059	20000	14	67.7	67.7	67.7	67.7	67.7	91.78	106.96	0.54	0.000024	58.6
339.0	0.19	25	0.0074	20000	14	57.6	57.6	57.6	57.6	57.6	85.72	99.89	0.63	0.000022	68.9
361.0	0.23	25	0.0092	20000	14	50.4	50.4	50.4	50.4	50.4	79.14	92.23	0.72	0.000025	78.7

Tabla 5-15: Resultados ensayo de permeabilidad - Grava uniforme mal gradada $D_{50} = 7.9\text{mm}$ (GP)

H_1 (cm)	Δh (cm)	L (cm)	i	V (cm ³)	T °C	t (s)					k_{23} (cm/s)	k_{20} (cm/s)	v (cm/s)	ξ (cm ⁻¹)	R_e (con D_{50})
						t_1	t_2	t_3	t_{prom}	t_3					
90.1	0.037	25	0.0015	20000	17	586.3	586	586.3	586	586	42.11	45.97	0.06	0.000016	4.5
191.0	0.11	25	0.0044	20000	17	165.5	162	165.5	164.5	164.5	50.49	55.12	0.22	0.000023	16.1
221.6	0.128	25	0.0051	20000	17	135.2	135	135.2	135	135	52.78	57.62	0.27	0.000023	19.6
248.3	0.165	25	0.0066	20000	17	109.7	110	109.7	110	110	50.46	55.09	0.33	0.000027	24.1
362.3	0.216	25	0.0086	20000	17	83.9	83.9	83.9	83.9	83.9	50.40	55.02	0.44	0.000024	31.5
476.3	0.247	25	0.0099	20000	17	72.3	73.1	72.3	72.6	72.6	51.06	55.74	0.50	0.000021	36.5
602.5	0.277	25	0.0111	20000	17	62.5	62.5	62.5	62.5	62.5	52.76	57.60	0.58	0.000018	42.3
670.0	0.334	25	0.0134	20000	17	59.9	59.9	59.9	59.9	59.9	45.66	49.84	0.61	0.000020	44.2

Tabla 5-16: Resultados ensayo de permeabilidad - Grava uniforme de granos angulosos con $D_{50} = 19.1\text{mm}$ (GP)

H_1 (cm)	Δh (cm)	L (cm)	i	V (cm^3)	T °C	t (s)				k_{23} (cm/s)	k_{20} (cm/s)	v (cm/s)	ξ (cm^{-1})	R_e (con D_{50})
						t_1	t_2	t_3	t_{prom}					
83.3	0.01	13	0.0008	20000	16.5	701.5	701.5	701.5	701.5	67.71	73.91	0.05	0.000009	9.05
107.0	0.04	13	0.0031	20000	16.5	177.0	177.0	177.0	177.0	67.09	73.24	0.21	0.000029	35.88
168.0	0.07	13	0.0053	20000	16.5	101.8	101.8	101.8	101.8	67.62	73.82	0.36	0.000032	62.38
243.5	0.10	13	0.0080	20000	16.5	73.8	73.8	73.8	73.8	61.89	67.56	0.50	0.000033	86.05
297.5	0.12	13	0.0089	20000	16.5	63.9	63.9	63.9	63.9	64.08	69.95	0.57	0.000030	99.38
352.8	0.16	13	0.0122	20000	16.5	57.2	57.2	57.2	57.2	52.56	57.37	0.64	0.000034	111.02

Tabla 5-17: Resultados ensayo de permeabilidad – Arena de Ottawa 50% + arena fina 50%

H_1 (cm)	Δh (cm)	L (cm)	i	V (cm^3)	T °C	t (s)				k_{23} (cm/s)	k_{20} (cm/s)	v (cm/s)	ξ (cm^{-1})	R_e (con D_{50})
						t_1	t_2	t_3	t_{prom}					
36	9.95	5	2.11	100	24	56.05	55.57	55.27	55.63	0.028	0.025	0.058	0.0586	2.55
61	19.30	5	4.09	100	24	33.32	33.24	33.67	33.41	0.024	0.022	0.097	0.0672	4.24
85	25.20	5	5.35	100	24	23.64	23.68	23.27	23.53	0.026	0.023	0.138	0.0629	6.02
106	28.00	5	5.94	100	24	18.27	18.81	18.98	18.59	0.029	0.027	0.173	0.0561	7.59

Tabla 5-18: Resultados ensayo de permeabilidad - Grava uniforme de granos angulosos con $D_{50} = 9.525\text{mm}$ (GP)

H_1 (cm)	h (cm)	L (cm)	i	V (cm^3)	T °C	t (s)					k_{23} (cm/s)	k_{20} (cm/s)	v (cm/s)	ξ (cm^{-1})	R_e (con D_{50})
						t_1	t_2	t_3	t_{prom}						
13.1	0.12	9.1	0.013	25	24.00	3.40	3.40	3.40	3.40	11.09	10.10	0.15	0.0010	15.24	
14.8	0.16	9.1	0.017	25	24.00	2.80	2.30	2.70	2.60	11.23	10.22	0.19	0.0012	19.93	
16.8	0.18	9.1	0.020	25	24.00	2.05	2.20	2.00	2.08	11.81	10.75	0.24	0.0012	24.88	
18.2	0.24	9.1	0.027	50	24.00	4.10	3.70	3.60	3.80	9.80	8.92	0.26	0.0015	27.28	
22.6	0.35	9.1	0.038	50	24.00	2.93	2.93	2.80	2.89	9.04	8.23	0.34	0.0017	35.91	
26.3	0.37	9.1	0.041	50	24.00	2.70	2.10	2.60	2.47	9.84	8.96	0.40	0.0016	42.03	
31.2	0.42	9.1	0.046	100	24.00	4.20	4.00	4.50	4.23	10.21	9.29	0.47	0.0015	48.97	
33.2	0.45	9.1	0.049	100	24.00	4.10	3.95	4.01	4.02	10.10	9.19	0.49	0.0015	51.57	
46.1	0.47	9.1	0.051	100	24.00	3.60	3.00	3.20	3.27	11.89	10.83	0.61	0.0011	63.47	
55.3	0.51	9.1	0.056	100	24.00	3.10	3.80	3.30	3.40	10.38	9.45	0.59	0.0010	60.98	
61.6	0.56	9.1	0.061	100	24.00	2.90	2.70	3.01	2.87	11.32	10.31	0.69	0.0010	72.24	
72.3	0.68	9.1	0.074	400	24.00	9.00	9.30	9.70	9.33	11.48	10.45	0.85	0.0010	88.85	
84.1	0.80	9.1	0.088	400	24.00	8.80	8.80	8.81	8.80	10.26	9.34	0.90	0.0010	94.24	
93.9	0.83	9.1	0.091	400	24.00	8.40	8.60	8.50	8.50	10.26	9.34	0.94	0.0010	97.56	
109.2	0.86	9.1	0.094	250	24.00	4.98	5.06	4.78	4.94	10.67	9.71	1.01	0.0009	104.92	
120.9	1.02	9.1	0.112	250	24.00	3.35	4.85	4.95	4.38	10.09	9.19	1.13	0.0009	118.25	
132.4	1.06	9.1	0.116	250	24.00	4.00	4.00	4.00	4.00	10.67	9.72	1.24	0.0009	129.58	
150.8	1.28	9.1	0.141	750	24.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.61	9.66	1.49	0.0009	155.49	
176.1	1.45	9.1	0.159	750	24.00	9.30	9.30	9.30	9.30	10.07	9.17	1.60	0.0009	167.20	

Tabla 5-19: Resultados ensayo de permeabilidad - Grava uniforme de granos angulosos con diámetro $d_{50} = 2''$

H_1 (cm)	h (cm)	L (cm)	i (cm/cm)	V (cm ³)	T °C	t (s)				k_{23} (cm/s)	k_{20} (cm/s)	v (cm/s)	z (cm ⁻¹)	R_e (con D_{50})
						t_1	t_2	t_3	t_{prom}					
11.05	0.13	9.1	0.014	50	24	2.71	2.76	2.8	2.76	25.96	23.63	0.36	0.00126	200.55
14.35	0.14	9.1	0.016	50	24	2.60	2.65	2.59	2.61	24.19	22.02	0.38	0.00110	211.55
19.45	0.16	9.1	0.017	100	24	4.20	4.70	4.5	4.47	25.98	23.65	0.45	0.00088	247.55
23.75	0.17	9.1	0.019	200	24	7.70	7.70	8.1	7.83	27.35	24.90	0.51	0.00078	282.31
34.25	0.19	9.1	0.021	200	24	6.10	7.35	6	6.48	29.09	26.48	0.61	0.00062	341.10
40.75	0.26	9.1	0.028	200	24	6.10	6.50	5.5	6.03	23.26	21.18	0.66	0.00070	366.54
46.95	0.24	9.1	0.027	200	24	6.00	5.80	5.2	5.67	26.40	24.04	0.70	0.00057	390.26
57.25	0.28	9.1	0.031	200	24	5.20	5.50	4.4	5.03	25.60	23.31	0.79	0.00054	439.36
66.35	0.32	9.1	0.035	200	24	4.75	4.30	3.9	4.32	26.21	23.86	0.92	0.00053	512.31
77.05	0.33	9.1	0.036	200	24	4.30	4.20	4.4	4.30	25.36	23.09	0.93	0.00047	514.29
85.45	0.34	9.1	0.037	200	24	4.20	4.20	4.2	4.20	25.28	23.01	0.95	0.00044	526.54
92.15	0.36	9.1	0.040	400	24	7.90	7.20	8.2	7.77	25.76	23.45	1.02	0.00043	569.47
102.7	0.39	9.1	0.043	250	24	4.90	4.40	3.9	4.40	26.24	23.89	1.13	0.00042	628.25
117.3	0.45	9.1	0.049	250	24	4.20	3.55	4.5	4.08	24.91	22.68	1.22	0.00042	676.98
126.4	0.42	9.1	0.046	250	24	4.30	4.30	3.6	4.07	26.31	23.95	1.22	0.00037	679.75
135.7	0.44	9.1	0.048	500	24	7.80	7.80	7.8	7.80	26.38	24.01	1.28	0.00036	708.80
141.7	0.46	9.1	0.051	500	24	7.65	7.63	7.7	7.66	25.56	23.27	1.30	0.00036	721.60
145.8	0.48	9.1	0.053	500	24	7.45	7.40	7.05	7.30	25.83	23.52	1.36	0.00036	757.31
149.3	0.52	9.1	0.057	500	24	7.01	6.98	7.12	7.04	24.74	22.52	1.41	0.00038	785.69

Tabla 5-20: Resultados ensayo de permeabilidad - Arena uniforme de granos angulosos con $d_{50} = 4.76\text{mm}$

H ₁ (cm)	h (cm)	L (cm)	i	V (cm ³)	T °C	t (s)				k ₂₃ (cm/s)	k ₂₀ (cm/s)	v (cm/s)	ξ (cm ⁻¹)	R _e (con D50)
						t ₁	t ₂	t ₃	t _{prom}					
20.0	0.4	9.1	0.047	50	24	3.6	3.4	3.5	3.5	5.99	5.45	0.28	0.0024	14.8
21.0	0.5	9.1	0.054	50	24	3.4	3.4	3.4	3.4	5.39	4.91	0.29	0.0026	15.2
25.7	0.6	9.1	0.071	50	24	2.7	2.6	2.7	2.7	5.26	4.79	0.37	0.0028	19.4
29.6	0.7	9.1	0.082	50	24	2.3	2.4	2.4	2.4	5.15	4.69	0.42	0.0028	21.9
36.7	0.9	9.1	0.099	100	24	3.9	3.9	3.3	3.7	5.44	4.95	0.54	0.0027	28.0
42.8	1.0	9.1	0.115	200	24	6.5	6.7	6.9	6.7	5.17	4.71	0.59	0.0027	30.9
49.2	1.1	9.1	0.125	200	24	6.5	6.5	6.3	6.4	4.95	4.50	0.62	0.0025	32.2
55.4	1.2	9.1	0.135	200	24	5.6	5.3	5.9	5.6	5.24	4.77	0.71	0.0024	37.0
65.9	1.5	9.1	0.165	200	24	5.0	5.1	5.1	5.1	4.77	4.35	0.79	0.0025	40.9
80.4	1.7	9.1	0.186	200	24	4.5	4.7	4.4	4.5	4.71	4.29	0.88	0.0023	45.7
91.0	1.8	9.1	0.203	200	24	4.2	4.5	4.5	4.4	4.47	4.07	0.91	0.0022	47.3
92.3	2.0	9.1	0.216	200	24	4.3	4.4	4.2	4.3	4.29	3.91	0.93	0.0023	48.2
112.6	2.2	9.1	0.245	200	24	3.9	3.7	4.2	3.9	4.15	3.78	1.02	0.0022	52.9
127.2	2.4	9.1	0.259	200	24	3.7	3.9	3.7	3.8	4.09	3.72	1.06	0.0020	55.0
137.7	2.5	9.1	0.270	200	24	3.5	3.5	3.5	3.5	4.20	3.82	1.13	0.0020	58.9
144.5	2.6	9.1	0.284	400	24	6.5	6.7	6.8	6.7	4.20	3.82	1.19	0.0020	62.2
156.7	2.7	9.1	0.298	400	24	6.2	6.6	6.7	6.5	4.10	3.73	1.22	0.0019	63.8
165.4	3.0	9.1	0.324	400	24	6.1	6.0	5.9	6.0	4.10	3.73	1.33	0.0020	69.3

Tabla 5-21: Resultados ensayo de permeabilidad - Grava uniforme de granos angulosos con $d_{50} = 2\text{mm}$

H_1 (cm)	h (cm)	L (cm)	i	V (cm ³)	T °C	t (s)							k_{23} (cm/s)	k_{20} (cm/s)	v (cm/s)	ξ (cm ⁻¹)	R_e (con D_{50})
						t_1	t_2	t_3	t_4	t_{prom}	t_1	t_2					
15.4	0.3	13	0.024	25	24	6.9	7.1	6.6	7.4	7.0	2.98	2.72	0.07	0.0015	1.6		
17.0	0.43	13	0.034	25	24	3.8	3.9	4.0	4.2	4.0	3.64	3.32	0.13	0.0020	2.7		
18.7	0.62	13	0.050	25	24	2.7	2.9	3.4	3.1	3.0	3.32	3.02	0.16	0.0026	3.6		
22.9	0.92	13	0.073	25	24	2.2	2.4	2.3	2.4	2.3	2.94	2.68	0.21	0.0032	4.7		
29.9	1.26	13	0.100	25	24	1.3	2.1	1.8	1.4	1.7	3.02	2.75	0.30	0.0033	6.6		
38.4	1.64	13	0.130	50	24	2.7	2.6	2.9	2.5	2.7	2.86	2.60	0.37	0.0034	8.1		
44.7	1.89	13	0.150	50	24	2.1	2.0	2.7	2.4	2.3	2.88	2.62	0.43	0.0034	9.5		
52.4	2.27	13	0.180	100	24	3.8	4.6	4.2	4.2	4.2	2.63	2.39	0.47	0.0034	10.4		
62.7	2.59	13	0.206	100	24	3.2	3.8	3.2	3.7	3.5	2.78	2.53	0.57	0.0033	12.5		
72.4	3.21	13	0.255	100	24	3.4	3.1	3.3	3.4	3.3	2.37	2.15	0.60	0.0035	13.2		
83.5	3.29	13	0.261	100	24	3.0	2.9	3.0	3.0	3.0	2.56	2.33	0.67	0.0031	14.6		
92.5	3.9	13	0.310	100	24	2.9	2.6	3.1	2.7	2.8	2.27	2.06	0.70	0.0033	15.4		
101.6	4.06	13	0.322	200	24	5.4	5.2	5.3	5.5	5.4	2.31	2.10	0.74	0.0032	16.3		
113.6	4.18	13	0.331	200	24	5.4	5.2	5.0	5.7	5.3	2.26	2.05	0.75	0.0029	16.4		
127.5	4.66	13	0.370	200	24	4.7	4.8	4.6	5.1	4.8	2.24	2.04	0.83	0.0029	18.1		
139.4	4.87	13	0.386	200	24	4.4	4.5	4.2	4.7	4.5	2.31	2.11	0.89	0.0028	19.6		
149.2	5.05	13	0.401	200	24	5.3	4.2	4.9	4.2	4.7	2.14	1.94	0.86	0.0027	18.7		
194.4	6.44	13	0.511	200	24	3.9	3.6	4.4	3.3	3.8	2.05	1.86	1.05	0.0026	22.9		
239.6	7.51	13	0.596	200	24	3.8	3.0	3.1	3.8	3.4	1.95	1.77	1.16	0.0025	25.4		
248.6	7.69	13	0.611	200	24	3.8	3.6	2.9	3.5	3.5	1.89	1.72	1.15	0.0025	25.2		

Tabla 5-22: Resultados ensayo de permeabilidad - canicas de cristal con $D_{50} = 1.1\text{mm}$

H_1 (cm)	h (cm)	L (cm)	i	V (cm^3)	T °C	t (s)						k_{23} (cm/s)	k_{20} (cm/s)	v (cm/s)	ξ (cm^{-1})	R_e (con D_{50})
						t_1	t_2	t_3	t_4	t_{prom}						
13.6	0.03	13	0.002	25	24	6.0	6.1	6.0	6.0	6.0	34.74	31.63	0.08	0.00017	10.0	
14.2	0.05	13	0.004	25	24	5.0	4.5	4.6	4.2	4.6	30.44	27.71	0.11	0.00025	13.1	
15.9	0.07	13	0.005	25	24	3.1	2.8	3.0	3.4	3.1	31.35	28.54	0.16	0.00032	19.5	
17.4	0.09	13	0.007	50	24	4.9	4.6	4.8	4.3	4.7	31.71	28.87	0.21	0.00039	25.7	
19.8	0.10	13	0.008	50	24	3.6	4.2	4.2	4.5	4.1	30.38	27.66	0.24	0.00040	29.0	
20.0	0.11	13	0.009	50	24	3.3	3.5	3.8	3.8	3.6	31.65	28.81	0.28	0.00044	33.3	
22.6	0.14	13	0.011	50	24	3.3	2.9	3.2	3.2	3.2	29.47	26.83	0.32	0.00047	38.0	
24.2	0.15	13	0.012	100	24	5.7	5.4	5.7	5.8	5.7	29.58	26.93	0.35	0.00049	42.4	
25.7	0.17	13	0.013	100	24	5.0	4.3	5.6	5.1	5.0	29.69	27.03	0.40	0.00052	48.2	
32.0	0.19	13	0.015	100	24	4.5	4.6	3.8	4.7	4.4	29.98	27.30	0.45	0.00047	54.4	
34.4	0.21	13	0.017	200	24	8.5	8.2	7.9	7.7	8.1	29.56	26.91	0.49	0.00048	59.3	
40.6	0.22	13	0.018	200	24	7.4	7.4	7.4	6.8	7.3	30.87	28.10	0.55	0.00044	66.0	
52.6	0.28	13	0.022	200	24	5.9	5.7	5.8	5.7	5.8	31.00	28.22	0.69	0.00042	82.9	
58.4	0.30	13	0.024	200	24	5.2	5.6	5.1	5.9	5.5	30.66	27.91	0.73	0.00041	87.9	
70.1	0.32	13	0.025	200	24	5.4	5.5	4.6	4.5	5.0	31.33	28.52	0.80	0.00036	95.8	
81.2	0.34	13	0.027	200	24	5.1	5.0	4.1	4.3	4.6	31.88	29.02	0.86	0.00033	103.5	
87.4	0.37	13	0.029	200	24	4.5	3.7	4.7	3.8	4.2	32.45	29.55	0.95	0.00034	114.7	
101.0	0.40	13	0.032	200	24	4.4	3.9	4.0	3.5	4.0	31.73	28.89	1.01	0.00031	121.2	
105.6	0.41	13	0.033	200	24	4.2	3.4	3.2	4.2	3.8	32.37	29.47	1.06	0.00031	127.7	
116.6	0.42	13	0.033	200	24	3.8	3.8	4.2	3.4	3.8	31.41	28.60	1.05	0.00029	126.0	
127.5	0.43	13	0.034	200	24	3.8	3.1	3.9	3.0	3.5	33.79	30.76	1.15	0.00027	138.8	
136.3	0.46	13	0.037	200	24	4.1	2.5	3.4	2.9	3.2	33.79	30.76	1.23	0.00027	148.5	
145.3	0.48	13	0.038	200	24	3.7	2.9	3.7	3.0	3.3	31.41	28.60	1.20	0.00026	144.0	
151.7	0.52	13	0.041	250	24	2.9	3.7	4.3	3.1	3.5	34.43	31.35	1.42	0.00027	171.0	

Con los datos consignados en las tablas 5-1 a 5-22, se obtienen las figuras 5-1 a 5-5, de velocidad de descarga contra gradiente hidráulico. De ellas se deriva los coeficientes de conductividad hidráulica k , como la pendiente de la recta que se ajusta a los datos de v e i , para cada caso. Es de destacar la linealidad de la correlación entre estas dos variables, hay que tener en cuenta que aun cuando algunas de las gráficas presenten una ligera dispersión en los datos, mayor en el caso de las arenas gruesas y gravas, el coeficiente de correlación (R^2) es lo suficientemente alto como para aceptar que la relación $v:i$ es lineal en todo el intervalo del ensayo.

Los resultados de las pruebas muestran que para los materiales más permeables (gravas gruesas uniformes), los valores del coeficiente de permeabilidad varían entre 10 y 100 cm/s. de igual manera los valores de conductividad para las arenas, la ceniza volante y el carbón activado se encuentra en un rango de 10^{-3} a 10 cm/s; estos valores coinciden con los presentados por Alarcón *et al.*, 1999, Terzaghi & Peck (1946).

Figura 5-1: Velocidad de descarga y Gradiente hidráulico para la Arena Fina Limosa, Arena Gruesa bien gradada, la Ceniza volante, Mezcla de Arena de granos redondeados y Arena Fina Limosa.

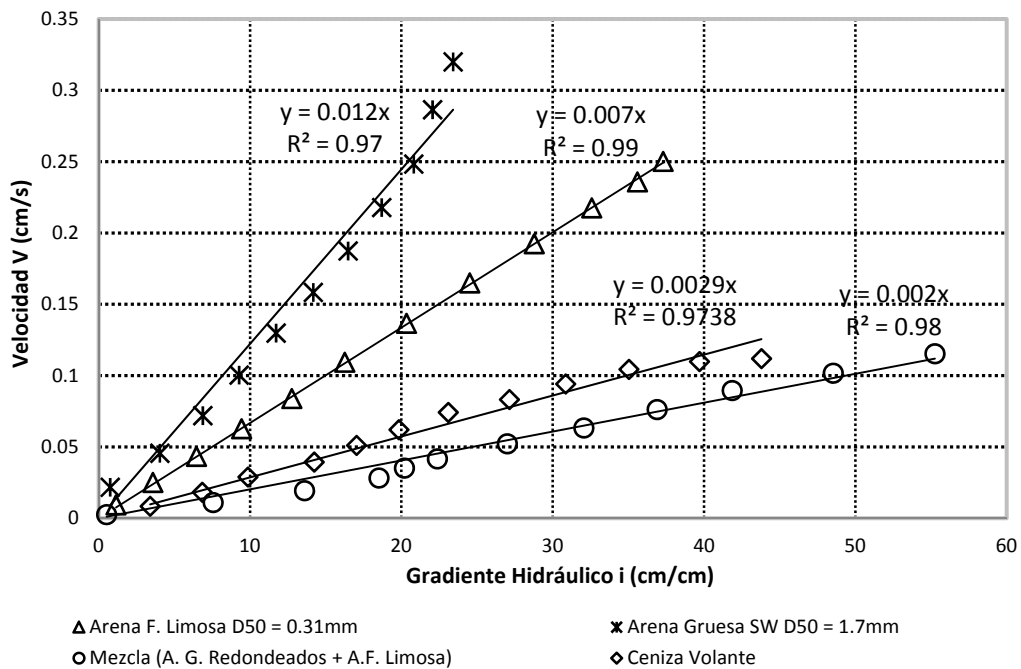


Figura 5-2: Relación entre Velocidad de descarga y Gradiente hidráulico para la Arena Media Limosa, Arena Fina Uniforme, y Mezcla de Arena Ottawa y Arena Fina Uniforme

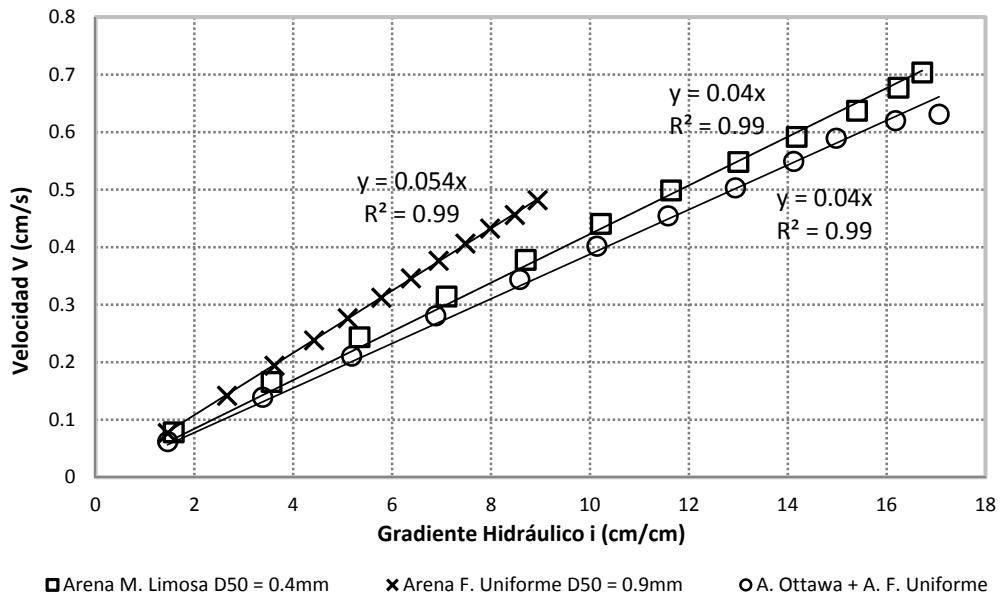


Figura 5-3: Relación entre velocidad de descarga y gradiente hidráulico para la Arena de Granos Angulosos, Arena Media de Ottawa, Carbón Activado y Arena de Granos Redondeados

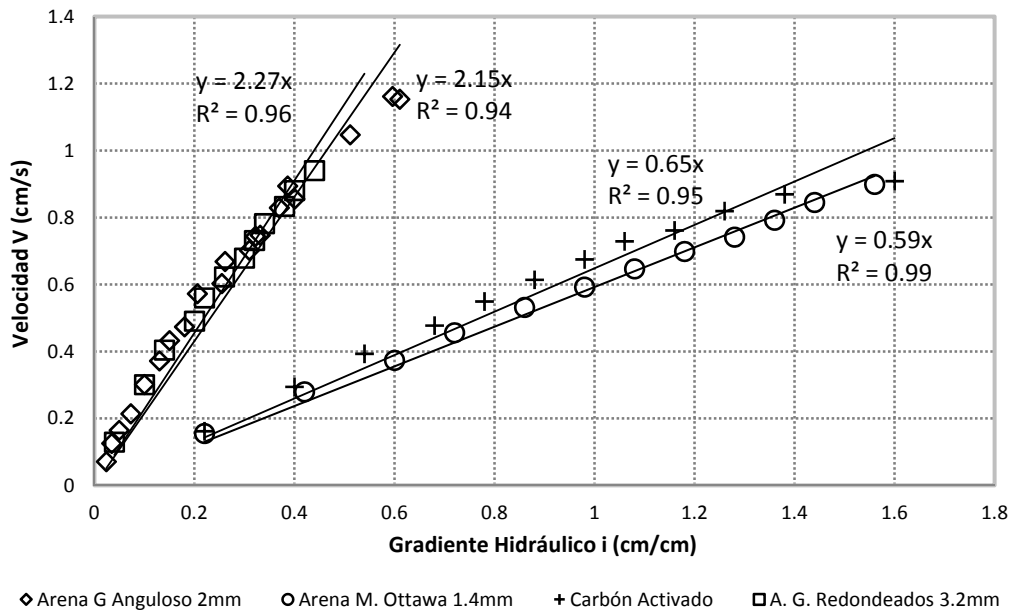


Figura 5-4: Relación entre velocidad de descarga y gradiente hidráulico para la grava Uniforme ($D_{50} = 9.5\text{mm}$, $D_{50} = 4.76\text{mm}$, $D_{50} = 50.8\text{mm}$) y canicas $D_{50} = 11\text{mm}$.

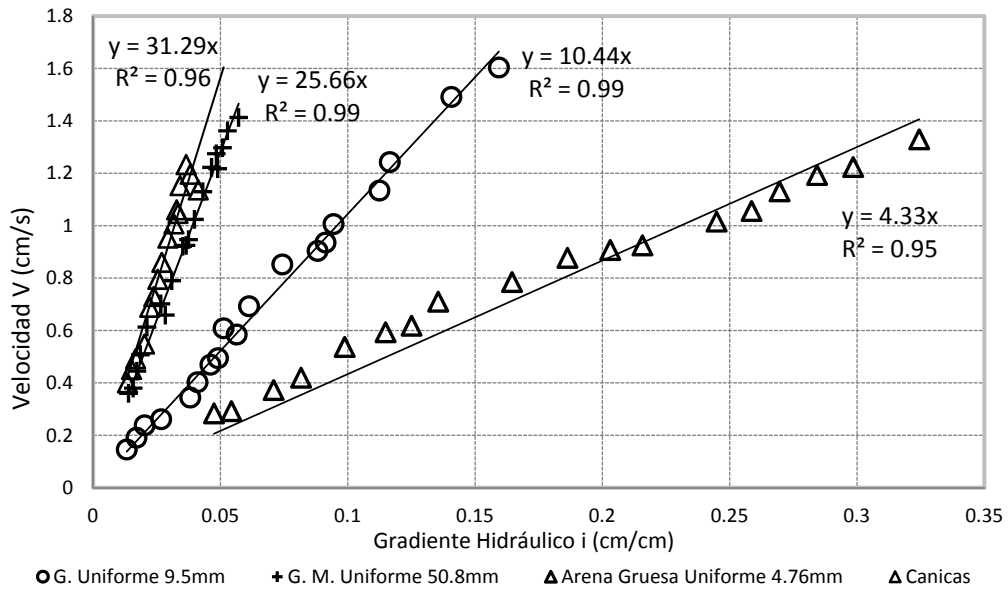
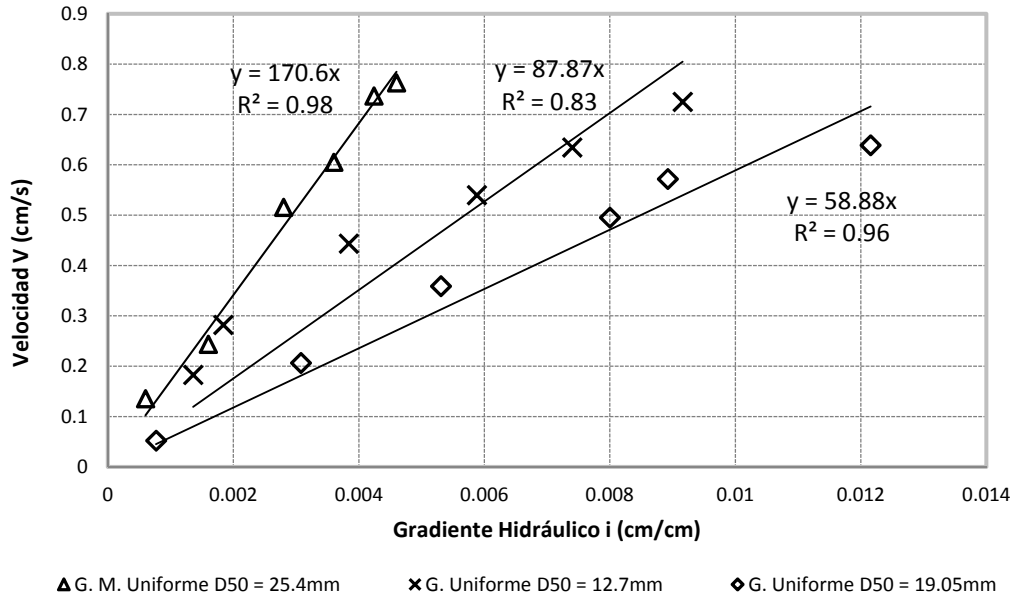


Figura 5-5: Relación entre velocidad de descarga y gradiente hidráulico para la grava uniforme ($D_{50} = 25.4\text{mm}$, $D_{50} = 12.7\text{mm}$, $D_{50} = 19.05\text{mm}$).



Al graficar el gradiente hidráulico (i) contra la carga hidráulica externa (H_1) con los datos consignados en las tablas de resultados, se aprecia una relación lineal a la cual Hoyos 2006 llamo resistividad hidráulica (ξ), que se obtiene al calcular la pendiente de la recta

que se ajusta a los datos de i y H_1 , para cada caso. En las figuras 5-6 a 5-11, puede observarse esta relación lineal, que es la resistencia que ofrece un material permeable al paso del agua, bajo una carga externa unitaria.

Figura 5-6: Relación entre gradiente hidráulico y carga hidráulica externa para arenas.

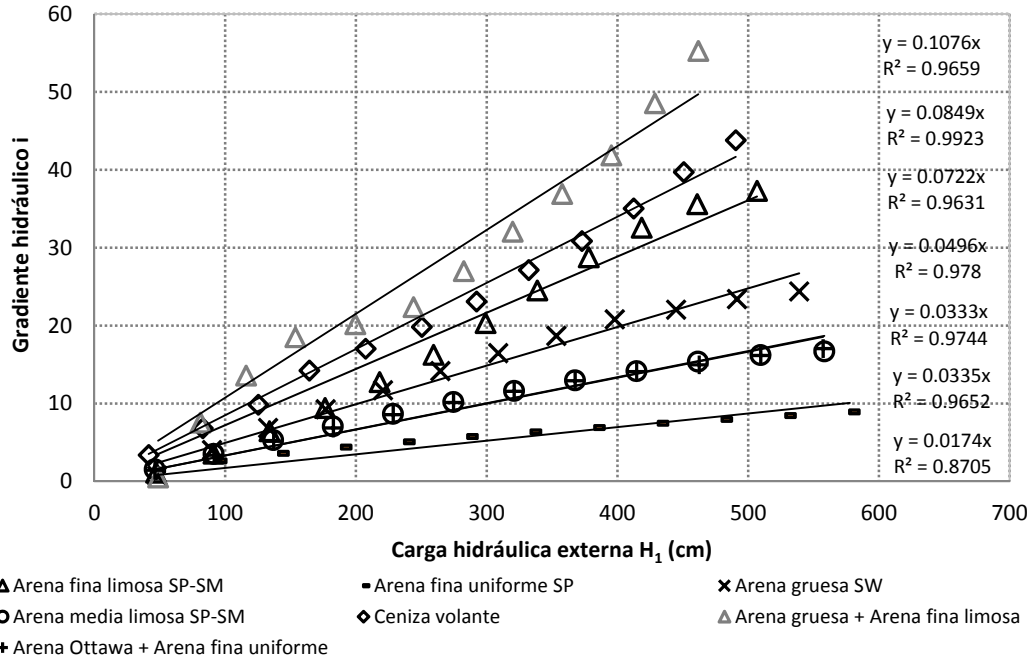


Figura 5-7: Relación entre gradiente hidráulico y carga hidráulica externa para mezclas de arenas.

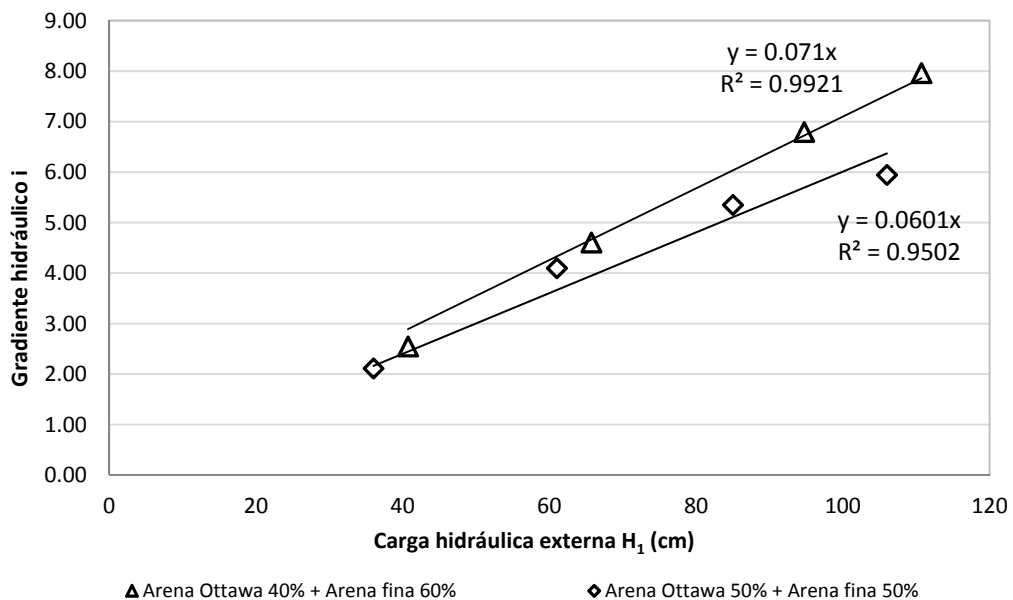


Figura 5-8: Relación entre gradiente hidráulico y carga hidráulica externa para arenas con ($D_{50} = 2\text{mm}$, $D_{50} = 4.76\text{mm}$).

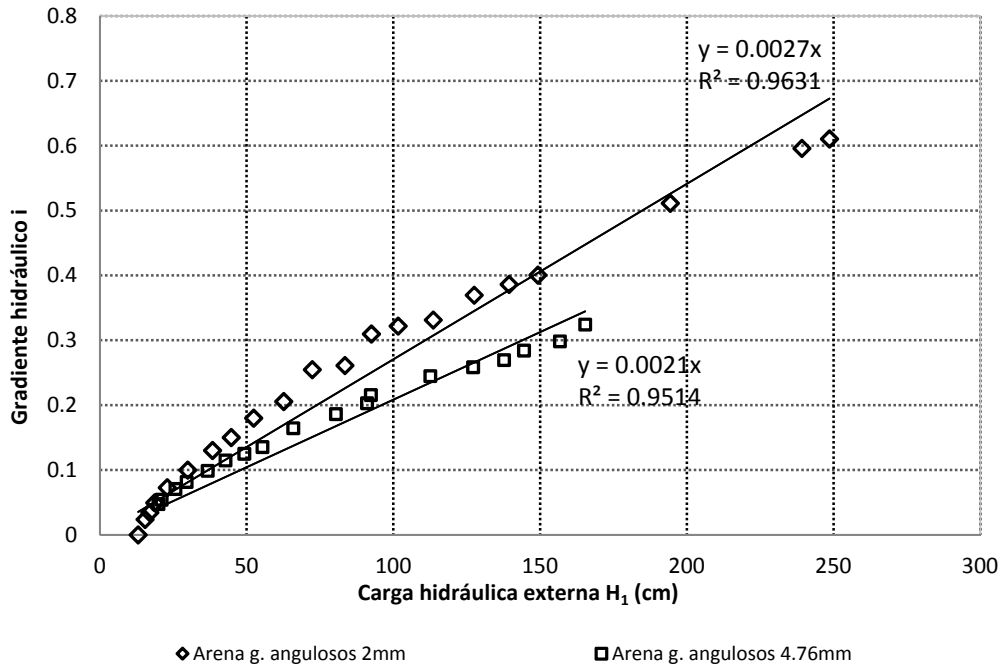


Figura 5-9: Relación entre gradiente hidráulico y carga hidráulica externa para arenas y carbón activado agotado.

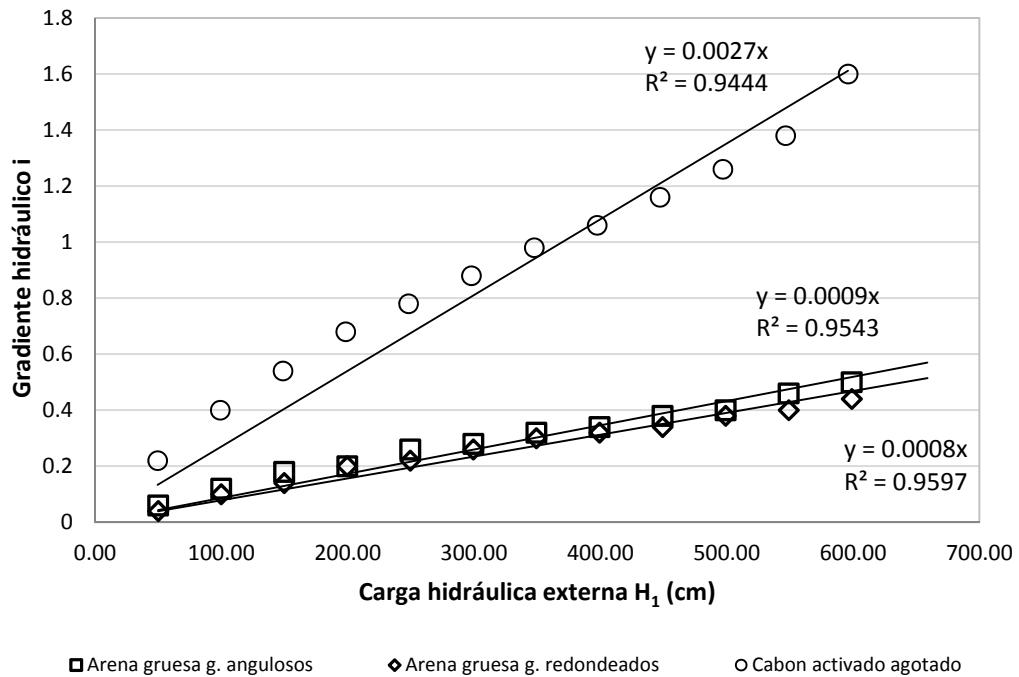


Figura 5-10: Relación entre gradiente hidráulico y carga hidráulica externa para gravas limpias con ($D_{50} = 50.8\text{mm}$, $D_{50} = 5.25\text{mm}$) y canicas $D_{50} = 11\text{mm}$.

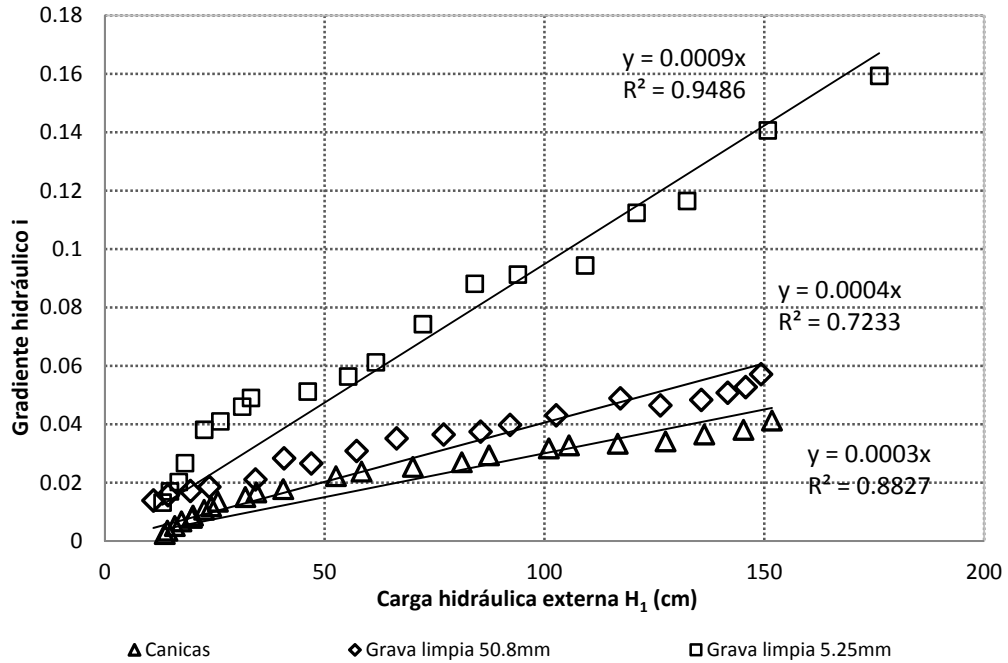
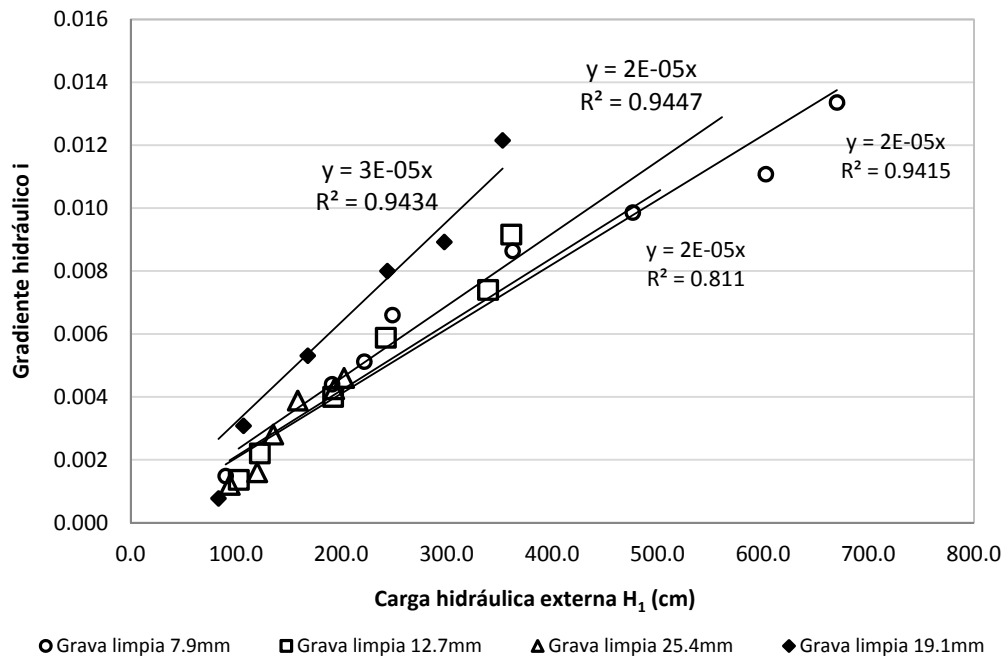


Figura 5-11: Relación entre gradiente hidráulico y carga hidráulica externa para gravas limpias con ($D_{50} = 7.9\text{mm}$, $D_{50} = 12.7\text{mm}$, $D_{50} = 25.4\text{mm}$, $D_{50} = 19.1\text{mm}$).



Se anota que las graficas anteriores fueron construidas con todos los datos obtenidos durante la ejecución de los ensayos. Por otro lado puede observarse la linealidad en la relación i e ξ , que presenta un elevado valor de coeficiente de resistividad (R^2) a pesar de la dispersión de los puntos.

Puede resaltarse que el valor de la resistividad ξ disminuye a medida que el material es más permeable, obsérvese que la ceniza volante presenta un valor de $\xi = 0,0849\text{cm}^{-1}$, mientras que un material más permeable por ejemplo la grava limpia de 5.52mm presenta un $\xi = 9 \times 10^{-4}\text{cm}^{-1}$, esta tendencia se presenta así para todos los materiales permeables con los que se trabajo.

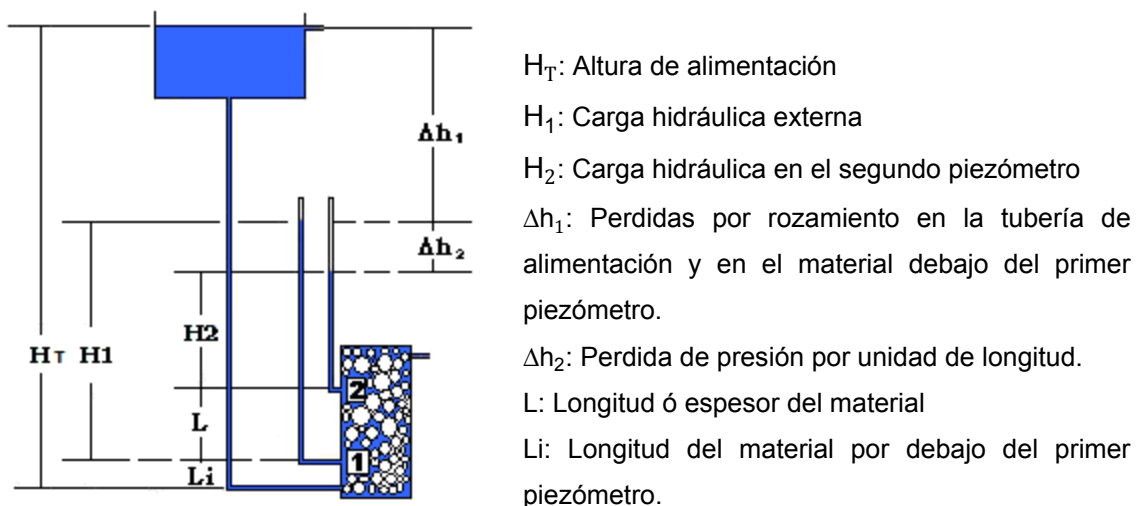
6. Resistividad Hidráulica y Condición de No Flujo

Con el trabajo de Hoyos (2003), por primera vez se relacionó la carga hidráulica externa y la resistividad en el análisis del flujo en materiales granulares. Sin embargo, el concepto de carga hidráulica externa no fue bien definido por Hoyos en su trabajo.

Posteriormente Sanín y Tobón (2004) definieron la carga hidráulica externa como “...la distancia entre el nivel de rebose del tanque de alimentación y el nivel de entrada de la cámara del permeámetro...” que era implícita en el trabajo inicial de Hoyos. Sin embargo, esta definición presenta un par de errores en el método empírico utilizado en la investigación que sustenta la propuesta.

En la figura 6-1, se presenta el esquema del permeámetro utilizado por los autores.

Figura 6-1: Esquema del permeámetro con la nomenclatura utilizada en el texto



Al tomar la distancia entre el nivel de rebose del tanque de alimentación y el nivel de entrada en la cámara del permeámetro, H_T , como la carga hidráulica externa, Sanín y Tobón (2004) no tuvieron en cuenta las pérdidas de cabeza por velocidad y rozamiento en la tubería de alimentación y en el material, antes de llegar al primer piezómetro del permeámetro. Dado que todos los cálculos se hacen con base en los niveles de los piezómetros, la carga hidráulica externa estrictamente, debe tomarse como la lectura del piezómetro de entrada, H_1 . Para introducir las correcciones del caso procederemos a calcular con base en la ecuación de Bernoulli, las pérdidas de cabeza que no fueron tenidas en los trabajos iniciales.

Si se toma Δh_1 como la totalidad de las pérdidas por velocidad y rozamiento generadas en la tubería de alimentación y el material que se encuentra bajo la entrada del primer piezómetro, la carga hidráulica externa, en términos de energía está dada por la siguiente ecuación:

$$E = H_1 = H_T - \Delta h_1 \quad (6.1)$$

La ecuación (6.1) representa la carga hidráulica externa a la cual está expuesto el material y que está dada por la longitud H_1 .

$$E = H_T - h_{v_t} - h_{f_t} - h_{v_m} - h_{f_m} \quad (6.2)$$

Donde:

H_T : Altura de alimentación

h_{f_m} : Pérdida de cabeza por rozamiento en la parte inferior del permeámetro,

h_{v_t} : Pérdida de cabeza por velocidad en la tubería de alimentación,

h_{f_t} : Pérdida de cabeza por fricción en la tubería de alimentación y

h_{v_m} : Pérdida de cabeza por velocidad en la parte inferior del permeámetro.

Una vez hechas estas consideraciones es posible definir la carga hidráulica externa como la cabeza dinámica del flujo de agua en el punto de máxima presión del sistema, o porción del sistema, que se evalúa, que en el caso de las mediciones de laboratorio puede tomarse simplemente como la lectura del piezómetro de entrada. En la figura 6-1,

se ilustra cómo el fluido debe pasar a lo largo de la tubería de alimentación y a través de un cierto espesor de material (Li) antes de llegar al primer piezómetro. Este recorrido ocasiona pérdidas de presión en el sistema por velocidad y rozamiento, por tal razón, el nivel del primer piezómetro no es igual al nivel de rebose del tanque de alimentación.

A continuación se discutirán las pérdidas de presión que no fueron consideradas en los trabajos iniciales. De ellas, tiene importancia práctica, las pérdidas en el material de la parte inferior de la cámara del permeámetro, a lo largo del tramo identificado como Li en la figura 6-4. La magnitud de las demás correcciones tiene más valor teórico que práctico.

Pérdidas por velocidad. Los resultados de los cálculos de pérdidas por velocidad en la tubería de alimentación y en el material por debajo del primer piezómetro se encuentran en las figuras 6-2 y 6-3. Ellas son entre 2 y 5 órdenes de magnitud menores que la altura de alimentación y pueden considerarse irrelevantes en el experimento. En el caso de las pérdidas en el material la velocidad se determinó con la velocidad de filtración, que no es más que la velocidad de descarga dividida por la porosidad (n)

Figura 6-2: Pérdidas por velocidad en cada material para distintas HT.

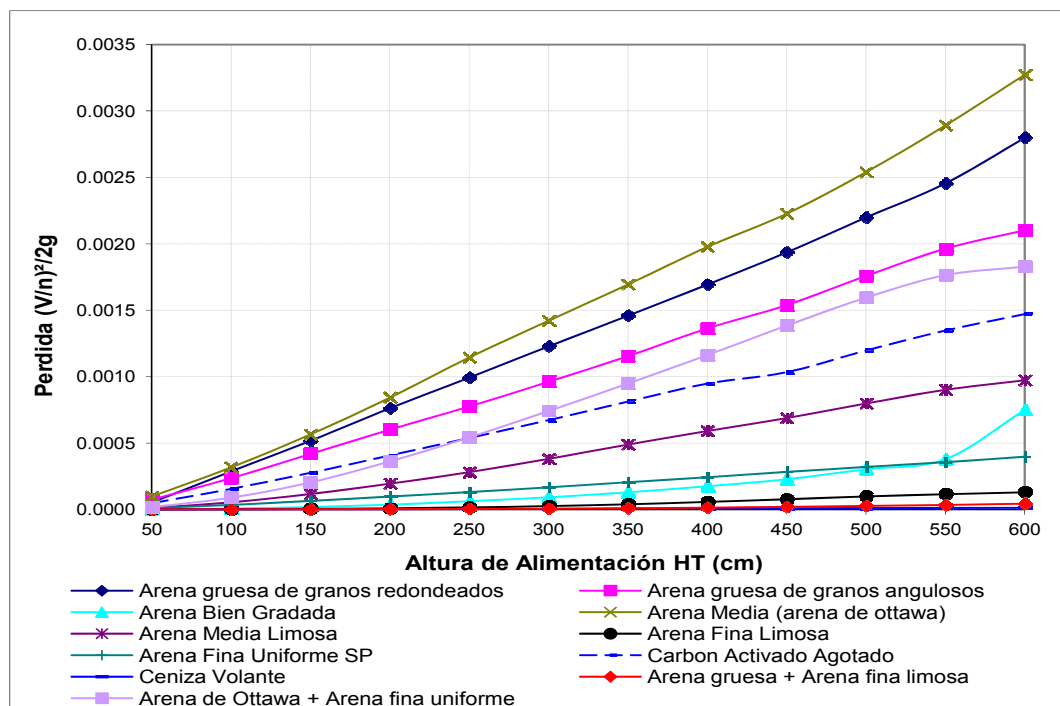
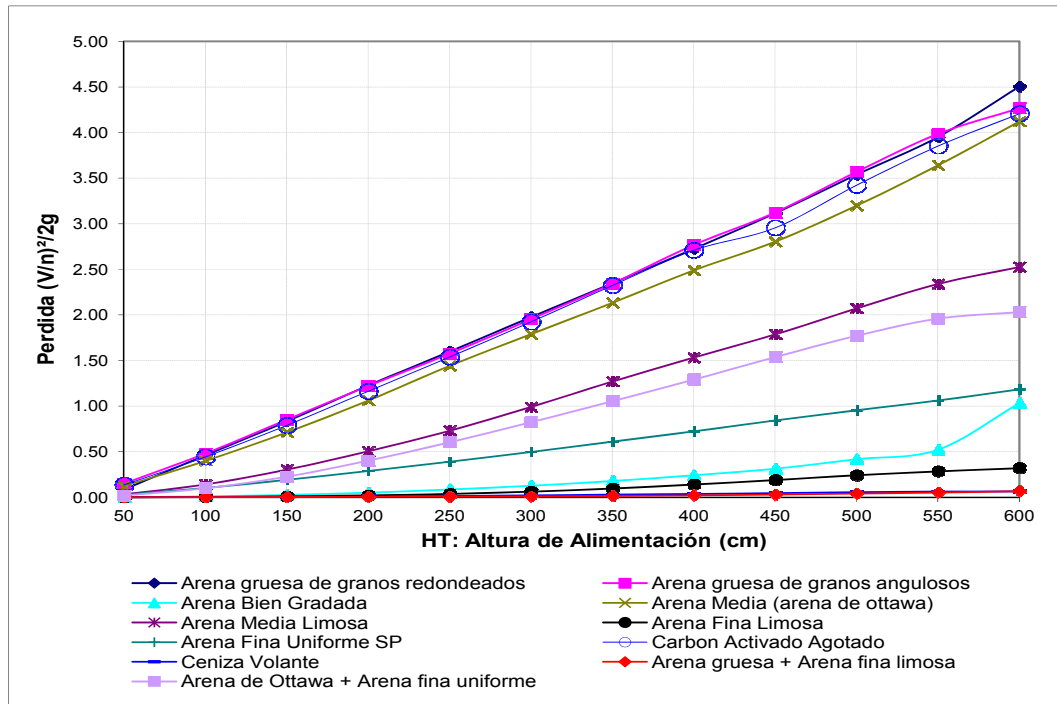


Figura 6-3: Pérdidas por velocidad en la tubería para los distintos materiales.

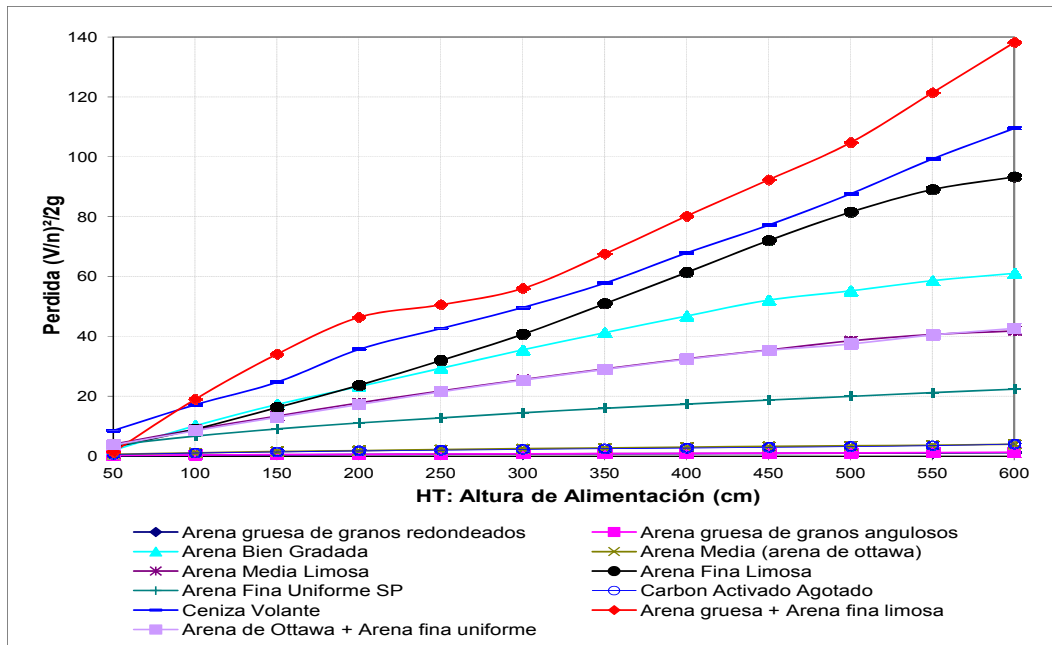


Es claro que las pérdidas más altas son generadas en los materiales más permeables, y que las pérdidas aumentan a medida que aumenta la altura de la alimentación y por consiguiente de la carga hidráulica externa.

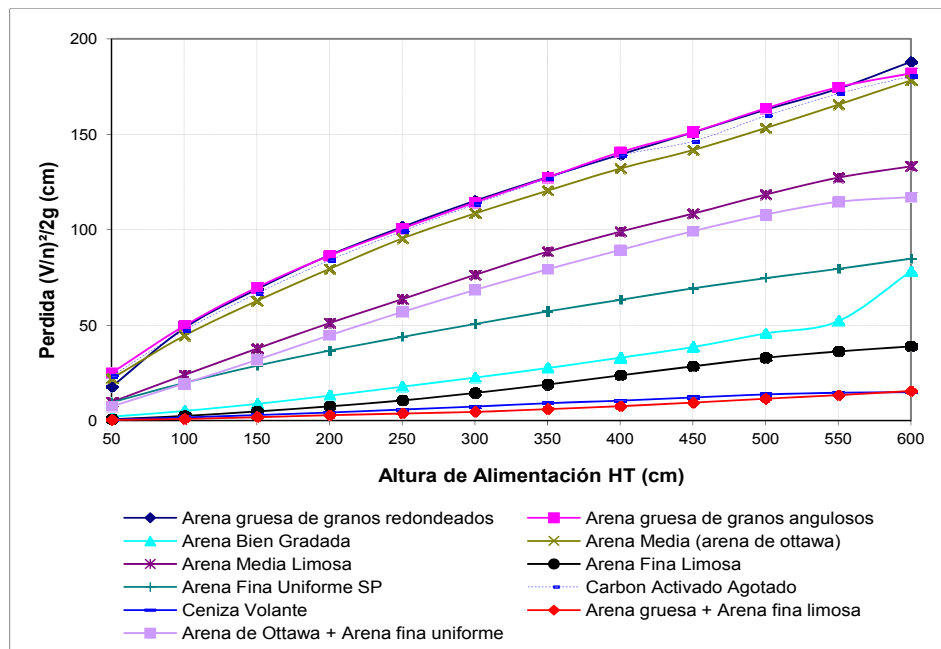
Perdida por rozamiento. Las pérdidas por rozamiento en la tubería de alimentación tienen hasta dos órdenes de magnitud menos que la altura de alimentación y un orden de magnitud menos que la altura de alimentación en la cámara del permeámetro por debajo del primer piezómetro. Los resultados de los cálculos de pérdidas por rozamiento en la tubería de alimentación y en el material por debajo del primer piezómetro se encuentran en las figuras 6-4 y 6-5.

Las pérdidas en el material por debajo del primer piezómetro fueron calculadas como una fracción de la disminución de la presión por el paso del agua a través del material entre los niveles de los piezómetros, por medio de la siguiente expresión:

$$\Delta h_{fm} = i * L_i \tag{6-3}$$

Figura 6-4: Pérdidas por rozamiento en cada material para distintas H

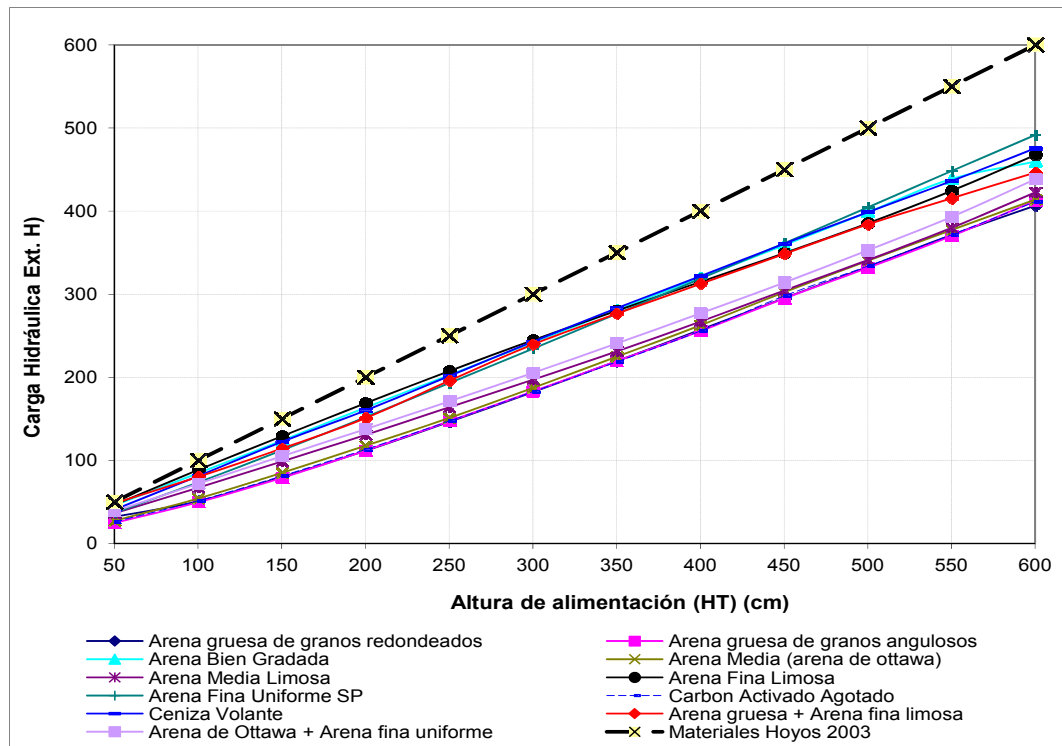
Las pérdidas por fricción en la tubería de alimentación fueron calculadas con base en la longitud, el diámetro y la rugosidad de la tubería y la velocidad calculada del agua en ella, utilizando la metodología presentada por Echávez y Ruiz (2003).

Figura 6-5: Pérdidas por rozamiento en la tubería de alimentación.

Las pérdidas por rozamiento en la tubería de alimentación siguen el mismo patrón que las pérdidas por velocidad en tanto que las pérdidas por rozamiento en la cámara del permeámetro dependen de la granulometría del material, más que de su permeabilidad.

A guisa de ilustración presentamos en la figura 6-6, los valores de las cargas externas corregidas para algunos de los materiales comparados con las respectivas alturas de alimentación.

Figura 6-6: Variación de carga hidráulica externa con respecto a H_T



De esta figura debe destacarse la linealidad de las correcciones introducidas, que a su vez corresponden a la tendencia lineal de las correcciones parciales y que se traduce, finalmente, en la linealidad de la relación entre la altura de alimentación y la carga hidráulica externa. Esta condición, a su vez, deja incólume la propuesta de definición de resistividad hidráulica como la constante de proporcionalidad de la variación lineal del gradiente hidráulico en relación con la carga hidráulica externa. La magnitud de las correcciones introducidas hace que los valores de resistividad calculados en los trabajos en discusión presenten cambios solo marginales.

La condición de *No Flujo* propuesta por Hoyos (2006) en sus notas de clases, es una propuesta netamente analítica sin soporte experimental. En este trabajo se trata el umbral que sustenta dicha propuesta, demostrando así por medio experimental la validez de la propuesta analítica de Hoyos.

A partir de las figuras 5-1 a 5-5, en las cuales se relaciona el gradiente hidráulico (i) y la carga hidráulica externa (H_1), se obtiene los valores de resistividad (ζ), como la pendiente de la recta que se ajusta a los datos de i e H , que se presenta en la tabla 6.1.

Tabla 6-1: Valores de coeficiente de permeabilidad k y Resistividad

Material	Diámetros (mm)		k_{20} (cm/s)	ζ (cm ⁻¹)
	D ₁₀	D ₅₀		
Ceniza volante			0.0028	0.0849
Arena gruesa de granos redondeados SP	2.20	2.70	2.276	0.0008
Arena gruesa de granos angulosos SP	1.00	2.30	2.048	0.0009
Arena fina uniforme SP	0.09	0.15	0.054	0.0174
Arena gruesa SW	0.20	0.80	0.012	0.0518
Arena fina limosa SP - SM	0.09	0.17	0.006	0.0722
Arena media limosa SP - SM	0.10	0.20	0.042	0.0335
Arena media (A. de Ottawa) SP	0.90	1.20	0.592	0.0029
Carbón agotado activado	0.65	1.00	0.647	0.0027
Arena g. redondeados + arena fina limosa SP	0.12	1.40	0.002	0.1076
Arena de Ottawa + arena fina uniforme SP	0.14	0.81	0.038	0.0333
Grava media uniforme de granos angulosos	25.40		170.6	0.00002
Grava fina uniforme de granos angulosos	12.70		87.86	0.00002
Grava media uniforme de granos angulosos	19.05		58.88	0.00003
Grava fina uniforme de granos angulosos	9.52		10.44	0.0009
Grava media uniforme granos angulosos	50.80		25.65	0.00041
Arena gruesa uniforme de granos angulosos	4.76		4.33	0.0021
Arena gruesa uniforme de granos angulosos	2.00		2.154	0.0027
Canicas de 1.1 cm	11.0		32.17	0.0003

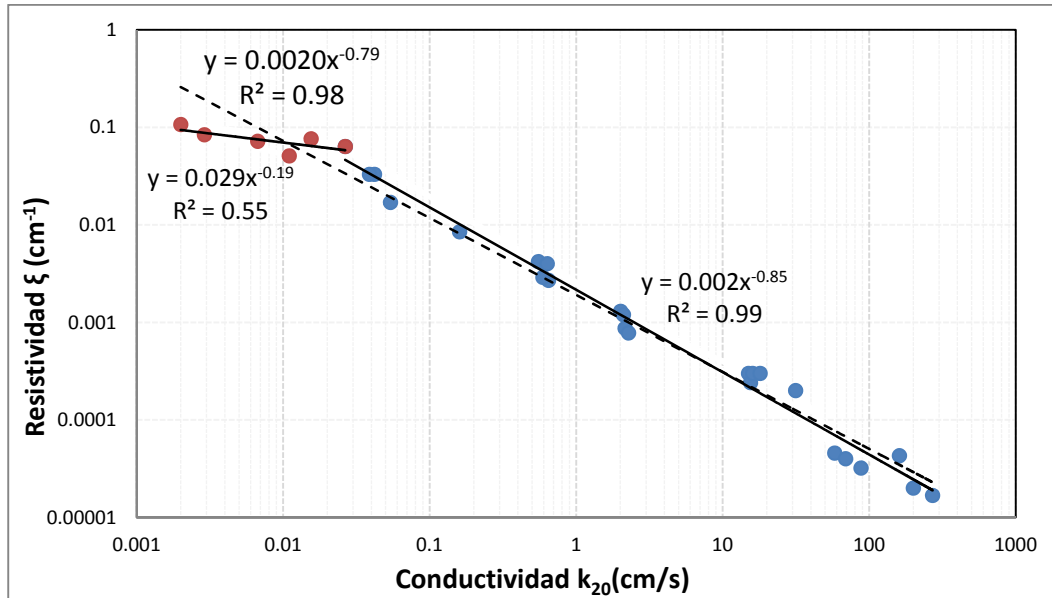
Finalmente, al examinar la función de correlación entre permeabilidad (k) y resistividad (ζ) la variación que resulta de aplicar las correcciones que se introdujeron en este trabajo resulta una expresión ligeramente diferente a la propuesta por Hoyos (2003) en su trabajo inicial. La expresión corregida es:

$$\xi = 0,002k^{-0.79} \tag{6.4}$$

Así las ecuaciones (3.11) y (6.4) no presenten diferencias numéricas notorias, un análisis más detenido permite advertir que esta diferencia se torna mayor a medida que el valor del coeficiente de permeabilidad disminuye, amén de que puede apreciarse una nítida discontinuidad en el intervalo del coeficiente de conductividad de 3×10^{-2} a 4×10^{-2} cm/s.

Esto nos hace pensar que para permeabilidades mayores de 3×10^{-2} el comportamiento del flujo difiere en los materiales de menor permeabilidad, lo que bien puede corresponder a la ocurrencia de un umbral en el comportamiento del flujo en medios permeables. En las figuras 6-7 se encuentran las representaciones gráficas de la correlación dada por la ecuación 6.7.

Figura 6-7: Relación entre Resistividad (ξ) y la Conductividad (k)



En la figura 6-8, puede observarse la existencia de una discontinuidad dada por un cambio de pendiente en la función (k, ξ) en el intervalo de conductividad comprendido entre 3×10^{-2} y 4×10^{-2} cm/s, que muestra como el comportamiento de las arenas gruesas y gravas difiere del comportamiento de los materiales más finos.

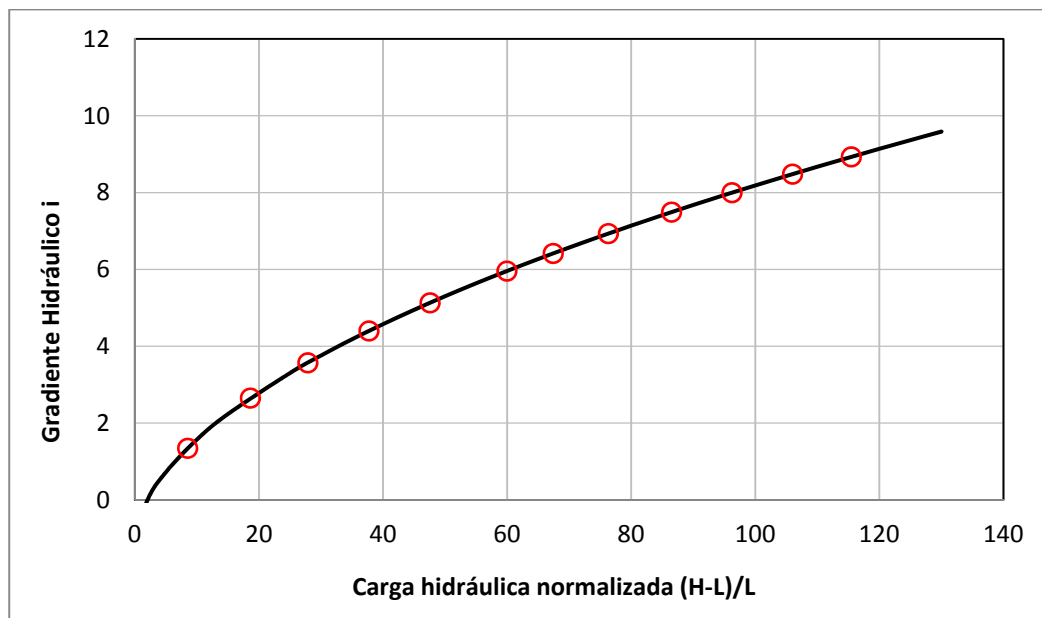
El bajo coeficiente de correlación (R^2) para los seis (06) primeros pares de datos puede explicarse por la baja pendiente de la línea de tendencia y no por la dispersión que

presentan los puntos. Para los pares de datos siguientes se obtuvo un coeficiente de correlación (R^2) muy alto, que indica la fidelidad de la línea de tendencia a los datos experimentales. Puede afirmarse en consecuencia, que el del flujo de agua en los materiales menos permeables difiere del comportamiento en los materiales más permeables.

Al examinar las gráficas utilizadas para calcular la resistividad pude apreciarse que es común en ellas un intercepto en el eje de la carga hidráulica externa que puede interpretarse que en algunos materiales debe imponerse sobre el material una carga hidráulica externa que supere las pérdidas de energía que ofrece el material permeable, para iniciar el flujo.

Para determinar la mínima carga hidráulica externa de cada de los materiales permeables utilizados durante la ejecución de los ensayos, se relacionó el gradiente hidráulico (i) con la carga hidráulica externa normalizada $(H_1 - L)/L$, como se presenta en la figura 6-8.

Figura 6-8: Relación entre gradiente hidráulico (i) y carga hidráulica externa normalizada para la arena fina uniforme. - determinación de H_{1min}

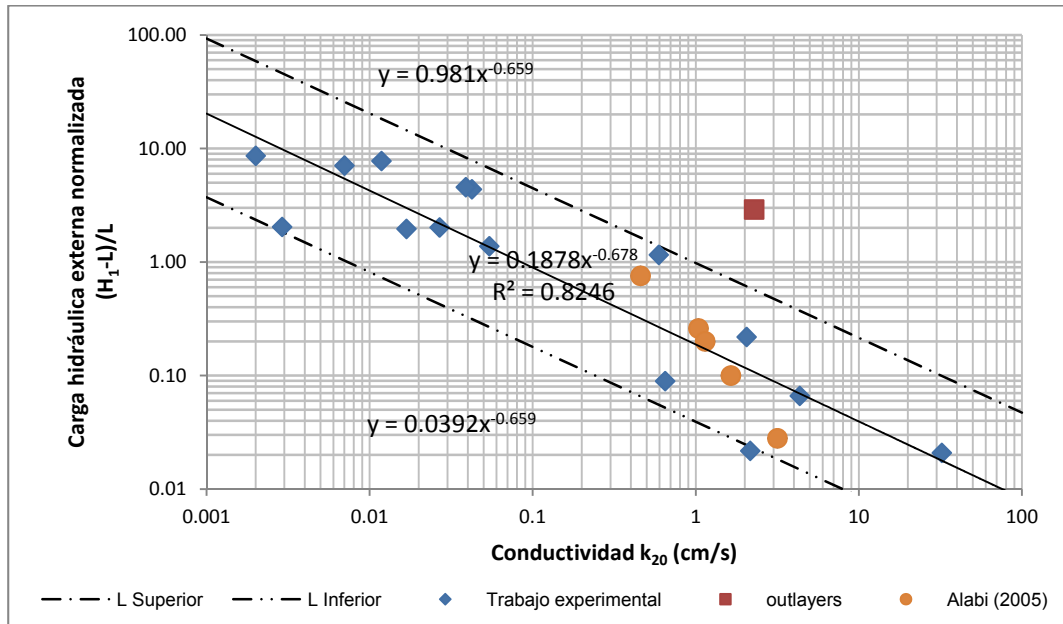


Al establecer la relación entre la carga hidráulica externa necesaria para iniciar el flujo con la conductividad de cada material, obtenemos la gráfica de la figura 6-10 en la que pude reconocerse una zona en la que ocurre el flujo y una en la que no ocurre.

La función de correlación entre la carga hidráulica externa normalizada y la conductividad divide el campo entre estas dos zonas y define un umbral a partir del cual se presenta la condición de flujo, la cual depende del espesor ó longitud del estrato del material permeable. Por debajo de este umbral se dan las condiciones de no flujo.

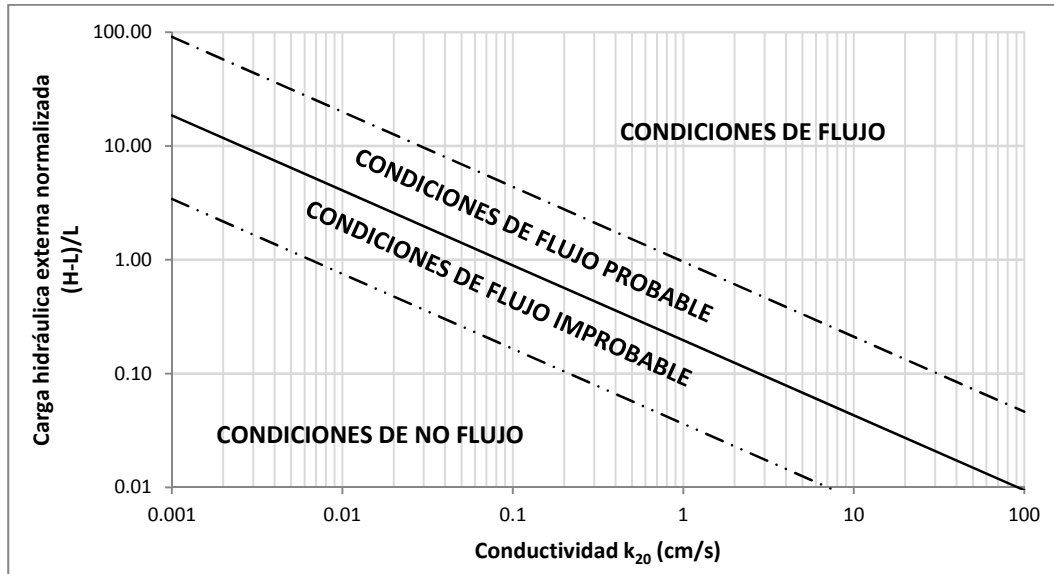
En la figura 6-9 están incluidos los valores de conductividad hidráulica (k) y carga hidráulica externa normalizada utilizados por Alabi (2011) en condiciones de flujo nulo. Puede apreciarse entonces que estos valores caen todos en el campo definido en esta investigación.

Figura 6-9: Relación entre carga Hidráulica externa normalizada $(H_1-L)/L$ y conductividad k (cm/s).



De la propuesta analítica de Hoyos y de la figura 6-9, se puede plantear la generalización y operacionalización de las condiciones de flujo y no flujo en función de la carga hidráulica externa (H_1) , el espesor del estrato (L) y la conductividad del material que se encuentran en la figura 6-10.

Figura 6-10: Relación entre carga hidráulica externa normalizada $(H_1-L)/L$ y Permeabilidad k (cm/s).



En la figura 6-10 se encuentra la combinación de carga hidráulica externa, longitud de flujo y coeficiente de conductividad necesaria para que ocurra el flujo. A ella corresponde la expresión:

$$H_1 = L \cdot (1 + 0.20 \cdot k^{-0.68}) \quad (6.5)$$

Con base en estos resultados un estrato de material cuyo coeficiente de permeabilidad sea 1×10^{-2} cm/s, necesitaría una carga hidráulica externa mínima equivalente a cinco veces su espesor, para conseguir la condición mínima de flujo. Una relación más acorde con el concepto original de condición de flujo nulo, puede ser expresada en función de la resistividad hidráulica (ξ), como puede apreciarse en la figura 6-11. Puede anotarse entonces, que el umbral a partir del cual puede presentarse flujo a través de una arena está también determinado por la resistividad de acuerdo a la siguiente relación:

$$H_1 = L \cdot (1 + 6 \cdot \xi^{0.97}) \quad (6.6)$$

Esta relación puede presentarse en forma simplificada como:

$$H_1 = L*(1+6.5*\xi^{0.97}) \tag{6.7}$$

Figura 6-11: Relación entre carga hidráulica externa normalizada $(H_1-L)/L$ y resistividad hidráulica ξ (cm^{-1}).

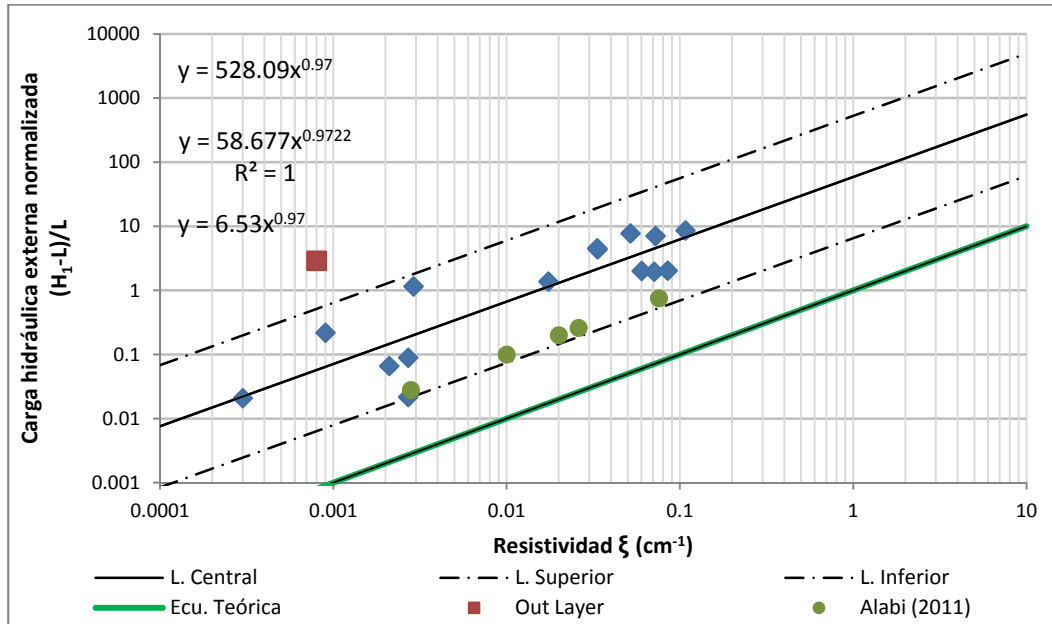
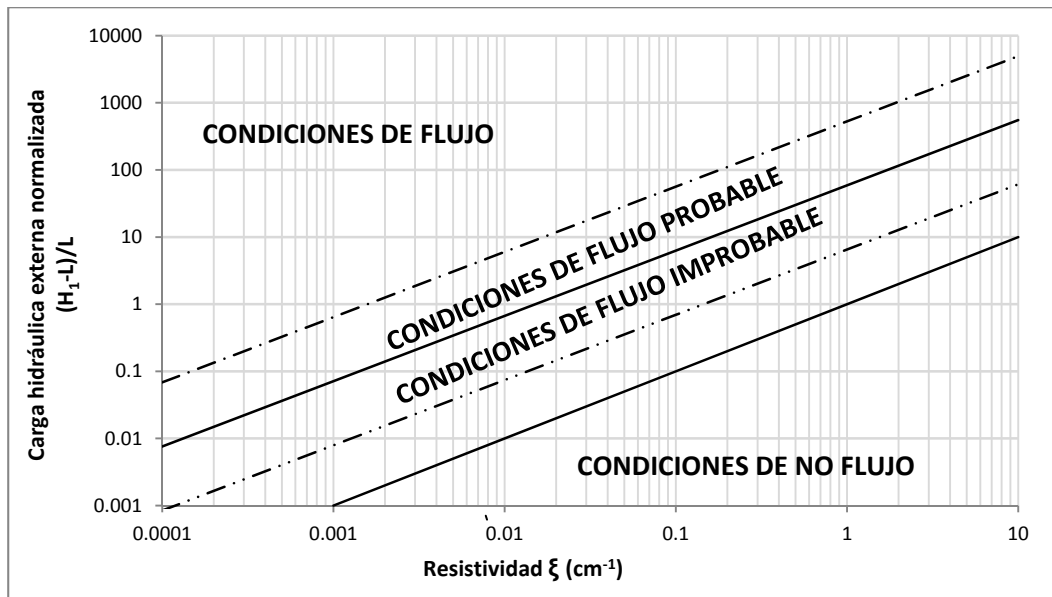


Figura 6-12: Relación entre carga hidráulica externa normalizada $(H_1-L)/L$ y conductividad hidráulica ξ (cm^{-1}).



En la gráfica de la figura 6-12 la línea inferior corresponde a la condición teórica de flujo nulo teoría expuesta por Hoyos (2003).

$$H_1 = L^*(1+\xi H) \quad (6.8)$$

La discrepancia entre la ecuación teórica y la ecuación empírica puede ser explicada por el hecho que la relación entre las fuerzas de superficie y las fuerzas de cuerpo, en el flujo a través de un medio permeable, aumentan a medida que disminuye el tamaño de los intersticios y, con ellos, el de los conductos por donde circula el agua. El grafico de la figura 6-10 ilustra como la discrepancia entre la expresión teórica y la expresión empírica es mínima cuando la el coeficiente de permeabilidad es alta y aumenta de manera regular a medida que este aumenta.

Más allá de los resultados numéricos particulares hay que rescatar el que podemos presentar una validación de la propuesta de la existencia de un umbral de flujo definido por una combinación de carga hidráulica, longitud de flujo y resistividad hidráulica.

Para las figuras 6-9 a 6-12, la línea central continua representa la tendencia estadística de la relación $(k \text{ vs } \frac{H-L}{L})$ y $(\xi \text{ vs } \frac{H-L}{L})$ respectivamente y las líneas discontinuas superior e inferior son estimaciones empíricas del inicio y fin de las condiciones de flujo o no flujo.

Durante los ensayos de laboratorio fueron ejecutados ensayos de permeabilidad de carga variable sobre una arena limosa con una carga hidráulica externa de 70 m, en un permeámetro cuya distancia entre los piezómetros de entrada y salida era 0.15 m, para la cual no hubo flujo gravitacional; sin embargo debido a la elevada carga hidráulica empleada en el ensayo se presentó tubificación en la muestra, lo que llevo a la fracturación y canales de flujo preferentes en la muestra como se puede observar en la figura 6-13. La caracterización de la muestra se presenta a continuación.

Peso unitario húmedo γ_h (kN/m ³)	17,5
Relación de vacíos e	2,01
Gravedad Específica Gs	3,06
Límite Líquido LL (%)	64

Índice Plástico IP (%)	12
Clasificación SUCS	MH

Figura 6.13. Labrado de muestra, registro de Fracturación y canales de flujos preferentes en limo arenoso bajo una carga hidráulica de 70m.



Si se acepta la extrapolación de los resultados obtenidos en esta investigación un material cuyo coeficiente de permeabilidad sea del orden de 10^{-5} cm/s requiere una relación de carga externa a longitud de flujo del orden de 400. Esto llevaría a requerir una cabeza de 60 m para inducir el flujo a través de 15 cm de un material con tal permeabilidad. Explicación plausible de los resultados de este experimento a partir de la propuesta de la existencia de un umbral de flujo definido por los valores de carga hidráulica externa, longitud de flujo.

7. Límites de la Ley de Darcy

Diferentes investigadores han propuesto distintos valores de Número de Reynolds (Re) para definir el límite de aplicación de la regla técnica de Darcy. Esta diversidad de valores permite afirmar que el uso de la definición clásica del número de Reynolds no da lugar a establecerlo como un criterio único, que delimite la validez del regla técnica de Darcy para todos los materiales permeables.

7.1 Limite Superior

Del conjunto de resultados de los ensayos ejecutados en esta investigación, el trabajo de Tobón & Sanín (2004) y de la relación presentada en la figura.3.6, en la que $Re = 0,0039*(k*D_{10})+0,0437$, si remplazamos $Re = 10$ (Criterio de Bear (1972)) puede esperarse la ocurrencia de flujo laminar en materiales con diámetros característicos D_{50} y D_{10} hasta $17.86 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$, o hasta un coeficiente de permeabilidad 1.42 m/s , o una combinación $k*D=2500 \text{ cm}^2/\text{s}$, lo que nos lleva a afirmar con Hoyos et al (2010) que: no hay un límite de tamaño de grano superior en la aplicación de la regla técnica de Darcy, pero si una combinación de tamaño de grano y gradiente hidráulico en el que el flujo se vuelve turbulento y la regla técnica de Darcy deja de ser estrictamente válida.

7.2 Limite Inferior

Teniendo en cuenta los conceptos teóricas de Mitchell (1963), Mitchell & Soga (2005), Spagnoli et al. (2009), Hoyos et al (2010) y O'Rourke (2010), entre otros, los cuales plantearon que las propiedades hidráulicas de los suelos cohesivos dependen de sus características mineralógicas y están controladas por la doble capa difusa que pueden ser cuantificada mediante la Capacidad de Intercambio Cationico.

En términos prácticos esta afirmación implica que los suelos cohesivos pueden ser considerados impermeables al flujo libre ó gravitacional, de manera que el paso del agua

a través de ellos debe ser realizado con algún otro tipo de energía adicional sea ella mecánica, térmica ó eléctrica, etc. Lo que implica cambios físicos o granulométricos en el material.

El pequeño tamaño de las partículas de arcilla y la estructura floculada, dan como resultando canales extremadamente estrechas y tortuosos, que se constituyen en un primer obstáculo para el flujo de agua gravitacional a través de los suelos plástico. La segunda es la interacción de agua – suelo, que es peculiar de este tipo de suelos.

Siendo así para establecer y mantener un flujo a través de estos materiales se requiere la aplicación de energía diferente a la gravitacional aun para longitudes de flujo cortas. Por otra parte si se integra el concepto de resistividad y su desarrollo, el umbral de flujo como conjunto de condiciones necesarias para la ocurrencia de flujo en un material dado, a la conceptualización del flujo de agua en materiales permeables puede afirmarse que en condiciones corrientes en el ejercicio de la ingeniería es sumamente improbable el flujo de agua a través de materiales cuyo coeficiente de permeabilidad sea menor de 10^{-4} cm/s, para los que se requiere una relación de carga hidráulica a longitud de flujo mayor que 90.

En síntesis, en su límite inferior de aplicación la Ley de Darcy permite evaluar y predecir la ocurrencia de flujo gravitacional en limos arenosos cuya permeabilidad es del orden de 10^{-3} cm/s. En los materiales cohesivos no hay lugar para el flujo gravitacional; el flujo en estos materiales debe ser forzado por energías diferentes a la gravitacional aun para longitudes de flujo cortas y, en consecuencia, estrictamente no es aplicable la regla técnica de Darcy.

8. Conclusiones y recomendaciones

8.1 Conclusiones

- El estudio de la revisión bibliográfica sobre los límites de la regla técnica de Darcy, reportó diversos valores de límite superior asociados al Número de Reynolds. Ningún estudio presentó los límites de esta regla técnica en función de otras variables, como la carga hidráulica externa y el espesor del material.
- En esta investigación se ha encontrado que la proporcionalidad de la velocidad y el gradiente hidráulico del flujo libre o gravitacional se cumple de manera general en materiales no cohesivos en condiciones que son dables encontrar empíricamente, en tanto que no es posible establecer un flujo libre en materiales cohesivos por efecto de las cargas eléctricas de las partículas de minerales de arcilla sobre el agua; en estos materiales el flujo es generado por la tensión superficial, o debe ser forzado mediante la aplicación de energía diferente a la asociada exclusivamente al campo gravitacional terrestre.
- En este trabajo no se encontró un valor del número de Reynolds crítico para el cual la velocidad de descarga deja de ser lineal con el gradiente hidráulico, es decir, donde se presenten condiciones de flujo turbulento; sin embargo, se obtuvieron valores de Reynolds que están por encima de los límites propuestos en la literatura para los cuales el régimen laminar se mantiene estable.
- A partir de las observaciones y datos plasmados en este trabajo se puede concluir que: no parece existir un límite superior en la aplicación de la regla técnica de Darcy en función del tamaño de grano, pero si una combinación de tamaño de grano característico y permeabilidad no registrada en este trabajo en el que el flujo se vuelve turbulento y la regla no se aplica más.

- En el caso de los materiales no cohesivos las condiciones de flujo de agua, depende parcialmente de una combinación de carga hidráulica externa, longitud de flujo y coeficiente de permeabilidad.
- Dado los bajos gradientes hidráulicos asociados con las gravas, se torna muy difícil obtener las condiciones experimentales para generar un flujo turbulento a través de estos materiales.
- Aceptado el concepto de resistividad hidráulica (ξ), debe introducirse la definición de carga hidráulica externa (H_1) como la cabeza dinámica del flujo de agua en el punto de máxima presión del sistema, o porción del sistema, que se evalúa, que en el caso de las mediciones de laboratorio puede tomarse simplemente como la lectura del piezómetro de entrada.
- Los resultados de esta investigación indican que el flujo de agua a través de materiales permeables requiere una combinación de coeficiente de permeabilidad, carga hidráulica externa y longitud de flujo. La carga hidráulica externa necesaria para iniciar el flujo en arenas, esta dada por las siguientes expresiones:

$$H_1 = L*(1+0,2*k^{-0,68})$$

Alternativamente:

$$H_1 = L*(1+60\xi)$$

- Partiendo de los conceptos teóricos planteados por *Mitchell (1963)*, *Mitchell & Soga (2005)*, *Spagnoli et al. (2009)*, *Hoyos (2010)* y *O'Rourke (2010)*; concluimos que en los materiales cohesivos el flujo de agua es controlado por las fuerzas de adsorción presentes en los minerales de arcilla que impiden el flujo gravitacional, por lo tanto; basados en los ensayos de permeabilidad realizados en este trabajo, la aplicación de la regla técnica de *Darcy* tiene límite inferior un valor de coeficiente de permeabilidad del orden de 10^{-3} cm/s que corresponde a un material de granos esféricos de diámetro uniforme de 0.05 mm.

- En la relación numérica entre conductividad hidráulica y resistividad hidráulica se advierte una marcada discontinuidad el intervalo de permeabilidades comprendido entre 3×10^{-2} a 4×10^{-2} cm/s, lo que, al parecer, indica que el comportamiento del flujo en arenas y mezclas de arena y grava es diferente al flujo en gravas limpias. Conviene investigar con mayor cuidado esta discontinuidad con el objeto de establecer su causa.
- Conviene proponer una investigación para validar la hipótesis sobre la existencia de un límite para la presión intersticial en los materiales cohesivos.
- La discrepancia numérica entre la propuesta teórica de la existencia de una condición de umbral de flujo dada por la combinación de carga hidráulica externa, longitud de flujo y coeficiente de permeabilidad, y los resultados experimentales presentados en este trabajo ameritan llevar más adelante esta investigación.

A. Anexo: Traducción al castellano de la nota D del apéndice de Historia de las Fuentes Públicas de Dijon.

Nota D del Apéndice de Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon. Exposition des Principes à Suivre et des Formules à Employer dans les Questions de Distribution d'Eau. (Henry Darcy, 1856).

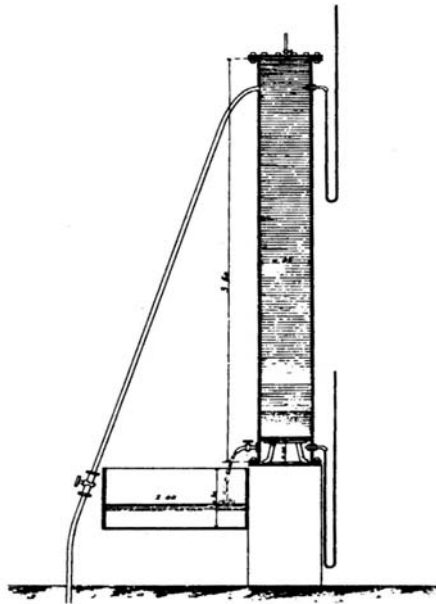
DETERMINACIÓN DE LAS LEYES DE FLUJO DEL AGUA A TRAVÉS DE LA ARENA.

Ahora presento el informe de los experimentos hechos en Dijon en cooperación con el ingeniero Charles Ritter para determinar las leyes de flujo del agua en arenas. Los experimentos han sido repetidos por el ingeniero jefe Baumgarten.

El aparato empleado pl. 24, figura 3, consistió en una columna vertical de 2.5 m (3.5m) de altura formada de un trozo de tubería de 0.35 m de diámetro interior y cerrada en cada una de sus extremidades por una placa remachada. En su interior y a 0.2 m por encima del fondo se encuentra una partición horizontal con una malla abierta, destinada a soportar la arena, y que divide la columna en dos cámaras. Esta partición está formada por la superposición de abajo a arriba de una malla de barras prismáticas de hierro de 7 mm, de una malla de barras cilíndricas de 5 mm, y finalmente una tela metálica de 2 mm. El espaciamiento de las barras de cada una de las mallas es igual a su espesor, y las 2 mallas están dispuestas de manera que sus barras queden en direcciones perpendiculares una respecto a la otra.

La cámara superior de una columna recibe el agua por un tubo conectado a la red de agua del Hospital con una válvula que permite regular el flujo a voluntad; la cámara inferior se abre mediante una válvula sobre un recipiente de medida de 1 m de diámetro.

La presión en las dos extremidades de la columna está indicada por manómetros de mercurio en U; finalmente, cada una de las cámaras cuenta con una purga de aire esencial para el llenado del aparato.



Los experimentos fueron hechos con arena silíceo del Saone cuya composición es la siguiente:

- 0.58 de arena que pasa la malla de 0.77 mm
- 0.13 de arena que pasa la malla de 1.10 mm.
- 0.12 de arena que pasa la malla de 2.00 mm.
- 0.17 de grava menuda, conchas, etc.
- Porosidad aproximada 38/100.

La arena fue colocada y apisonada en la columna previamente llena de agua con el objeto de que los vacíos de la masa filtrante no contuvieran aire, y la altura de la arena fue medida al final de cada conjunto de experimentos después de que el paso del agua la había compactado apropiadamente.

Cada experimento consistió en establecer una presión dada en la cámara superior de la columna, mediante la operación de la válvula de entrada; luego, después de que se estaba seguro, por dos observaciones, que el flujo se había vuelto sensiblemente uniforme se anotaba el flujo en el filtro durante un cierto tiempo y se calculaba el flujo medido por minuto.

Con cargas con presiones bajas, la quietud casi completa del mercurio en el manómetro permitía apreciar hasta el milímetro, que representaba 26.2 mm de agua; cuando se operaba bajo fuertes presiones, la válvula de entrada estaba casi enteramente abierta, y entonces el manómetro a pesar del diafragma instalado, presentaba oxidaciones continuas; sin embargo, las oxidaciones fuertes eran aleatorias y se podía apreciar la altura media del mercurio, con una precisión de 5 mm, es decir, que podría conocer la presión en agua con una precisión de 1.3 m.

Todas estas oscilaciones del manómetro eran debidas a los golpes de ariete producidos por el efecto de los numerosos grifos públicos del Hospital donde se encontraba el aparato experimental.

Todas las presiones han sido registradas en el nivel de la cara inferior del filtro y no se ha tenido en cuenta la fricción en la parte superior de la columna que, evidentemente era despreciable. El cuadro de datos y resultados, y su representación gráfica, muestran que el flujo de cada filtro crece proporcionalmente con la presión.

El volumen por segundo y por metro cuadrado en los filtros en lo que se ha trabajado, está correlacionado muy aproximadamente con la presión de acuerdo con las siguientes relaciones:

Primera serie $Q = 0.493 P$

Segunda serie $Q = 0.145 P$

Tercera serie $Q = 0.126 P$

Cuarta serie $Q = 0.123 P$

CUADRO DE EXPERIMENTOS HECHOS EN DIJON 29 Y 30 DE OCTUBRE Y 2 DE NOVIEMBRE DE 1855.

Experimento Número	Duración	Volumen medio/minuto	Presión media	Relación entre volumen y presión	OBSERVACIONES
Primera Serie, con un espesor de arena de 0.58 m					
1	25	3.60	1.11	3.25	Arena sin lavar
2	20	7.65	2.36	3.24	La columna manométrica presentó sólo pequeños movimientos Oscilaciones apreciables Fuertes oscilaciones manométricas.
3	15	12.00	4.00	3.00	
4	18	14.28	4.90	2.91	
5	17	15.20	5.02	3.03	
6	17	21.80	7.63	2.86	
7	11	23.41	8.13	2.88	
8	15	24.50	8.58	2.85	
9	13	27.80	9.86	2.82	
10	10	29.40	10.89	2.70	
Segunda Serie, con un espesor de arena de 1.14 m					
1	30	2.66	2.60	1.01	Arena sin lavar.
2	21	4.28	4.70	0.91	Oscilaciones muy fuertes
3	26	6.26	7.71	0.81	
4	18	8.60	10.34	0.83	
5	10	8.90	10.75	0.83	
6	24	10.40	12.34	0.84	
Tercera Serie, con un espesor de arena de 1.71m					
1	31	2.13	2.57	0.83	Arena lavada
2	20	3.90	5.09	0.77	Oscilaciones muy fuertes.
3	17	7.25	9.46	0.76	
4	20	8.55	12.35	0.69	
Cuarta Serie, con un espesor de arena de 1.7 m					
1	20	5.25	6.98	0.75	Arena lavada, con un grano un poco mayor que el precedente.
2	20	7.00	9.95	0.70	Oscilaciones débiles debido a la obturación parcial de la obturación del manómetro
3	20	10.30	13.93	0.74	

Si se llama l la presión por metro de espesor de filtro, estas fórmulas se transforman en las siguientes:

Primera serie $Q = 0.286 l$

Segunda serie $Q = 0.165 l$

Tercera serie $Q = 0.216 l$

Cuarta serie $Q = 0.215 l$

Las diferencias entre los valores del coeficiente Q/I provienen de que la arena empleada no ha sido homogénea. Para la segunda serie no fue lavada; para la tercera serie fue lavada; para la cuarta serie fue muy bien lavada y un grano un poco más grueso. Parece entonces que, puede admitirse que el volumen que fluye por una arena de la misma naturaleza es proporcional a la presión e inversamente proporcional al espesor de la capa atravesada.

$$Q = 0.332 I$$

En las experiencias precedentes la presión bajo el filtro ha sido siempre igual a la presión atmosférica; era interesante investigar si la ley de proporcionalidad que se ha reconocido entre los volúmenes y las presiones que lo producen es válida aún cuando la presión bajo el filtro es diferente a la presión atmosférica. Tal fue el objeto de los experimentos hechos bajo la dirección de M. Ritter el 17 y 18 de febrero de 1856. Los resultados de estos experimentos están registrados en el cuadro sinóptico siguiente, la columna 4 da las presiones sobre el filtro; la columna 5 las presiones bajo el filtro por encima o por debajo de la presión atmosférica; la columna 6 presenta las diferencias de presiones; finalmente la columna 7 indica las relaciones de volúmenes respecto a las diferencias de presiones que existen sobre y por debajo del filtro. El espesor de la capa de arena atravesada era igual a 1.1 m.

Experimento Número	Duración	Volumen medio	PRESIÓN MEDIA		Diferencia de presión	Relación entre volumen y presión	Observaciones
			Encima del filtro	Debajo del filtro			
1	2	3	4	5	6	7	8
	min	l/min	m	m	m		
1	15	18.8	P+9.48	P-3.60	13.08	1.44	Fuertes oscilaciones en el manómetro superior
2	15	18.3	P+12.88	P 0	12.88	1.42	Id.
3	10	18.0	P+9.80	P-2.78	12.58	1.43	Id.
4	10	17.4	P+12.87	P+0.4	12.41	1.40	Débiles
5	20	18.1	P+12.80	P+0.49	12.35	1.47	Muy débiles
6	16	14.9	P+8.86	P-0.83	9.69	1.54	Casi nulas
7	15	12.1	P+12.84	P+4.40	8.44	1.43	Muy fuertes
8	15	9.8	P+6.71	P 0	6.71	1.46	Muy débiles
9	20	7.9	P+12.81	P+7.03	5.78	1.37	Muy fuertes
10	20	8.65	P+5.58	P 0	5.58	1.55	Casi nulas
11	20	4.5	P+2.98	P 0	2.98	1.51	Id.
12	20	4.15	P+12.86	P+9.88	2.98	1.39	Muy fuertes, ya se ha explicado la causa de estas oscilaciones.

$q = k s(h + e + h_0)$ /e que se reduce a $q = k s(h + e)$, /e cuando $h_0 = 0$, o cuando la presión debajo del filtro es igual a la presión atmosférica.

Es fácil determinar la ley de disminución de la altura del agua h sobre el filtro. En efecto, si dh es la disminución de esta altura durante un tiempo dt , su velocidad de abatimiento será $-dh/dt$; y la ecuación precedente da para esta velocidad la expresión

$$q/s = v = k/e (h+e)$$

Se tendrá entonces $- dh/dt = k(h+e) /e$, de donde $dh/(h+e) = - k dt /e$, y $\ln (h+e) = C - k t /e$

Si el valor h_0 corresponde al tiempo t_0 y h a un tiempo cualquiera t , resultará

$$\ln(h + e) = \ln(h_0 + e) - k(t-t_0)/e \tag{1}$$

Si se reemplaza $h+e$ y h_0+e por q_e/sk y q_0e/sk , resultará

$$\ln(q) = \ln(q_0) - k(t-t_0)/e \tag{2}$$

y las dos ecuaciones (1) y (2) dan, darán la ley de abatimiento sobre el filtro o la ley de volúmenes filtrados a partir del tiempo t_0 .

Si k y e son desconocidos, se ve que sería necesario dos experimentos preliminares para hacer desaparecer la relación k/e de la segunda ecuación.

9. Bibliografía

[1] ALABI, O. O. 2011. Validity of Darcy's Law in Laminar Regime. The Electronic Journal of Geotechnical Engineering. vol 16A, pp. 27 – 40.

[2] ALARCÓN, Y. & ALVA, J. E., 1999. Ensayos de permeabilidad en materiales de baja permeabilidad compactados. Ponencia presentada en el XII Congreso Nacional de ingeniería Civil, del 19 al 26 de Noviembre de 1999, Huánuco, Perú.

[3] ASTM, 2006a, Standard Test Method ASTM D2434-68(2006) Standard Test Method for Permeability of Granular Soils (Constant Head), Book of Standards Volume: 04.08.

[4] ASTM, 2006b, Standard Test Method ASTM D5084 - 03 Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter, Book of Standards Volume: 04.08.

[5] ASTM, 2006c, ASTM D5126-90(2004) Standard Guide for Comparison of Field Methods for Determining Hydraulic Conductivity in the Vadose Zone, Book of Standards Volume: 04.08.

[6] BARENBLATT, G.I., ENTOV, V.M. & RYZHIK, V.M.,1990. "Flow of fluids through natural rocks", Kluwer Academic Publ.

[7] BAVER, L. 1938. Soil permeability in relation to non capillary porosity. Soil Sci. American. Proc. N° 3. pág 52-56.

[8] BEAR, J., 1972, Dynamics of Fluids in Porous Media, 764 p, Dover, New York.

[9] BENAVIDES, Livia. CEPIS/OPS. Guía para el diseño de rellenos de seguridad en América Latina. Mecánica de suelos y conceptos fundamentales para la Instalación de rellenos impermeables y estables. Disponible. <http://www.cepis.ops-oms.org/> [Citado el 25 de octubre de 2007].

[10] BALDOCCHI, D. 2006. Lecture 35 Soil Physics, Moisture Transfer in Soils, Part 2. [Documento]. Berkeley. University of California, Berkeley, Department of Environmental Science. Policy and Management. Ecosystem Science Division. p. 10. Disponible. <http://www.cepis.ops-oms.org/> [Citado el 25 de agosto de 2007].

[11] BORGESESON, I., 1985. Water flow and swelling pressure in non saturated bentonite based clay barriers. *Engineering Geology.*, 21: 229 - 273 p.

[12] BRENNEN, C.E., 2005, *Fundamentals of Multiphase Flow*, Cambridge U. Press, 410 p.

[13] BROWNING et al. 1948. Investigation in erosion control and the reclamation of eroded land at the Missouri Valley Loess Conservation. Experiment Station, Clarinda-Iowa. Tech. Bull. N° 959. pág 88.

[14] CADIMA, Z; LIBARDI, P & REICHARDT, K. 1980. Variabilidade espacial da condutividade hidráulica em um Latossolo Vermelho-amarelo textura media, no campo. *R. Bras. Ci. do solo*, 4:6-3.

[15] CONCA, J. L. & J. V. WRIGHT (1998) The UFA Method for Rapid, Direct Measurements of Unsaturated Soil Transport Properties, *Australian J. of Soil Research*, vol. 36, p. 291-315.

[16] CARMAN, P.C. 1956. *Flow of Gases through Porous Media*. Butterworths Scientific Publications, London.

[17] DARCY, H., 1856, *Les fontaines publiques de la Ville de Dijon*. Exposition des principes à suivre et des formules a employer dans les questions de distribution d'eau.

Librairie des Corps Impériaux des Ponts et Chaussées et des Mines. A translation into Spanish of the Appendix D is available at www.fabianhoyos.com.

[18] DAS, B. M., 1999, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Ed. Thomson Learning, México.

[19] ECHÁVEZ, A. G. & ORTIZ, N. L. A. 2001. Pérdidas distribuidas y de entrada en tubos para números de Reynolds moderados. Ingeniería hidráulica en México. Vol. 16, N° 1, pp.27-33.

[20] ECHÁVEZ, A. G. & RUIZ, S. G. 2003. Pérdidas de carga en conductos circulares de diámetro pequeño para números de Reynolds entre 33 y 900. Ingeniería hidráulica en México. Vol. 18, N° 1, pp.119-125.

[21] ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN. PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE VALPARAÍSO, facultad de Ingeniería, grupo de Geotecnia, [Documento], Conceptos de agua en los Suelos. Tema 8. Propiedades hidráulicas de los Suelos. Disponible: http://www.icc.ucv.cl/geotecnia/13_documentos/agua_en_los_suelos.doc [Citado el 27 de septiembre de 2007].

[22] FANCHER, G.H., LEWIS, J.A. & BARNES, K.B., 1933, Some Physical Characteristics of Oil Sands, Pennsylvania State College Mineral Industries Experiment Station Bulletin, 12,5.

[23] FEUERHARMEL, C., PEREIRA, A., BICA, A.V. D., GEHLING, W. Y. Y. & VIVIAN, J. B., 2007, Desenvolvimento de um permeâmetro de parede flexível para determinação da condutividade hidráulica de solos não saturados, VI Simpósio brasileiro de solos não saturados 2007, 457-466, Salvador-Bahia

[24] FLORIN, V.A., 1951., Earth compaction and seepage with variable porosity, taking into account the influence of bound water, Izvestiya Akad. Nauk SSSR, Otdel. Tekhn. Nauk, No. bf 11 pp. 1625-1649 (in Russian)

- [25] FOURIE, A., 2006, Harnessing the Power: Opportunities for Electrokinetic Dewatering of Mine Tailings, *Geotechnical News*, 27-32.
- [26] FREDLUND, D.G., 2000, The Implementation of Unsaturated Soil Mechanics into Geotechnical Engineering Practice, *Canadian Journal of Geotechnics*. Traducción al castellano de F. Hoyos Patino, 2000, Implementación de la Mecánica del Suelo Parcialmente Saturado, Hombre Nuevo Editores.
- [27] FREDLUND, D.G. & RAHARDJO, H., 1993, *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, John Wiley & Sons, 517 p, N. York.
- [28] GARCÍA SINOVAS, D, ANDRADE, M.A., REGALADO R. C. M. & ÁLVAREZ B., J. 2002. Variabilidad espacial de la conductividad hidráulica medida con el permeámetro de Philip-Dunne. En: J. Dafonte Dafonte, A. Paz González, E. Vidal Vázquez (eds.). p. 53-57. Resúmenes de las I Jornadas sobre Agricultura de Precisión. A Coruña, España.
- [29] HAZEN, A. 1892. Some Physical Properties of Sands and Gravels, with Special Reference to their Use in Filtration. 24th Annual Report, Massachusetts State Board of Health, Pub.Doc. No.34, 539-556
- [30] HOLTZ, R.D.& KOVACS, W.D., 1981. *An Introduction to Geotechnical Engineering*, Newmark & Hall, New Jersey.
- [31] HOYOS PATIÑO, F., 2001, *Geotecnia Diccionario Básico*. Hombre editores. Primera edición digital, Medellín.
- [32] HOYOS PATIÑO, F., 2003, *Repensar a Darcy*, Primer Congreso Colombiano de Hidrogeología, Memorias, edición digital, Medellín.
- [33] HOYOS PATIÑO, F. 2005, *Darcy sesquicentenario*, II Simposio de Erosao dos Solos Tropicais, Zona Centro Oeste, Memorias, Goiania.

- [34] HOYOS PATIÑO, F., 2006, Permeabilidad y Flujo subterráneo, [Notas de clase], Disponible: <http://www.fabianhoyos.com/pdfs/cursos/Permeabilidad.pdf>. [Citado el 25 de junio de 2008].
- [35] HOYOS PATIÑO, F., VALENCIA GONZÁLEZ Y., 2010, Ley de Darcy acotada, XIII Congreso Colombiano de Geotecnia, Manizales.2010, Memorias, edición digital, Manizales.
- [36] INGEBRITSEN steven E., SANFORD ward E. & NEUZIL chris, 2006. Groundwater in Geologic Processes, Cambridge University Press, Cambridge, Second Edition.
- [37] IRMAY, S. 1954. On the hydraulic conductivity of saturated soils. Trans. Amer. Geophys. Union 35: 463-468.
- [38] KING, F.H. 1899. Principles and conditions of the movements of ground water. U.S. Geological Survey 19th Annual Report, Part 2.
- [39] KOZENY, J. 1927. Uber Kapillare Leitung Des Wassers in Boden. Sitzungsber Akad. Wiss.Wien Math.Naturwiss.Kl., Abt.2a, 136,271-306 (In German).
- [40] LAMBE, T.W. & WHITMAN R.V.,1969. Soil Mechanics, Jhon Wiley & Sons, 553 p, N.Y.
- [41] LIBARDI, P. 1992. Dinâmica da água no solo. Piracicaba, SP. Em edição. 580p
- [42] Louis, c., 1969. "A Study of Groundwater Flow in Jointed Rock and Its Influence on the Stability of Rock Masses," Rock Mechanics Research Report No. 10, 1969, Imperial College, London, England. Available from: Technical Information Center, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, P. O. Box 631, Vicksburg, MS 39180-0631.
- [43] MANILLA, A. A., VALADEZ, J. P., GARNICA P. L. & MARTÍNEZ, G. E., 2002, La Permeabilidad de los Suelos en los Problemas de Transporte de Contaminantes. Aplicación en la Infraestructura del Transporte. Secretaría de Comunicaciones y

Transportes Instituto Mexicano del Transporte Publicación Técnica No. 195 Sanfandila, Querétaro.

[44] MÁRQUEZ. G., 1983. Propiedades Ingenieriles de los Suelos. Medellín: Facultad de Minas Universidad Nacional de Colombia.

[45] MASON, B., 1952, Principles of geochemistry, John Wiley & Sons, N. York.

[46] MITCHELL, J.K. , 1976. Fundamentals of soil behavior, John Wiley & Sons, N. York.

[47] MORENO N.(2002).Valorización de cenizas volantes para la síntesis de zeolitas mediante extracción de sílice y conversión directa. Aplicaciones ambientales. Tesis doctoral de la Universidad Politécnica de Cataluña.

[48] NEUZIL, C.E., 1986, Groundwater flow in low-permeability environments: Water Reso. Res., v. 22, p. 1163-1195.

[49] O'NEAL, A. 1949. Soil characteristic significant in evaluating permeability. Soil Science, 67, 5, 403-409.

[50] OLSEN, S. R.; Cole, C. V.; Watanabe, F. S. y Dean, L. 1954. Estimation of available P in soils by extraction with sodium bicarbonate. Circular n, 939, U.s.d.a.

[51] O'ROURKE, T. D. (2010). Geotechnique 60, No. 7, 505–543 [doi: 10.1680 / geot.2010.60.7.505]

[52] PENSON'S Enrique. [Notas de curso]. Manual de Cátedras de Mecánica de Suelos I, Unidad 5, Permeabilidad. Disponible: <http://www.geocities.com/TheTropics> [citado 27 de septiembre de 2007].

[53] QUEZADA, C, (2006). [Documento]. Darcy y su contribución a la hidráulica. Universidad de Concepción, Facultad de Agronomía, Departamento de suelos y recursos naturales, Chillan, Chile. pp 1-6, www.chillan.udec.cl.

[54] RAMÍREZ, R., CARMONA, A. M., & PÉREZ, G., 2006. Cambios en la conductividad hidráulica y su relación con otras variables físicas de un andisol bajo diferentes sistemas de manejo, en el municipio de Marinilla (Antioquia). Disponible: <http://www.unalme.edu.co/~esgeocien/documentos/rramirez/>. [Citado el 10 de marzo de 2008]

[55] REICHARDT, K. 1985. Processos de transferência no sistema solo-planta-atmosfera. 4ed. Piracicaba. Fundação Cargill. 445p.

[56] ROBLEDO, W. & ÁNGEL, R. ,1989. Ley de filtro de Darcy: estudio de coeficientes de permeabilidad isótropa bajo gradientes hidráulicos pequeños. Medellín. trabajo dirigido de grado. Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín. Facultad de Minas.

[57] ROMAÑA GARCÍA, J.J., VALENCIA GONZÁLEZ, Y. & HOYOS PATIÑO, F., 2008, Resistividad hidráulica: una revisión crítica, Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana, Memorias, edición digital, Bogotá.

[58] ROMERO ENTRALGO, M.C., 1998, Ensayos in situ para la determinación de propiedades esfuerzo deformación en Arcillas de Santa Fe de Bogotá, Tesis de grado, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, 2v.

[59] SALGADO, E. 2001. Relación suelo agua planta. Ediciones universitarias de Valparaíso. Chile. Tomado de http://www.euv.cl/archivos_pdf/libros_nuevos/suelo_agua.pdf.

[60] SAUNDERS, L; LIBARDI, P & REICHARDT, K. 1978. Condutividade hidráulica da Terra Roxa Estruturada em condições de campo. R. Bras. Ci. Solo, Campinas, 2: 164-7.

[61] SEGUIN, D., Montillet, A. and Comiti, J. (1998) Experimental characterization of flow regimes in various porous media - III: limit of Darcy's or creeping flow regime for Newtonian and purely viscous non-Newtonian fluids. Chemical Engineering Science 55 (2000) 3057 - 3061

- [62] SLICHTER, C.S., 1898. Theoretical investigation of the motion of ground waters. 19th Annual Report, U.S. Geology Survey.
- [63] SPAGNOLI G., Stanjetk H., Feinendegen M. and Azzam. 2009, Underground space seminar, Rock engineering seminar on 4th.
- [64] SPANGLER M.G. & HANDY R.L., 1980, Soil Engineering, 819 p., Harper & Row, N. York.
- [65] SWARTZENDRUBER, D. (1962), Non-Darcy Flow Behavior in Liquid-Saturated Porous Media, J. Geophys. Res., 67(13), 5205–5213, doi:10.1029/JZ067i013p05205.
- [66] TAYLOR, D.W. 1948. Fundamentals of soil mechanics. John Wiley& Sons, Inc., New York.
- [67] TERZAGHI, K., 1925. Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Franz Deuticke, Leipzig.
- [68] STEPKOWSKA, E.T., 1990. Aspects of the clay - electrolyte - water system with special reference to the geotechnical properties of clays. Engineering Geology, vol 28: pp 249 - 267.
- [69] TERZAGHI, K. & PECK, R.B., 1946, Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, New York.
- [70] TOBÓN, A. M. & SANÍN D, 2004, ¿Es el Gradiente Hidráulico una función de la permeabilidad del medio? [Tesis de Pregrado]. Universidad Nacional de Colombia sede Medellín, Facultad de Minas.
- [71] UNIVERSITÉ DE TECHNOLOGIC COMPIÉGNE. 2006. Henry Philibert Gaspard Darcy (1803 - 1858), Disponible: www.utc.fr/~tthomass/Themes/Unites/Hommes/dar/Henry%20Darcy.pdf.

[72] VAZQUEZ, J. L. 1996. The free boundary problem for the heat equation with fixed gradient condition, en "Free boundary problems, theory and applications". Pitman Research Notes in Mathematics Series 363 (Actas de Zakopane Congress '95), M, Niezgodka and P. Strzelecki eds., Longman.

[73] VÁZQUEZ, J. L, 1999., Las Ecuaciones de la Filtración de fluidos en medios porosos. Departamento de matemáticas. Universidad Autónoma de Madrid España. pp 0 – 40, [http: www.uam.es/personal_pdi/ciencias/jvazquez/ flmpfig.ps](http://www.uam.es/personal_pdi/ciencias/jvazquez/flmpfig.ps) [citado 14 de marzo de 2008].

[74] VÉLEZ OTÁLVARO, M. V., 2004. Hidráulica de Aguas Subterráneas, Universidad Nacional de Colombia sede Medellín, Facultad de Minas, Escuela de Geociencias y Medio Ambiente, Tercera edición.