

CAPITULO I

DISEÑO TEORICO METODOLOGICO

CAPITULO I

DISEÑO TEORICO METODOLOGICO

1.1. Situación Problemática.

El desplazamiento de fluidos dentro de los poros del suelo controla aspectos importantes relacionados con la mecánica de suelo. En particular, la permeabilidad, es un parámetro de fundamental importancia en los análisis de vulnerabilidad relacionados con los riesgos de inundación y los derrumbes. Este parámetro afecta considerablemente la relación infiltración-escurrimiento en el caso de grandes precipitaciones e influye en la interacción suelo-líquido pudiendo producir colapso o ablandamiento del terreno que con frecuencia se manifiesta en daños en la infraestructura apoyada o enterrada en el mismo.

1.2. Problema.

De acuerdo a la panorámica anterior resulta de interés estudiar los aspectos que controlan el desplazamiento de fluidos dentro de medios granulares de diverso tamaño y forma de partícula, por lo que se formula y delimita el problema de investigación de la siguiente manera:

¿Cuál será la incidencia de las diferentes alturas de carga en la relación velocidad-gradiente hidráulico para suelos aluviales y de qué manera afectará a los límites de flujo transitorio de las arenas?

1.3. Objetivos.

El trabajo de investigación que se presenta persigue los siguientes objetivos:

1.3.1. Objetivo General.

- ✓ Realizar un análisis de la velocidad-gradiente hidráulico para suelos aluviales del río Guadalquivir y río Santa Ana, mediante la determinación en laboratorio de propiedades y características del suelo con el fin de establecer los límites de flujo transitorio de las arenas y así observar el efecto de la interacción fluido partícula.

1.3.2. Objetivos Específicos.

- ✓ Realizar ensayos de granulometría, límites de Atterberg de los suelos, para clasificarlo en el sistema SUCS.
- ✓ Determinar el coeficiente de permeabilidad mediante el ensayo del permeámetro de carga constante.
- ✓ Utilizando formulas empíricas, obtener el coeficiente de permeabilidad.
- ✓ Obtener la curva velocidad (Q/At) versus gradiente hidráulico (h/L).
- ✓ Verificar la validez de la Ley de Darcy por medio del número de Reynolds.
- ✓ Observar posibles diferencias en los resultados de ensayos de permeabilidad ejecutados en los dos ríos Guadalquivir y Santa Ana.
- ✓ Plantear una alternativa de solución para el predimensionamiento de carpetas drenantes en la construcción de carreteras, mediante los límites de flujo transitorio en arenas.

1.4. Hipótesis.

Si la investigación de la relación velocidad-gradiente hidráulico en los suelos arenosos se la realiza en base a la relación de vacíos, cambiando su granulometría, y cuenta con diferentes alturas de carga, mediante el ensayo de permeabilidad entonces se puede buscar el régimen de flujo en función de la velocidad, esto permitirá establecer límites de flujo transitorio que relacione las propiedades de las arenas del

rio Guadalquivir y rio Santa Ana la cual se aplicara para el predimensionamiento de carpetas drenantes en la construcción de carreteras.

1.5. Alcance de la Investigación.

Este Proyecto de Grado se enfoca a la recopilación y análisis de la información en arenas del coeficiente de permeabilidad, velocidad y gradiente hidráulico en laboratorio mediante el permeámetro de carga constante del rio Guadalquivir y rio Santa Ana acerca del flujo transitorio. Se describen el Fundamento Teórico Específico, el cual hará que el estado de conocimiento sea el adecuado para dar inicio a la investigación, se proponen los parámetros más generales que involucran el objeto de estudio.

Los datos son analizados, según la teoría y se depuran los incorrectos. Luego de obtenido los modelos ajustados se define el aporte académico con una metodología para su aplicación en el diseño de carpetas drenantes de una carretera, con una contribución teórica y práctica de la investigación.

1.6. Definición de Variables.

La hipótesis del presente trabajo de investigación involucra las siguientes variables:

1.6.1. Variables Independientes.

- Suelos granulares.
- Altura de carga.
- Relación de vacíos cambiando la granulometría.

1.6.2. Variables Dependientes.

- Velocidad de infiltración.
- Gradiente hidráulico.
- Límites de flujo transitorio de las arenas.

CAPITULO II

ESTADO DE CONOCIMIENTO

CAPITULO II

ESTADO DE CONOCIMIENTO

2.1. Estructuración de los suelos.

La estructura de un suelo es importante ya que de acuerdo a esta se comporta, especialmente en lo referente a resistencia, compresibilidad y permeabilidad.

La estructura de los suelos gruesos es diferente a la estructura de los suelos finos, en los primeros la aglomeración de partículas produce únicamente por acción gravitacional; en los suelos finos producto del ataque químico de las aguas a las rocas o a otros tipos de suelos, la forma tiende a ser aplastada, por lo que los minerales de arcilla adoptan en general la forma laminar.

2.2. Identificación de los suelos.

Identificar los suelos es de gran importancia y consiste en encasillarlos en grupos y/o subgrupos de suelos que presentan un comportamiento semejante con propiedades ingenieriles similares, en un sistema de clasificación de suelos.

Diversas organizaciones que estudian aspectos relacionados con el suelo han elaborado sistemas de clasificación para identificar el tamaño de las partículas de un suelo para sus propósitos específicos. En la Tabla 2.1 se muestra algunos de los sistemas más conocidos empleados por estas organizaciones para identificar las partículas del suelo.

Tabla 2. 1. Límites de tamaño de suelos separados (Braja M. Das).

NOMBRE DE LA ORGANIZACIÓN	TAMAÑO DE PARTÍCULAS en mm			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
Massachusetts Institute of Tecnology (MIT)	>2	2 a 0.06	0.06 a 0.002	< 0.002
U.S. Department of Agriculture (USDA)	>2	2 a 0.05	0.05 a 0.002	< 0.003
American Association of State Highway and Transportation (AASHTO)	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	< 0.004
Unified Soil Clasification System (US)	75 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (limos y arcillas) < 0.075	

El ingeniero debe ser precavido al utilizar esta valiosa ayuda, ya que soluciones a problemas de suelos (flujos, asentamientos o estabilidad), soportados sólo en la clasificación, puede llevar a resultados desastrosos, por eso se deben considerar como una guía para predecir un comportamiento y no excluye la realización de determinados ensayos de laboratorio.

El Sistema de Clasificación Unificado (SUCS) ha sido adoptado como el estándar por la ASTM (American Society for Testing and Materials) y el reglamento que esta sociedad ha desarrollado para el análisis y estudio del suelo, es aceptado a nivel internacional, por lo que en este trabajo se analizara el *Sistema de Clasificación Unificado SUCS* ya que es el sistema de clasificación más utilizados por la mayor parte de los ingenieros de todo el mundo.

Para poder clasificar adecuadamente los suelos, se debe conocer su distribución granulométrica. Para la fracción gruesa (material con un tamaño mayor a 0.074mm) se utiliza el análisis granulométrico por tamices y para la parte fina por medio del análisis con hidrómetro.

2.2.1. Análisis por cribado.

El análisis granulométrico por tamizado se efectúa tomando una cantidad medida de suelo seco, bien pulverizado y pasándolo a través de una serie de tamices (Tabla 2.2.), de abertura cada vez más pequeña y con un recipiente en el fondo (Fig. 2.1.).

Se mide la cantidad de suelo retenido en cada tamiz y se determina el porcentaje acumulado de suelo que pasa a través de cada uno de ellos.

El análisis granulométrico por tamizado se realiza de acuerdo a las normas (ASTM D-421-85, 2007).

Tabla 2. 2, Serie ASTM de tamices (ASTM D422).

TAMICES SERIE ASTM			
Nro.	Abertura	Nro.	Abertura
3"	76,20	4	4,75
2 1/2"	63,50	8	2,36
2"	50,80	10	2,00
1 1/2"	38,10	20	0,85
1"	25,40	40	0,43
3/4"	19,05	80	0,180
5/8"	15,88	100	0,150
1/2"	12,70	140	0,106
3/8"	9,53	200	0,075
1/4"	6,35	635	0,02

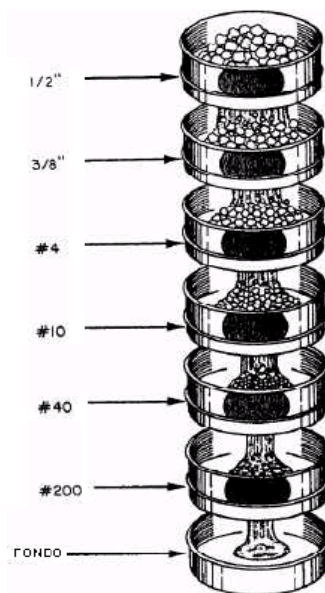


Figura 2. 1. Determinación de Granulometría.

2.2.3. Curva de distribución granulométrica.

Los resultados de una granulometría, se tienen que reflejar en un gráfico (fig2.2.) donde las abscisas corresponden a los diámetros de las partículas (en escala logarítmica) y las ordenadas al porcentaje que pasa (escala aritmética).

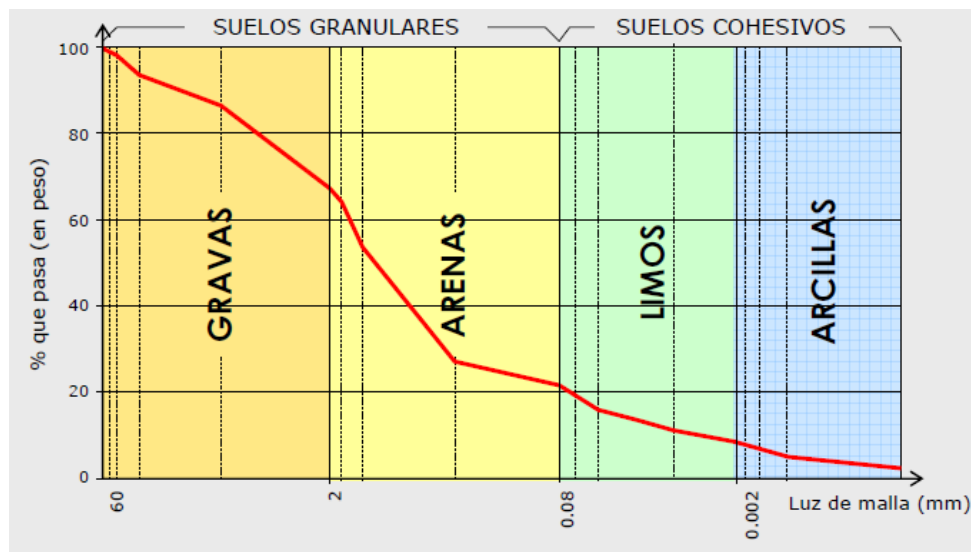


Figura 2. 2. Curva de distribución del tamaño de partículas.

La curva de distribución granulométrica muestra no solo el rango de los tamaños de partículas presentes en el suelo, sino también la distribución de varios tamaños de partículas.

En la figura siguiente (Fig. 2.3.) se muestran las curvas de distribución del tamaño de partículas de cinco suelos (Coduto, 1999):

- La curva a: representa un *suelo de grano grueso* (grava y arena).
- La curva b: representa un *suelo bien graduado* con una amplia variedad de tamaños de partícula.
- La curva c: representa un suelo de grano grueso con una reducida variedad de tamaños de partícula (la mayoría de los granos son del mismo tamaño), y se llama *suelo mal graduado*.
- La curva d: representa un *suelo de granulometría discontinua*, es decir un suelo puede tener una combinación de dos o más fracciones uniformemente graduadas.
- La curva e: representa un suelo compuesto de partículas finas (limo y arcilla).

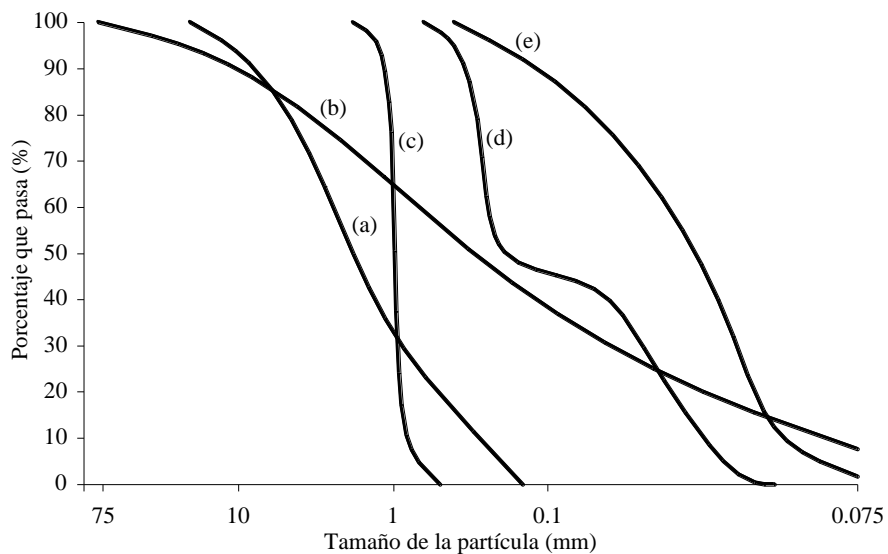


Figura 2. 3. Tipos diferentes de curvas granulométricas (Coduto, 1999).

Además tres parámetros básicos del suelo se determinan con esas curvas que se usan para clasificar los suelos granulares. Los tres parámetros del suelo son:

- ✓ Diámetro efectivo (D_{10}).
- ✓ Coeficiente de uniformidad (C_u).
- ✓ Coeficiente de curvatura (C_c).

2.2.3.1. Coeficiente de uniformidad (C_u).

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad (C_u). A medida que D_{60} se aleja más de D_{10} , aumenta el coeficiente de uniformidad, lo que significa que mejora la graduación del material. Si por el contrario, son muy parecidas, tenemos un material mal graduado cuya gráfica tiende a una línea vertical.

El coeficiente de uniformidad viene dado por la relación entre el diámetro correspondiente al 60% y al 10% más fino, respectivamente tomado de la curva granulométrica.

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad [2.1]$$

Dónde:

D_{60} : Diámetro o tamaño por debajo del cual queda el 60% del suelo, en peso.

D_{10} : Diámetro o tamaño por debajo del cual queda el 10% del suelo, en peso.

Un suelo bien graduado tiene un coeficiente de uniformidad > 4 para gravas y > 6 en arenas.

2.2.3.2. Coeficiente de curvatura (Cc).

El coeficiente de curvatura es utilizado para definir si la curva granulométrica es cóncava o convexa. La curva granulométrica es cóncava cuando la mayoría de los granos son del mismo tamaño (mal graduado) y convexo cuando los tamaños de las partículas están distribuidos sobre un amplio rango (bien graduado).

Su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con $C_c < 3$ se consideran muy uniformes.

$$C_C = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad [2.2]$$

Dónde:

D_{10} , D_{30} y D_{60} son los diámetros correspondientes al 10%, 30% y 60% de material más fino, respectivamente, tomado de la curva granulométrica.

Un suelo bien graduado tiene un coeficiente de curvatura de $1 < C_c < 3$ para gravas y arenas.

2.3. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos o *USCS (Unified Soil Classification System)*, SUCS (ASTM D-2487-06) es el de uso más extendido en la práctica geotécnica.

Fue inicialmente propuesto por Arthur Casagrande en 1932, tentativamente adoptado por el Departamento de ingeniería de los EEUU en 1942 y definitivamente presentado en 1948 (Casagrande 1932, 1948), basado en el análisis granulométrico y en los límites de Atterberg.

Esta clasificación divide a los suelos en:

- Suelos de grano grueso.
- Suelos de grano fino.
- Suelos orgánicos.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Tabla 2.3.) utiliza como identificación los siguientes símbolos:

Tabla 2. 3. Símbolos utilizados para la asignación del tipo de suelo según SUCS.

TIPO DE SUELO	PREFIJO	SUBGRUPO	SUFIJO
Grava	G	Bien graduada	W
Arena	S	Pobremente graduada	P
Limo	M	Alta Plasticidad	H
Arcilla	C	Baja Plasticidad	L
Orgánico	O		
Turba	Pt		

En función de estos símbolos, pueden establecerse diferentes combinaciones (Tabla 2.4.) que definen uno y otro tipo de suelo:

Tabla 2. 4. Combinación de Símbolos utilizados según SUCS.

DIVISIONES PRINCIPALES		SIMBOLO
SUELOS DE GRANO GRUESO	Gravas	GW
		GP
		GM
	Arenas	GC
		SW
		SP
SUELOS DE GRANO FINO	Limos	SM
		SC
	Arcillas	ML
		MH
	Suelos Orgánicos	CL
		CH
TURBA		OL
		OH
		Pt

La Figura 2.4 describe los criterios utilizados que se deben asumir al momento de realizar la nomenclatura necesaria para clasificar un suelo, y así asignarlo a un grupo donde comparte características específicas.

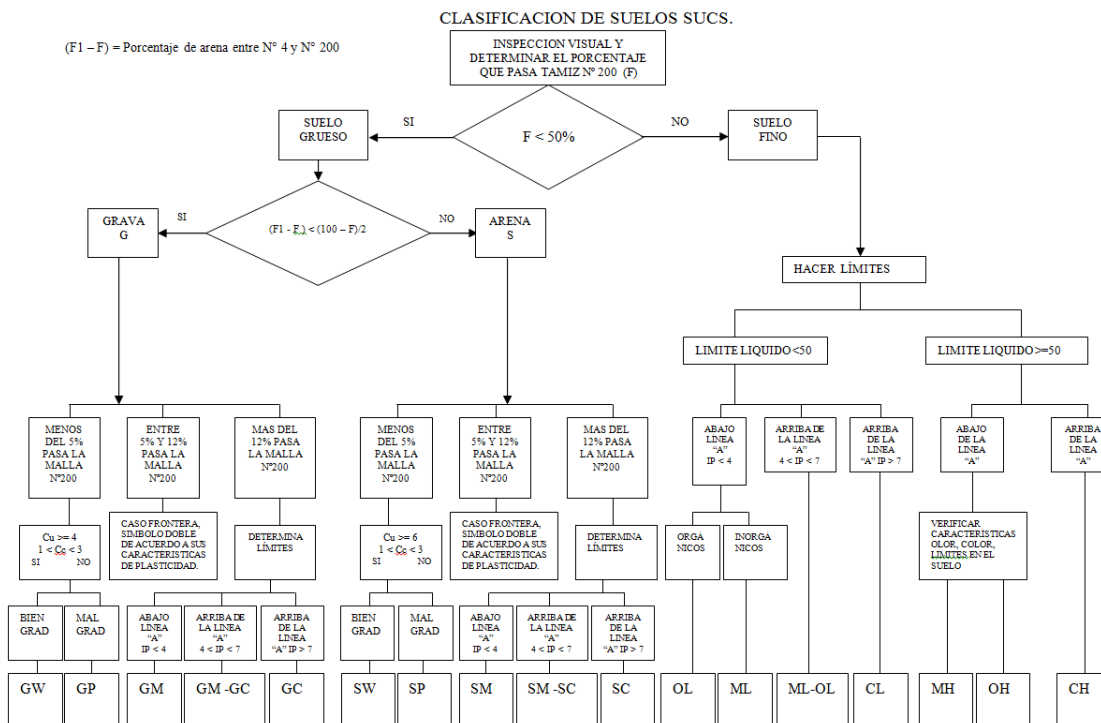


Figura 2. 4. Clasificación de Suelos por SUCS (Guía Lab. Suelos U.A.J.M.S.).

2.4. Estructura física del suelo.

En general, la estructura del suelo está constituida por una mezcla de partículas sólidas, agua y aire; o sea que en una pequeña muestra de suelo habrá un volumen ocupado por las partículas sólidas, otro por el agua y otro por el aire; estos volúmenes en el lenguaje técnico se les denomina fases.

La disposición del suelo se encuentra formada por una *fase sólida* conformada por las partículas minerales del suelo, la *fase líquida* comprendida por el agua y una *fase gaseosa* constituida sobre todo por el aire, si bien pueden estar presentes otros gases.

La Figura 2.5, muestra un elemento típico de suelo con sus tres fases diferenciadas.

La Figura 2.5(a), muestra cómo podría encontrarse el suelo en estado natural.

La Figura 2.5 (b), muestra las tres fases separadas con el fin de facilitar la deducción de las relaciones entre ellas.

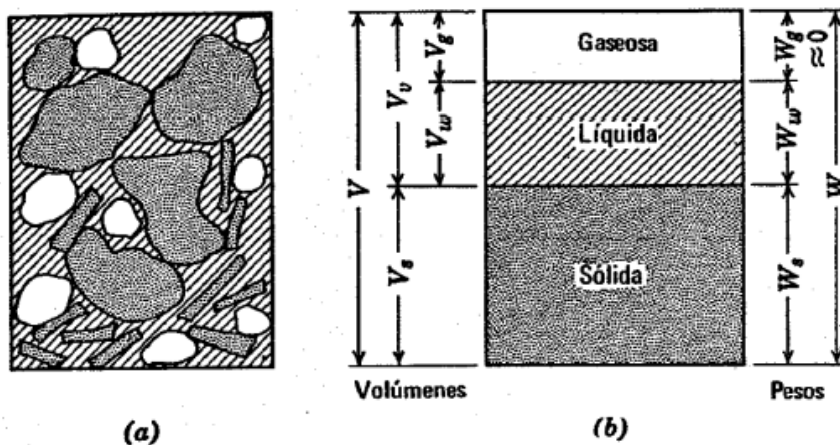


Figura 2. 5 (a) Esquema de una muestra de suelo, (b) Relaciones Peso-Volumen

(Lambe & Whitman, 1969)

$$V = V_a + V_w + V_s \quad V_v = V_a + V_w$$

$$W_t = W_s + W_w$$

V_t = Volumen total.

W_t = Peso total

V_s = Volumen de los sólidos.

W_s = Peso de sólidos.

V_w = Volumen del agua.

W_w = Peso del agua.

V_a = Volumen del aire.

W_a = Peso del aire.

V_v = Volumen de vacíos.

El peso total de la muestra de suelo estará entonces compuesto por el peso de las partículas sólidas y el peso del agua, ya que el aire se considera nulo.

2.4.1. Relaciones Volumétricas y Gravimétricas del suelo.

En Mecánica de Suelos, además de poder identificar las tres (3) fases que constituyen un suelo (Fase gaseosa, Fase líquida, Fase sólida), es necesario conocer las siguientes relaciones para entender así las propiedades mecánicas del mismo.

Cuando buscamos poder relacionar las diferentes fases del suelo, y lo hacemos de volumen a volumen las denominamos *relaciones volumétricas*; mientras si las relacionamos de peso a peso ó de peso a volumen las denominamos *relaciones gravimétricas*; y su clasificación es la siguiente:

a.) Relaciones Volumétricas:

- Porosidad (n)
- Relación de vacíos o Índice de Poros (e)
- Grado de Saturación (S_r)

b.) Relaciones Gravimétricas:

- Contenido de agua o Humedad (W)
- Densidad o Peso Unitario del suelo (γ)
- Gravedad Específica o Peso Específico Relativo (G_s)
- Densidad Relativa o Compacidad Relativa de arenas (D_r , C_r)

2.4.1.1. Relaciones Volumétricas.

2.4.1.1.1. Relación de vacíos (e).

Se define como la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de los sólidos:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad [2.3]$$

Al igual que la porosidad nos da una idea de la cantidad de poros o vacíos que tiene el suelo, con la ventaja que en este caso se está comparando con el volumen de sólidos, el cual permanece constante aunque se le cambie la densidad al suelo.

La relación de vacíos se expresa en forma decimal y puede alcanzar valores entre los que se encuentran entre 0.14 y 15.

2.4.1.1.2. Porosidad (n).

Se define como la relación entre el volumen de huecos y el volumen total de la muestra, se expresa como:

$$n = \frac{V_v}{V} \quad [2.4]$$

El volumen de vacíos puede estar ocupado parcial o totalmente por agua. Indica la cantidad de vacíos o poros por unidad de volumen de suelo. La porosidad se suele multiplicar generalmente por 100 dándose así los valores en porcentaje.

Los valores de porosidad varían entre 0 y 1, donde se consideran los valores más representativos los comprendidos dentro del rango del 0.20 hasta el 0.95.

La porosidad también puede expresarse en función de la relación de vacíos y viceversa

$$n = \frac{e}{1+e} \quad [2.5]$$

$$e = \frac{n}{1-n} \quad [2.6]$$

2.4.1.1.3. Grado de Saturación (S).

Se define como la relación en porcentaje entre el volumen de agua y el volumen de vacíos:

$$S = \frac{V_w}{V_v} \quad [2.7]$$

Indica el porcentaje de volumen de vacíos que está relleno de agua. Así, un valor de $S = 0$ indica un suelo seco (secado al horno), cuando se obtiene $S = 100\%$ corresponde a un suelo saturado ya que el agua llena por completo el volumen de vacíos dentro de la muestra; y un valor comprendido entre 0 y 100% indica un suelo semisaturado o parcialmente saturado.

El suelo seco secado al aire siempre tendrá valores de S diferentes de cero.

2.4.1.2. Relaciones Gravimétricas.

Contenido de agua o Humedad (w).

Se define como la relación en porcentaje entre el peso del agua que contiene el suelo y el peso de los sólidos:

$$w = \frac{M_w}{M_s} * 100 \quad [2.9]$$

La humedad de una muestra de suelo se obtiene directamente por el siguiente método: se pesa el suelo natural; se seca en una estufa; se pesa el suelo seco y por último se calcula la humedad como la diferencia entre el peso inicial y el seco, dividida por el peso seco.

Densidad o Peso Unitario del suelo Húmedo (γ).

Se define como la relación del peso total de la masa de suelo a su volumen total:

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad [2.10]$$

En mecánica de suelos, el término densidad es sinónimo de peso por unidad de volumen, es decir densidad es lo mismo que peso unitario. En el caso particular de un suelo saturado al peso unitario se le denomina peso unitario saturado y se le da la siguiente nomenclatura γ_{sat} .

Densidad o Peso Unitario del suelo Seco (γ_d).

Se define como la relación del peso de sólidos al volumen total de la masa de suelos:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad [2.11]$$

El valor máximo que puede adquirir la densidad seca de un suelo está regido por la densidad de sus sólidos y por la limitación en la reducción de sus vacíos.

Peso Unitario de Sólidos o Densidad de sólidos (γ_s).

Se define como la relación del peso de los sólidos al volumen de los mismos:

$$\gamma_s = W_s / V_s \quad [2.12]$$

La densidad de los sólidos para los suelos comunes está comprendida más o menos entre 2.5 y 3.0 gr/cm³ siendo el valor más corriente el de 2.65 gr/cm³.

Gravedad Específica o Peso Específico Relativo (Gs).

Se define como la relación de la densidad de sólidos γ_s , a la densidad del agua:

$$G_s = W_s / (V_s * \gamma_w) \quad [2.13]$$

Se entiende que el γ_w se utiliza con agua destilada y a 40°C, como las variaciones de la densidad del agua con la temperatura son pequeñas, para efectos prácticos el γ_w se toma igual a 1.0 gr/cm³ ó 62.4 Lbs/pie³.

Los suelos deben su valor de gravedad específica al de sus minerales constituyentes, los cuales generalmente tienen valores comprendidos entre 2.5 y 3.0. Como G_s es un valor absoluto, no depende del sistema de unidades utilizado, de ahí la conveniencia de su uso.

La forma de obtener la gravedad específica de un suelo es mediante un ensayo de laboratorio; donde se induce a calcular la relación de vacíos de un suelo, en el cual los suelos orgánicos por ejemplo, están constituidos por partículas cuya gravedad específica es menor de 2.20 y los suelos muy pesados por su alto contenido de hierro, pueden tener gravedades específicas de 3.0.

Densidad o Peso Unitario Sumergido (γ').

Se conoce como a la diferencia del peso unitario húmedo del suelo y el peso unitario del agua, que será:

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w \quad [2.14]$$

El peso unitario del suelo sumergido γ' se produce cuando el suelo está por debajo del nivel freático, por lo cual experimenta un empuje, hacia arriba, igual al peso del agua desalojado

$$\gamma' = ((W_s + W_w) - V\gamma_w) / V_t = (W_s + W_w) / V_t - V\gamma_w / V_t$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad [2.15]$$

CAPITULO III

ESTADO DE CONOCIMIENTO ESPECIFICO

CAPITULO III

ESTADO DE CONOCIMIENTO ESPECIFICO

3.1 Introducción.

Después de haber analizado las propiedades más importantes y necesarias para una identificación y clasificación de los suelos, se sigue con el estudio de las propiedades mecánicas relacionadas con una de sus fases, la fase líquida, que generalmente se refiere al agua.

El hecho del movimiento del agua en el suelo lleva al concepto de *permeabilidad*. Se entiende por *permeabilidad* la capacidad de un material para ser atravesado por un líquido.

Permeabilidad de un suelo es la propiedad que tiene ese suelo de dejar pasar el agua a través de él. Esto implica una posibilidad de recorrido, y exige la existencia de vacíos o huecos continuos.

Para entenderlo de mejor manera se indican algunos términos relacionados con el medio permeable.

- *Suelo Homogéneo*: Es aquel en el cual el estrato presenta las mismas características físicas especialmente en textura.
- *Suelo Heterogéneo*: Es aquel en el cual el estrato varia en sus características físicas, presentándose estratificado.
- *Suelo Isotrópico*: Es aquel en el cual la conductividad hidráulica es la misma para cualquier dirección de flujo, en este caso la conductividad hidráulica horizontal es igual a la vertical, es decir $K_H = K_V$.
- *Suelo Anisotrópico*: Es aquel en el cual la conductividad hidráulica cambia según la dirección del flujo, en este caso la conductividad hidráulica horizontal es diferente a la vertical, es decir $K_H \neq K_V$.

- *Suelo isotrópico homogéneo*: Es aquel en el cual la conductividad hidráulica de los suelos, tiene el mismo valor en cualquier punto del acuífero y es independiente de la dirección de flujo.

3.2 Movimiento del agua a través del suelo.

Desde el punto de vista práctico se puede decir que existen dos tipos de flujo de agua: el laminar, donde las partículas de agua se mueven con trayectorias paralelas entre sí, y el turbulento, donde la trayectoria de las partículas se mueven en forma irregular y se cruzan.

Según observaciones experimentales, cuando la velocidad de un fluido cualquiera es relativamente baja, el flujo es laminar; a medida que aumenta llega un momento en que se vuelve turbulento.

En el suelo, el agua fluye a través de los poros interconectados que resultan de la disposición de las partículas individuales y la agregación de las mismas. Pero para que se produzca el movimiento se requiere energía (diferencia de potencial) y capacidad del medio poroso para transmitir agua.

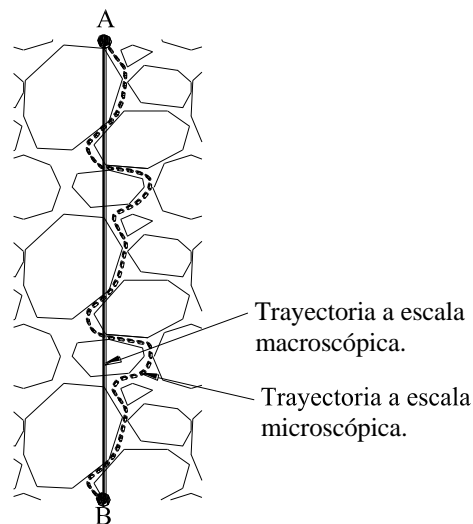


Figura 3. 1 Trayectoria del flujo de agua en un suelo (Lambe & Whitman, 1976).

3.3 Concepto de carga.

La Figura 3.2, muestra una tubería donde se han instalado un par de tubos que registran diferentes niveles de agua. El agua que asciende no lo hace por capilaridad, sino que estos tubos miden la presión y la velocidad del flujo de agua que circula.

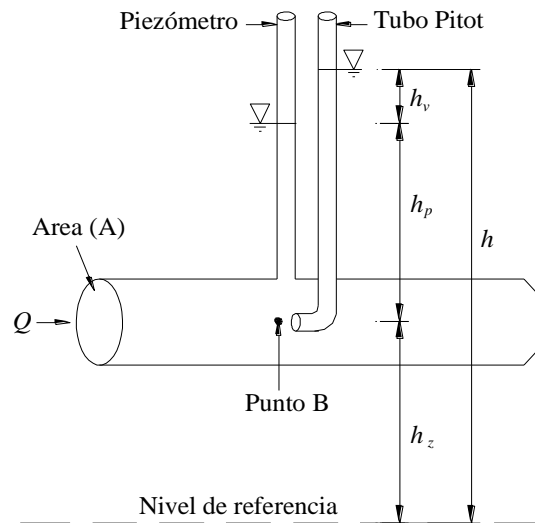


Figura 3. 2Tubería con un piezómetro y tubo Pitot instalados (Coduto, 1999).

Para el punto B, el piezómetro medirá la presión, mientras que el tubo Pitot mide la velocidad del flujo.

Con la línea de referencia ubicada en la parte inferior del sistema y los niveles de agua del par de tubos instalados, pueden determinarse las distintas formas de energía que existen en el punto B, que son:

- **Altura potencial (h_z).**- Es la elevación entre la línea de referencia y el punto B como se muestra en la Figura 3.2. Esta describe la energía potencial del punto.
- **Altura de presión (h_p).**- Es la elevación entre el punto B y el nivel de agua del piezómetro, esta describe la energía de presión. Esta altura también se conoce como altura piezométrica.

- **Altura de velocidad (h_v).**- Es la diferencia en los niveles de agua que existe entre el piezómetro y el tubo Pitot (Figura 3.2). Esta describe la energía cinética del punto.

La suma de estas tres alturas, se conoce como la altura total de carga (h) que se expresa:

$$h = h_z + h_p + h_v \quad [3.1]$$

La ecuación [3.1], es llamada la ecuación de Bernoulli que está expresada en términos del concepto de carga.

De manera similar a una tubería, la Figura 3.3 muestra un suelo donde pasa a través de él un flujo de agua. Se ha instalado un piezómetro y se observa la elevación de un cierto nivel de agua.

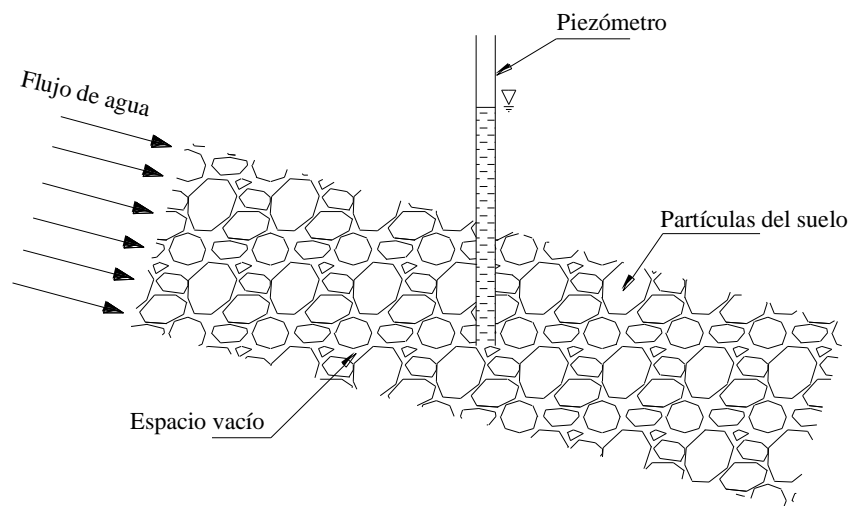


Figura 3. 3 Piezómetro instalado en un suelo (Coduto, 1999).

El flujo de agua circula por los espacios vacíos entre partículas del suelo, el piezómetro mide la presión del flujo de agua en estos espacios vacíos o poros.

Si se instala un tubo Pitot, para medir la altura de velocidad del flujo de agua, este registrará una elevación de agua casi igual al piezómetro, por lo cual la energía cinética será muy pequeña como para tomarla en cuenta en el suelo.

Esto se debe a que el flujo de agua en los espacios vacíos del suelo, no tiene tanta influencia como en toda la sección transversal de una tubería.

La ecuación de **Bernoulli** expresada en términos del concepto de carga para el suelo, será:

$$h = h_z + h_p \quad [3.2]$$

Dónde:

h = Altura total de carga.

h_z = Altura potencial.

h_p = Altura piezométrica.

3.4 Gradiente hidráulico (i).

El gradiente hidráulico (i) se define como la pérdida de energía experimentada por unidad de longitud recorrida por el agua; es decir, representa la pérdida o cambio de potencial hidráulico por unidad de longitud, medida en el sentido del flujo de agua, es medido en dos puntos del sistema como el caso de los puntos A y B de la Figura 3.4.

La altura total de carga disminuirá siempre en el sentido del flujo de agua, por lo cual el valor del gradiente hidráulico siempre será positivo, además será adimensional.

Los puntos ubicados para medir el gradiente hidráulico siempre estarán alineados respecto a la dirección del flujo. La Figura 3.4 muestra la forma correcta de ubicar estos puntos en un sistema.

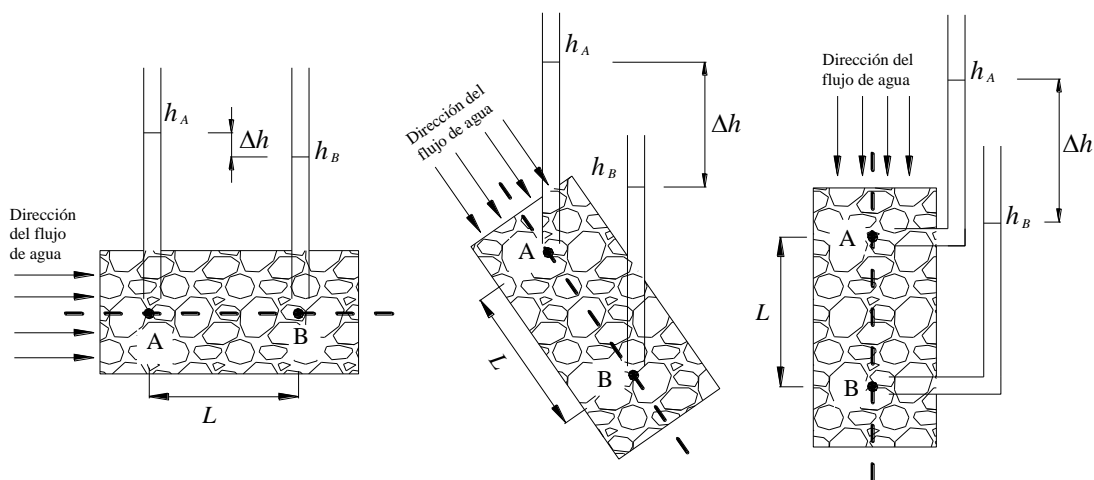


Figura 3. 4 Ubicación correcta de los puntos para determinar el gradiente hidráulico (Coduto, 1999).

El gradiente hidráulico será:

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad [3.3.]$$

Un valor elevado del gradiente hidráulico refleja una fricción excesiva, y esto generalmente significa un flujo con velocidad alta.

3.5 Condiciones del flujo subterráneo.

La Figura 3.5 muestra la variación de la velocidad de descarga respecto al incremento del gradiente hidráulico. Mientras el gradiente hidráulico se incrementa, también lo hace la velocidad de descarga.

Para rangos determinados del gradiente hidráulico, la relación entre velocidad de descarga y el gradiente hidráulico tendrá un comportamiento diferente. Este comportamiento está clasificado en tres diferentes zonas.

- **Zona I.-** Esta zona corresponde al flujo laminar, donde la relación entre la velocidad de descarga y el gradiente hidráulico describe un comportamiento que se ajusta a una línea recta, siendo así en esta zona se tiene un comportamiento lineal.

- **Zona III.-** Corresponde a un flujo turbulento, donde no se establece un comportamiento uniforme de la velocidad para un determinado gradiente hidráulico, por lo que en esta zona se tendrá un comportamiento no lineal del flujo de agua.
- **Zona II.-** Esta zona corresponde a una etapa intermedia, donde el flujo pasa de un comportamiento laminar a turbulento. La relación entre la velocidad de descarga y el gradiente hidráulico se ajustará a una forma parabólica.

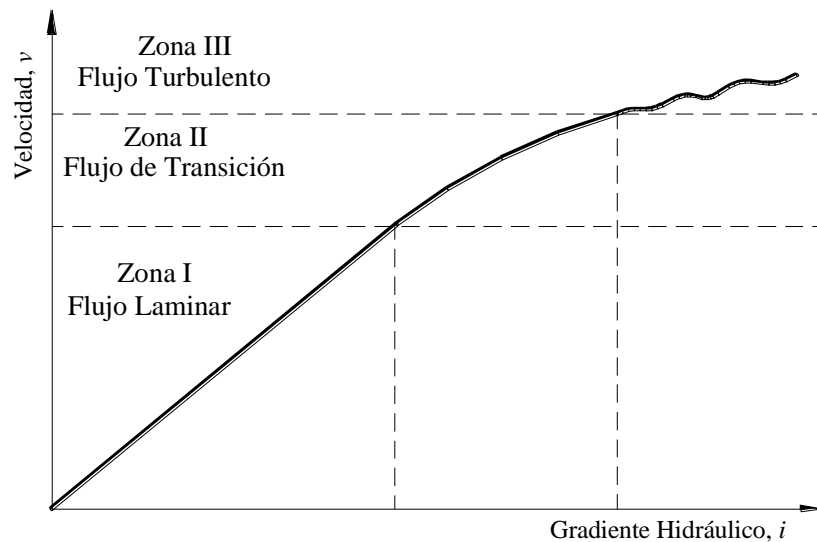


Figura 3. 5 Naturaleza de la variación de la velocidad con el gradiente hidráulico. (Das2001)

3.6 Ley de Darcy.

Henry Philibert Gaspard Darcy (1856) estudio el movimiento del agua a través de la arena de las fuentes de la Ville de Dijon, y definió la relación que gobierna el flujo del agua en los medios porosos, aplicable a la mayoría de las formaciones aluviales y sedimentarias en condiciones de flujo natural, la que actualmente se conoce como “Ley de Darcy”.

Darcy utilizó un dispositivo como el que aparece en la figura 3.6 con el fin de medir las propiedades del flujo de agua gravitacional a través de un lecho filtrante de arena.

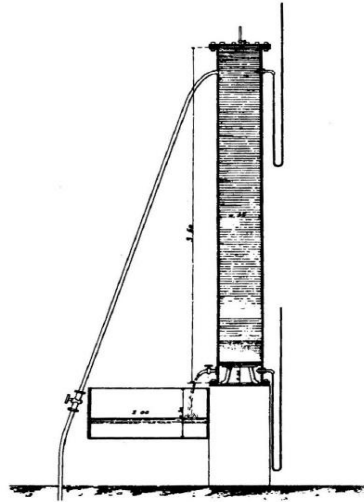


Figura 3. 6 Aparato para determinar la ley de flujo del agua a través de arenas (Darcy,1856)

Darcy estableció que: la velocidad del flujo del agua subterránea es proporcional al gradiente hidráulico que puede ser definida como la relación entre la cabeza hidráulica entre dos puntos cualesquiera y la distancia entre ellos, la Ley de Darcy tiene como expresión:

$$v = K * i \quad [3.4]$$

Donde:

v = velocidad de descarga [cm/seg]

K = coeficiente de permeabilidad [cm/seg]

Estrictamente el gradiente hidráulico es una medida de la resistencia de un medio al paso del agua a través suyo y en su definición debe considerarse una combinación de la carga hidráulica externa y de la permeabilidad. A mayor gradiente, mayor velocidad para igual área.

La ley de Darcy establece una relación lineal entre la velocidad y el gradiente hidráulico del tipo v versus i , y es válida para un régimen de flujo laminar y en un medio isotrópico y homogéneo que ha sido definido en términos del Número de Reynolds.

3.7 Validez de la Ley de Darcy.

La ley de Darcy, es aplicable a un flujo de agua a través de un medio poroso como ser el suelo, donde se tenga un flujo laminar. En los suelos, generalmente la velocidad del flujo es lenta, por lo que en la mayoría de los casos se tendrá flujo laminar. Para una velocidad de flujo muy rápida, la Ley de Darcy no es aplicable.

Para evaluar la velocidad del flujo se utiliza el número de Reynolds, que es un número adimensional que expresa la relación interna entre fuerzas viscosas durante el flujo.

Generalmente este número es usado en la hidráulica, para clasificar el flujo como laminar (baja velocidad) o turbulento (alta velocidad). En hidráulica técnica un valor $Re = 2000$ supone el valor crítico a partir del cual se tiene régimen turbulento.

En el caso de medios porosos, el número de Reynolds se define como:

$$R = \frac{\rho \cdot v \cdot D}{\mu} = \frac{v \cdot D}{\nu} \quad [3.5]$$

Dónde: R = Número de Reynolds.

v = Velocidad de descarga [m/seg].

D = Diámetro promedio de las partículas del suelo [m].

ρ = Densidad del fluido [kg/m^3].

μ = Viscosidad dinámica del fluido [Pascal*m = $\text{kg}/\text{m}^2 \cdot \text{seg}$].

$\nu = \mu/\rho$ = Viscosidad cinemática del fluido [m^2/seg].

D es una longitud representativa del tamaño de los huecos de la matriz porosa, se suele adoptar el valor medio del diámetro de los granos D_{50} , aunque también se

considera como un valor representativo del tamaño de los granos D_{10} , es decir, aquél diámetro en el que el 10% en peso son inferiores a él.

Harr (1962) determinó empíricamente los valores críticos del número de Reynolds para el suelo, donde conociendo el tamaño de las partículas y la velocidad de descarga, se puede determinar el tipo de flujo que circula a través del suelo (flujo laminar o turbulento).

Para valores inferiores a 1, se tendrá un flujo laminar en el suelo. Si el número de Reynolds está comprendido entre 1 a 12, se tendrá un flujo en transición.

Para valores mayores a 12, el flujo será turbulento donde no es aplicable la Ley de Darcy. La Figura 3.7, muestra los límites según al número de Reynolds donde la ley de Darcy es válida.

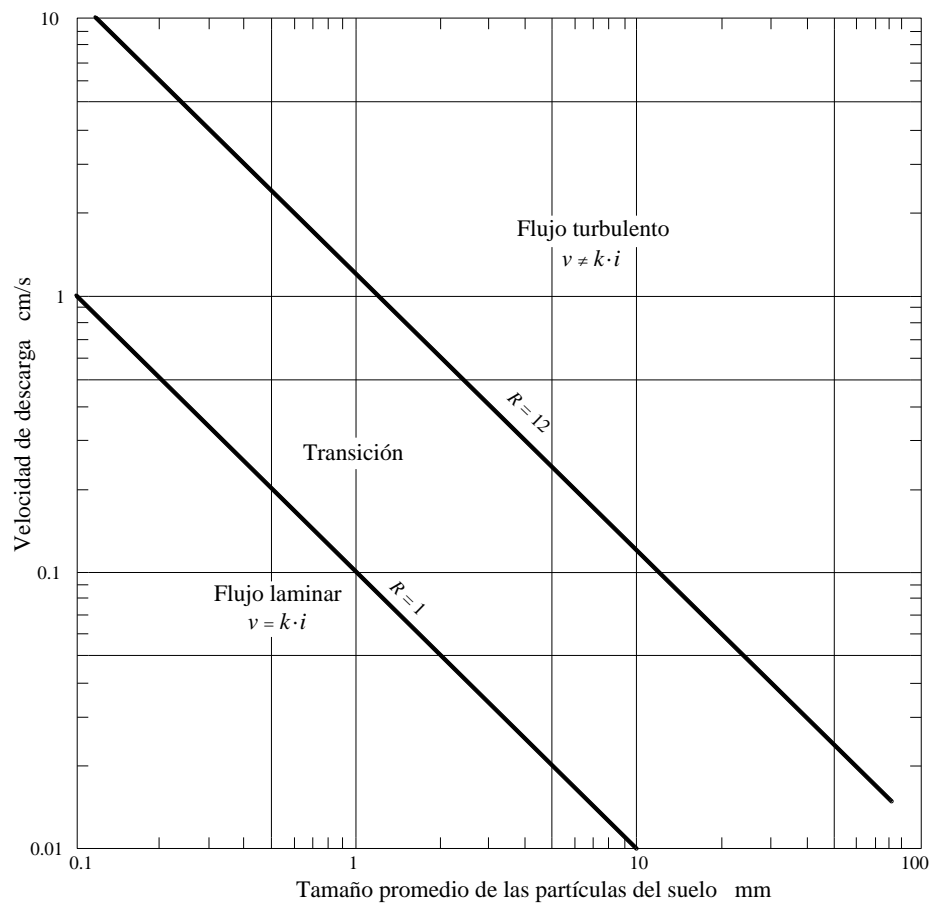


Figura 3.7 Valores límites del número de Reynolds (U.S. Engineers Corps, 1986).

Fanchet definieron un límite superior aproximado para la aplicación de la Ley de Darcy, por debajo del cual la relación entre la velocidad y el gradiente hidráulico es completamente lineal (flujo laminar).

$$Re = vD/\nu \leq 1 \quad [3.6]$$

Más tarde Bear concluyó, a partir de estudios experimentales, que la relación $v:i$ es lineal en el intervalo $1 \leq Re \leq 10$; a partir de este valor comienza una zona de transición en el flujo laminar.

Para valores de Re mayores que éste el flujo ya es turbulento, es decir, no se presenta la linealidad entre velocidad de descarga y gradiente hidráulico.

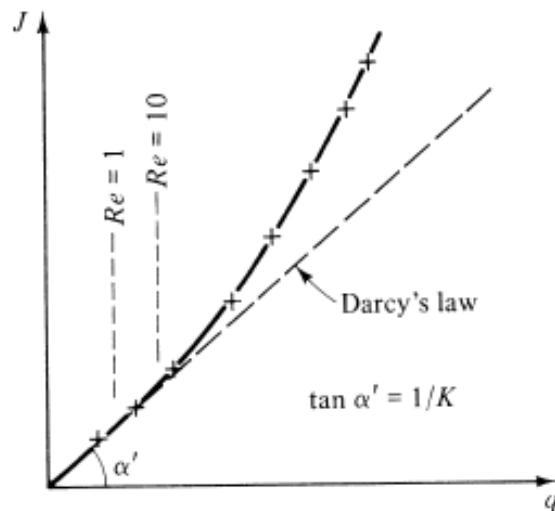


Figura 3. 8Rango de Validez de la Ley de Darcy (Bear J.).

Ángel (1989) propuso un valor del Número de Reynolds igual a 20 como límite superior para que se cumpla la ley de Darcy.

3.8 Coeficiente de permeabilidad (K).

El coeficiente de permeabilidad es una medida de la resistencia al flujo ofrecida por los poros del suelo.

El coeficiente de permeabilidad es medida en unidades similares a la velocidad, su intervalo de variación para el suelo es muy amplio. Se extiende desde un valor insignificante de 10^{-7} cm/s para el caso de arcillas, hasta un máximo de 100 cm/s para el caso de algunas gravas. En la Tabla 3.1, se presenta rangos de valores para la conductividad hidráulica en algunos tipos de suelo.

Tabla 3. 1 Valores típicos del coeficiente de permeabilidad (Coduto, 1999).

Tipo de suelo	Coeficiente de permeabilidad cm/seg
Grava limpia	1 a 100
Arena y grava mezclada	10^{-2} a 10
Arena gruesa limpia	10^{-2} a 1
Arena fina	10^{-2} a 10^{-1}
Arena limosa	10^{-3} a 10^{-2}
Arena arcillosa	10^{-4} a 10^{-2}
Limo	10^{-8} a 10^{-2}
Arcilla	10^{-10} a 10^{-6}

Para un mejor entendimiento de la variación de K, presentamos en el Anexo 1 las Implicaciones del coeficiente de permeabilidad.

3.9 Factores que afectan el valor de la permeabilidad.

Este coeficiente de permeabilidad es propio de cada suelo y depende de muchos factores como:

- El tamaño de partículas.
- La gradación del suelo.
- El índice de vacíos del suelo.

- La textura y rugosidad de las partículas.
- Temperatura.
- Viscosidad del fluido.

3.9.1 Efecto de la temperatura en el coeficiente de permeabilidad.

El coeficiente de permeabilidad está en función a la viscosidad del agua, que varía considerablemente con el cambio de temperatura. Convencionalmente el valor del coeficiente de permeabilidad se expresa para una temperatura ambiente de 20 °C, esta variación del coeficiente de permeabilidad conforme al cambio de temperatura obedece a la siguiente ecuación:

$$K_{20} = K * \frac{n_T}{n_{20}} \quad [3.7]$$

Donde:

k_t = coeficiente de permeabilidad correspondiente a una temperatura.

n_{20}, n_t = Coeficiente de viscosidad del agua a 20°C y t°C respectivamente.

k_{20} = coeficiente de permeabilidad para una temperatura de 20 °C.

El coeficiente de corrección de temperatura (n_t/n_{20}) es una relación entre viscosidades del agua a diferentes temperaturas. Este coeficiente puede ser obtenido de la Tabla de anexos 3.

El coeficiente de permeabilidad siempre debe ser corregida por temperatura, en el caso de tenerse un coeficiente de permeabilidad donde no se especifique la temperatura en que fue determinada, se asumirá que será a 20 °C.

A 20°C → 100% de una permeabilidad K

A 0°C → 40% de una permeabilidad K

A 56°C → 150% de una permeabilidad K

3.10 Métodos para la obtención del coeficiente de permeabilidad del suelo.

Existen diversas maneras para determinar el coeficiente de permeabilidad de un suelo, las formas más comunes son mediante:

- a) Ensayos en laboratorio:
 - Permeámetro de carga constante y de carga variable.
 - A partir del ensayo de edométrico o de consolidación.
 - A partir del ensayo de consolidación isotrópica en equipo triaxial.
- b) Ensayos en campo:
 - Ensayo de nivel variable o método Porchet.
 - Por bombeo de agua Dupuit.
- c) Métodos Indirectos o de correlaciones:
 - A partir de la granulometría.

La principal diferencia entre los métodos de laboratorio y de terreno, está en que en el laboratorio la muestra se satura completamente, en cambio en terreno, esto no es posible y sólo se logra en una pequeña región, la cual se encuentra conjunta a la zona de ensayo.

3.11 Determinación del coeficiente de permeabilidad mediante Ensayo del Permeámetro de carga constante.

El ensayo de carga constante es un método para determinar el coeficiente de permeabilidad de un suelo en laboratorio, capaz de medir valores hasta de: $k > 10^{-4}$ m/s. El aparato usado que se muestra en la Figura 3.9, recibe el nombre de permeámetro de carga constante y generalmente es usado para suelos de grano grueso como ser gravas y arenas.

La muestra de suelo se introduce en un cilindro de plástico transparente, con filtros de piedra porosa por encima y por debajo de ella. En la parte lateral del

cilindro están instalados varios piezómetros a lo largo de la muestra, para medir la altura de presión en diversos puntos.

El flujo de agua que pasa a través de la muestra de suelo proviene del reservorio superior, que está diseñado para mantener una carga constante de agua. Finalmente en un lapso de tiempo, el agua que rebalsa del reservorio inferior es recolectada en un cilindro graduado.

En la Figura 3.9 se ha simplificado el permeámetro de carga constante de manera que puede observarse la esencia del proceso y determinar la conductividad hidráulica.

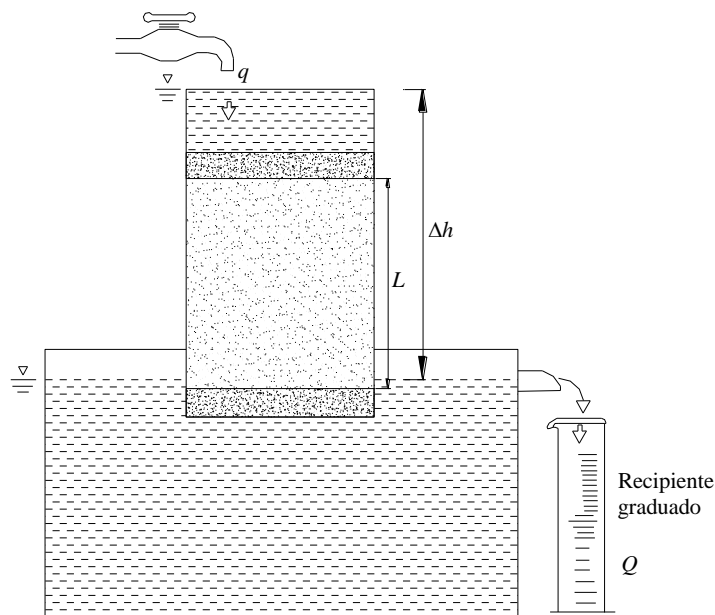


Figura 3.9 Simplificación del permeámetro de carga constante (Das, 1998).

Es importante que la muestra de suelo esté completamente saturada de agua, lo que garantiza un flujo de agua, además que la presencia de burbujas de aire afectan considerablemente los resultados. Para saturar completamente la muestra de suelo, primero se debe suministrar un flujo constante de agua desairada (destilada) al reservorio superior, luego se abren las dos válvulas y se deja circular el agua controlando la velocidad del flujo con las válvulas. Cuando los niveles de agua en los

piezómetros se mantengan constantes, se dirá que el suelo está completamente saturado.

El ensayo consiste en hacer correr un flujo de agua controlado (por las válvulas) por un tiempo (t), donde se registran las alturas piezométricas de la muestra y el volumen de agua recolectada por el recipiente o cilindro graduado.

Registrados todos estos valores, se modifica la tasa de flujo q (con las válvulas) y se repite el mismo procedimiento, generalmente se realizan tres ensayos donde se obtienen tres conductividades hidráulicas similares.

Según la ley de Darcy, el caudal que circula por el sistema será:

$$q = k \cdot i \cdot A \quad [3.8]$$

En base a esta expresión, la cantidad de agua recolectada V por el cilindro graduado en un tiempo dado (t) será:

$$V = k \cdot i \cdot A \cdot t \quad [3.9]$$

El gradiente hidráulico (i) del sistema, es determinado con el dato de la longitud de la muestra (L) y la diferencia de alturas piezométricas (Δh), este gradiente será:

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad [3.10]$$

Reemplazando el gradiente hidráulico, se tendrá que:

$$V = k \cdot \frac{\Delta h}{L} \cdot A \cdot t \quad [3.11]$$

Despejando la conductividad hidráulica de esta última ecuación se tendrá que:

$$k = \frac{V \cdot L}{\Delta h \cdot A \cdot t} \quad [3.12]$$

Dónde:

k = Conductividad hidráulica.

L = Longitud de la muestra.

Δh = Pérdida de carga.

V = Volumen de agua recolectada por el cilindro graduado durante el ensayo.

A = Área de la sección transversal del suelo.

t = Tiempo de duración del ensayo.

Con la ecuación [3.11] se determina la conductividad hidráulica de un suelo con el permeámetro de carga constante. Luego debe hacerse una corrección por temperatura. El ensayo de permeabilidad para suelos granulares se encuentra normalizado por la ASTM D-2434.

3.12 Factores que afectan el valor de la permeabilidad medido en laboratorio.

Diversos factores pueden afectar el coeficiente de permeabilidad medido en laboratorio. En este acápite se presentan los principales factores que deben tenerse en cuenta al realizar ensayos para medir la permeabilidad.

El primer factor que es necesario mencionar es el aire dentro de la probeta, ya que es posible que queden burbujas de aire atrapadas, o bien, pueden venir en el fluido. De esta forma, la saturación del suelo sería menor al 100%, obteniendo un valor de la permeabilidad menor al valor saturado, debido a la disminución de los canales de flujo para el escurrimiento de la solución.

En algunos tipos de suelos, principalmente arenas y limos, se debe tener cuidado con la migración de finos, ya que éstos podrían tapar los filtros (piedras porosas o geotextiles), y por lo tanto, se determinaría un valor de la permeabilidad incorrecto. Pero también la migración de finos aumenta el flujo y, por lo tanto, el coeficiente de permeabilidad.

La variación de la temperatura también afecta el valor del coeficiente de permeabilidad, sobre todo si el ensayo es de larga duración. En el caso en que la

temperatura en terreno sea muy diferente a la que se tiene en el laboratorio, debería hacerse una corrección por viscosidad del fluido.

También se debe velar por conseguir una muestra representativa para ensayar en laboratorio, ya que las condiciones de terreno pueden variar bastante respecto a las de laboratorio, especialmente en el caso de suelos estratificados o muy heterogéneos. La condición más difícil de representar en laboratorio es la heterogeneidad, la cual afecta fuertemente la permeabilidad, debido a que ésta es sensible a la dirección del flujo respecto a la distribución de los suelos de diferente granulometría.

Otro aspecto que también se debe tener en cuenta, es que si se utiliza un permeámetro de pared rígida, la solución tenderá a permear por la pared del permeámetro. Este problema se puede disminuir utilizando permeámetros de paredes flexibles, como por ejemplo, celdas triaxiales.

También se puede mejorar esta situación cerciorándose que la muestra está presionada firmemente contra el borde del contenedor. Si estos flujos preferenciales no son evitados, los valores de la permeabilidad obtenidos serán bastante mayores que la realidad.

3.13 Métodos empíricos para determinar la conductividad hidráulica.

En base a las propiedades índice del suelo, diversos investigadores han desarrollado ecuaciones y métodos empíricos para encontrar aproximaciones aceptables de la conductividad hidráulica de un suelo, entre los cuales se encuentran Allen Hazen,

Terzaghi y Schlichter, han analizado y puesto a prueba esta ley. A través de estos trabajos posteriores se ha podido determinar que mantiene su validez para la mayoría de los tipos de flujo de fluidos en los suelos.

Estas ecuaciones y métodos empíricos, ayudan a encontrar con rapidez la conductividad hidráulica como un dato tentativo del suelo.

3.14 Correlación de Hazen.

La correlación de Hazen, es la forma empírica más conocida y rápida para determinar una aproximación del coeficiente de permeabilidad del suelo. Este método considera las características granulométricas de las partículas del suelo. Hazen en sus estudios observó que el coeficiente de permeabilidad es aproximadamente proporcional al cuadrado del diámetro del poro y a su vez es proporcional al diámetro efectivo del suelo.

Valiéndose de estas ideas, Hazen propuso que la conductividad hidráulica de un suelo será:

$$k = C \cdot D_{10}^2 \quad [3.13]$$

Donde:

k = coeficiente de permeabilidad.

C = Coeficiente de Hazen que depende de las partículas del suelo.

D_{10} = Diámetro efectivo.

Tabla 3. 2 Valores del coeficiente C (Tindall & Kunkel 1999; Whitlow, 1994).

TIPO DE SUELO	C	C_U	D_{10} mm
Arena muy fina, pobremente gradada	0.4 a 0.8	$C_U \geq 5$	0.003 a 0.6
Arena fina, con finos apreciables	0.4 a 0.8		
Arena media, bien gradada	0.8 a 1.2	$C_U < 5$	0.06 a 3.0
Area gruesa, pobremente gradada	0.8 a 1.2		
Arena gruesa limpia, bien gradada	1.2 a 1.5		

El coeficiente de Hazen (C), puede ser estimado de la Tabla 3.2, para lo cual debe conocerse el nivel de gradación del suelo, el coeficiente de uniformidad y el diámetro efectivo del suelo.

La British Geotechnical Society ha aplicado la correlación de Hazen a una gran variedad de suelos, los mejores resultados corresponden a suelos con las siguientes características:

- El diámetro efectivo (D_{10}) debe estar comprendido entre: 0.1 y 3 mm.
- El coeficiente de uniformidad (C_U) debe ser menor a 5.
- Se asume un coeficiente de: $C = 1$.

Se debe notar que la relación de Hazen fue obtenida para el diseño de filtros de arenas para purificar agua, lo que significa que las arenas utilizadas tenían propiedades muy particulares, como por ejemplo, sueltas, limpias y con un coeficiente de uniformidad menor a 2 (Terzaghi and Peck, 1964). Por otra parte, (Holtz and Kovacs, 1981) establecen que esta relación sólo sería válida para valores de permeabilidad mayores que 10^{-3} cm/s. Pese a esto, hoy en día esta relación se utiliza frecuentemente para estimar la permeabilidad de suelos granulares en terreno, no obstante, su utilización debe ser realizada con precaución.

La temperatura influye, según se verá en el valor de la permeabilidad, por alterar la viscosidad del agua. Tomando en cuenta ese factor, la formula (3.13) puede modificarse de la siguiente manera:

$$K = C (0.7 + 0.03t) D_{10}^2 \quad [cm/seg] \quad [3.14]$$

Siendo t la temperatura en °C.

CAPITULO IV

RELEVAMIENTO DE LA INFORMACION

CAPITULO IV

RELEVAMIENTO DE LA INFORMACION

4.1. Descripción general de las zonas de estudio.

4.1.1. Río Guadalquivir.

El río Guadalquivir, es un río del sur de Bolivia que atraviesa la ciudad de Tarija, capital del departamento.



Figura 4. 1 Río Guadalquivir por su paso por la ciudad de Tarija.

El Río Guadalquivir constituye el colector principal de un sistema de ríos tributarios que vierten sus aguas y sedimentos a la **Cuenca del Río Guadalquivir**, correspondiente al Valle Central de Tarija.

El Río Guadalquivir, principal colector de la cuenca nace en la serranía de Sama, al Norte de la localidad de Tomatas Grande. El Río Camata y otros menores son los afluentes de la cabecera.

Aguas abajo su curso se extiende de Norte a Sud, sobre la extensa planicie del Valle Central. Entre los principales ríos tributarios que aportan sus aguas y sedimentos tenemos a los siguientes: Por el Noreste, el curso del Río Sella, por el Noroeste, de la serranía de Sama, los ríos Erquis y Victoria, al Este de Tarija, el Río Santa Ana y sus afluentes Gamoneda y Yesera.

La zona de acción es la parte central del río (por su paso por la ciudad), cerca del balneario de Tomatitas-Tarija.

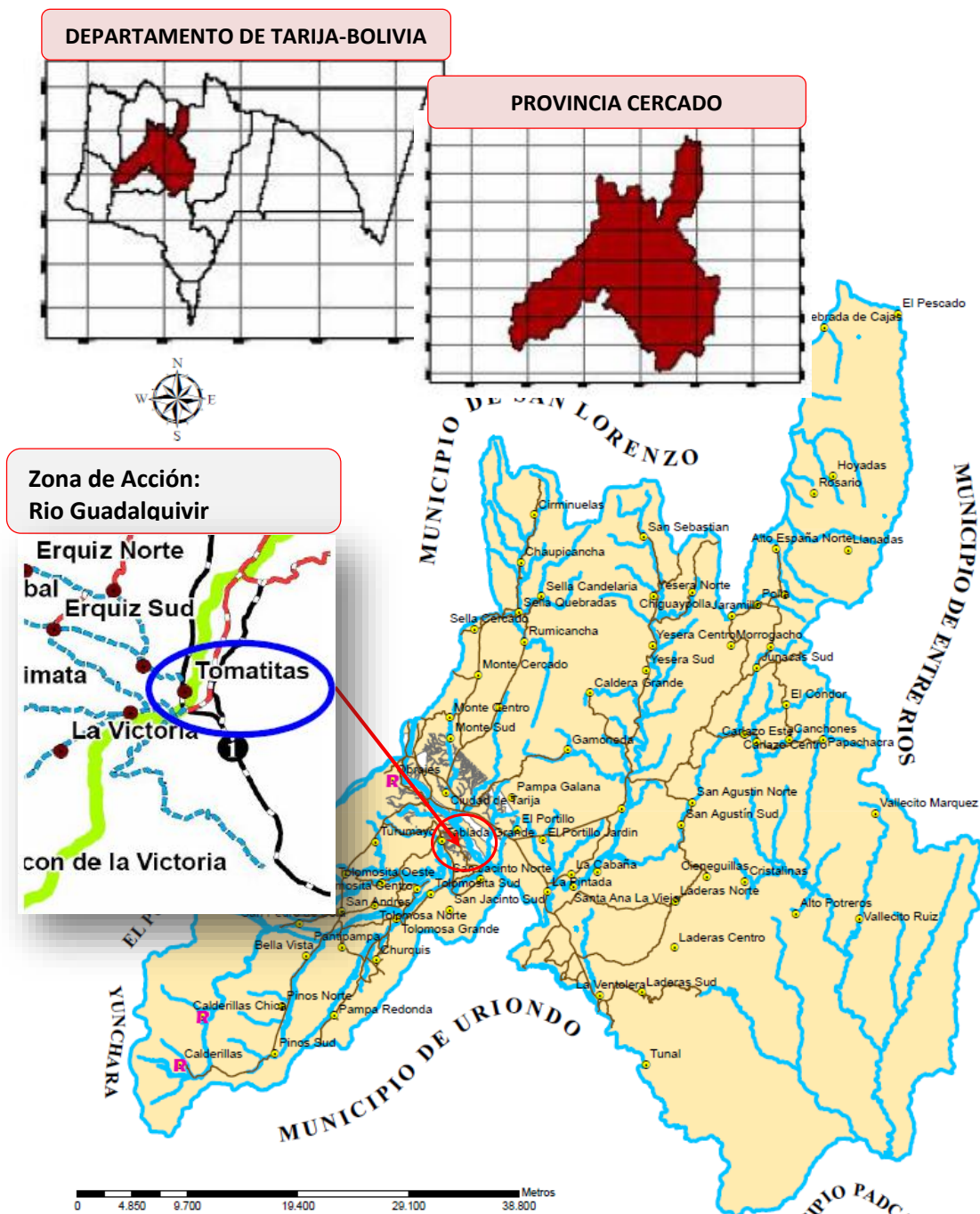


Figura 4. 2. Ubicación de la zona de estudio en el río Guadalquivir.

4.1.2. Rio Santa Ana.

Rio Santa Ana es una corriente en Departamento de Tarija, Bolivia Se encuentra a una altitud de 1,294 metros sobre el nivel del mar.



Figura 4. 3. Rio Guadalquivir por su paso por comunidad de La Pintada.

La cuenca del rio Santa Ana es la segunda en importancia dentro del municipio, especialmente en cuanto a superficie, sin embargo tiene limitaciones respecto a la disponibilidad de recursos hídricos, áreas bajo riego y vegetación. Entre las principales subcuencas están, Yesera, San Agustín, Gamoneda y afluentes directos del Santa Ana y corre entre sus cursos los principales ríos de Yesera, San Agustín, y Gamoneda.

En la subcuenca del río Santa Ana, las zonas de explotación y de condiciones hidrogeológicas favorables, se encuentran en la parte baja de la cuenca como ser Santa Ana (zona de la Escuela), San Antonio y en las márgenes del río.

La zona de acción se encuentra en la comunidad de La Pintada, cerca del puente de Santa Ana.

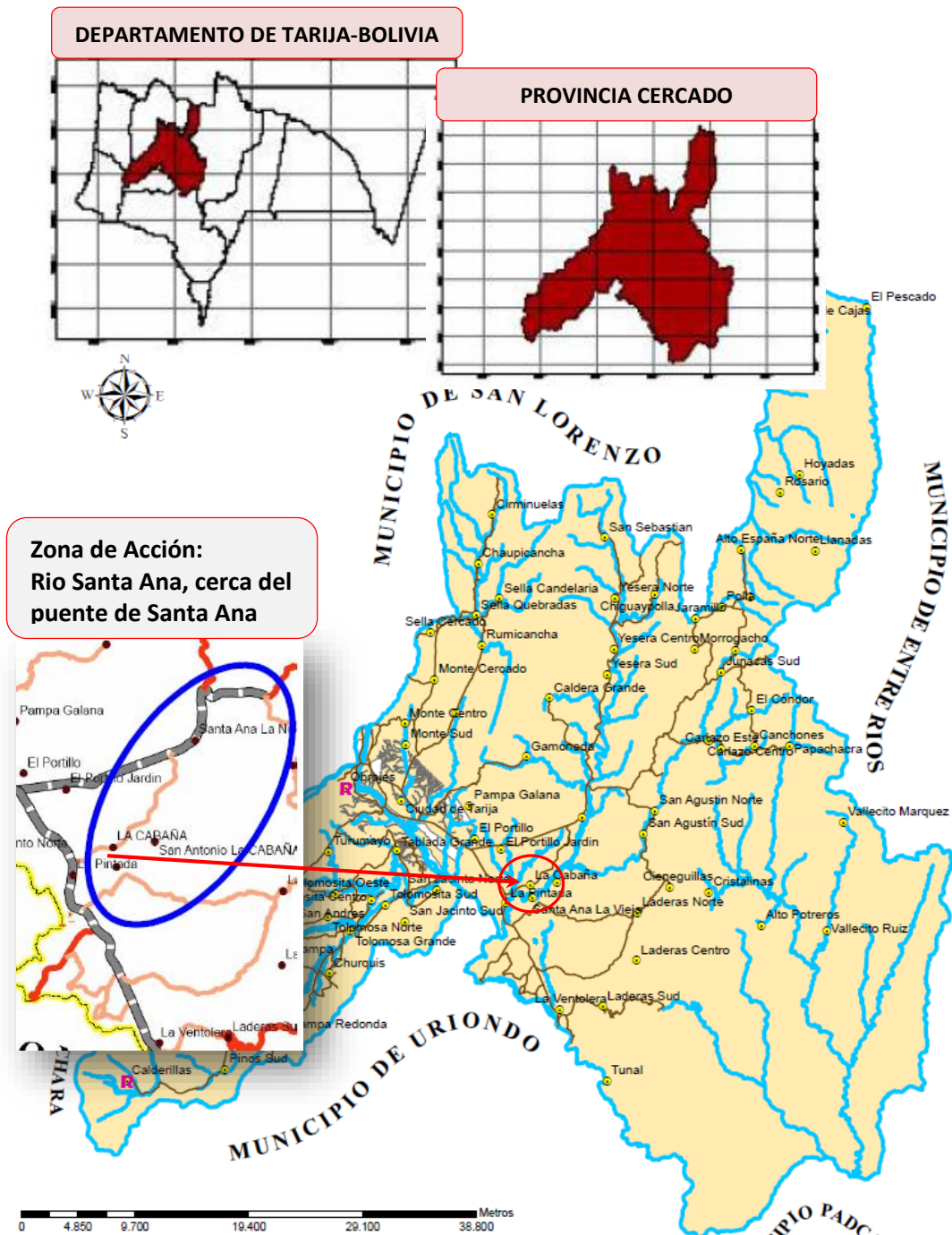


Figura 4. 4 Ubicación de la zona de estudio en el rio Santa Ana.

4.2. Geología.

4.2.1. Río Guadalquivir.

La Geología de la zona de acción del Río Guadalquivir del valle Central de Tarija se encuentra representada por:

La planicie del Valle Central de Tarija, conformado por sedimentos Cuaternarios, principalmente de origen fluvioacustre, además, se presentan en las márgenes de los ríos principales terrazas aluviales y hacia las cabeceras abanicos de origen aluvial (ver mapa geológico de anexo I).

4.2.2. Río Santa Ana.

La Geología de la zona de acción del Río Santa en la comunidad de La Pintada se encuentra representada por: material del terciario y cuaternario (arcilla y arena).

El río conformado por sedimentos, principalmente de origen fluvioacustre, además, se presentan en las márgenes de los ríos principales terrazas aluviales y hacia las cabeceras abanicos de origen aluvial. Las arenas son de color amarillento esto es debido a la presencia de hierro, que estratos más profundos es característico de rocas del Ordovicico que le dan este color.

4.3. Topografía.

4.3.1. Río Guadalquivir.

La topografía en la zona de acción del Río Guadalquivir se encuentra en la planicie del Valle Central de Tarija (*zona central, ciudad de Tarija*) es de relieve suave, ondulado con taludes escasamente desarrollados y presencia de terrazas laterales, debido a las constantes inundaciones de zonas urbanas de la ciudad de Tarija las autoridades locales han suspendido las actividades de explotación de áridos, haciéndose cargo a la vez el mantenimiento del cauce.

4.3.2. Río Santa Ana.

La topografía en la zona de acción en el tramo de La Pintada tiene un cauce superficial, con taludes escasamente desarrollados y presencia de terrazas laterales, en general el cauce del río es plano, de poca profundidad, susceptible de desbordarse e inundar las terrazas laterales.

La pendiente de los cauces en estas zonas son suaves y debido a que el gradiente hidráulico es pequeño, el agua subterreanea se almacena en dicha capa.

4.4. Mecánica de Suelos.

4.4.1. Criterios de Muestreo.

Primeramente se realizó una inspección previa al lugar para poder ubicar el lugar de extracción de las muestras.

El criterio que se adoptó para con seguir la muestra fue la parte convexa de la curva del río porque ahí se encuentra la mayor representatividad de partículas del suelo aluvial.

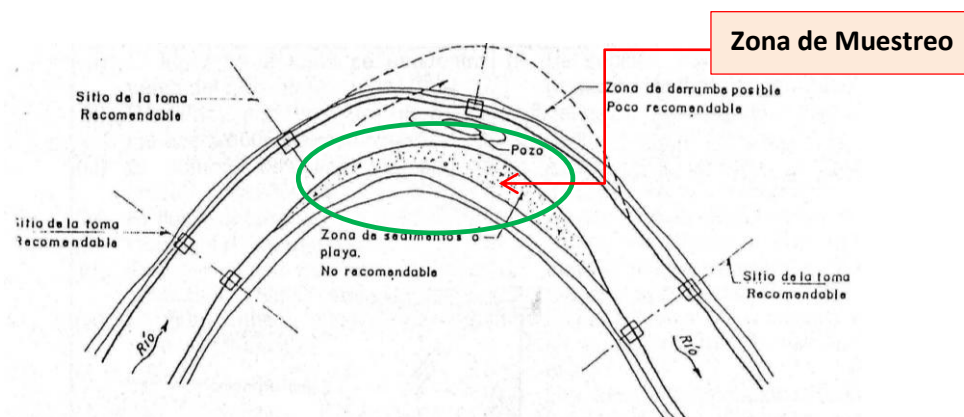


Figura 4. 5 Ubicación de los bancos de áridos en un río.

Del banco seleccionado se definió el área de excavación mediante una rejilla, en el cual elegimos tres puntos longitudinales en la dirección de flujo del agua.

1X	2	3
4	5X	6
7	8	9X

Ubicado los puntos se extiende una lona de plástico, el cual servirá para proceder al acopio y al cuarteo correspondiente del material para tener una muestra más representativa. Se hizo un apique de 1.5 metro de profundidad, al ir profundizando en la excavación se observó que no existía mucha variación de los estratos, considerando que el tamaño de las partículas y el color eran las mismas, obteniéndose las muestras alteradas.

Se recoge el material cuarteado, se coloca en bolsa con su etiqueta de identificación para posteriormente llevarlo a laboratorio según la norma ASTM D4220 grupo A (Conservación y transporte de muestras de suelos). Las muestras alteradas se utilizaron para determinar la Granulometría, límites de consistencia, y ensayo de Permeabilidad en laboratorio del río Guadalquivir y río Santa Ana.



Figura 4. 6 Extracción de muestra de la parte convexa del río de un punto de la rejilla.

En la figura se muestra un diagrama de bloques que indica los pasos que se siguieron para obtener la muestra.

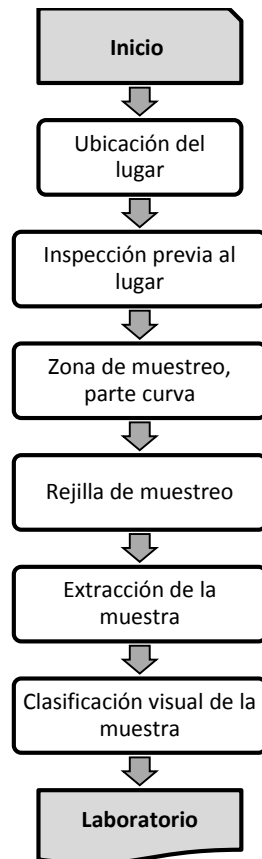


Figura 4. 7 Esquema del procedimiento seguido en campo para la extracción de muestras.

4.4.2. Laboratorio.

Para los ensayos de Análisis granulométrico, Límites de Atterberg y Permeabilidad en el laboratorio, se siguió el esquema propuesto en la figura 4.8 para la preparación de las muestras:

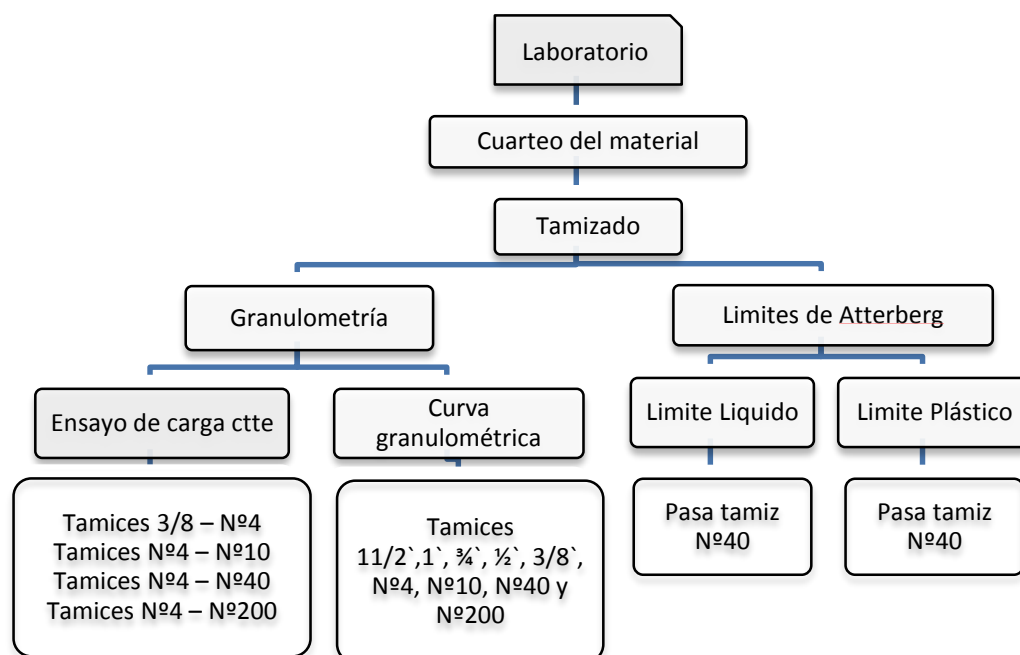


Figura 4. 8 Esquema del procedimiento seguido en laboratorio para la preparación de las muestras de los ensayos.

4.4.2.1. Ensayo de Límites de Atterberg.

Con la muestra total seca se obtiene una porción de 100 gr que pasa por el tamiz N°40, una vez preparado la muestra se procede al ensayo que se divide en dos partes: una de Limite Líquido y la otra de Limite Plástico siguiendo el procedimiento de la prueba ASTM D-4318.

Para el ensayo de Limite Líquido se utilizó el Equipo de Casagrande (Cucharón de Casagrande) y para Limite Plástico solo se necesita un vidrio. En los dos casos de los Límites como nuestra muestra es aluvial y tiene presencia de arena no se pudieron obtener datos, es decir no tenían Límites (ver el anexo de fotos).

4.4.2.2. Ensayo de granulometría.

Con el material obtenido en el río, para obtener la curva granulométrica se hizo el cuarteo con el cuarteador mecánico siguiendo el procedimiento de AASHTO

T248Metodo C (Procedimientos para la preparación de muestras de suelos por cuarteo) con toda la muestra de suelo seco.

Obtenida la porción representativa, se introdujo en una serie estándar de tamices que tienen una abertura diferente y acomodadas en forma decreciente, de tal manera un suelo siempre pasara por los tamices de mayor hacia los de menor abertura (1 ½", 1", ¾", ½", 3/8", N°4, N°10, N°40, N°200 y su base) siguiendo el procedimiento descrito en la ASTM D422 (Análisis granulométrico por tamizado).

Se procede a tamizar la muestra y así obtener los pesos retenidos en cada uno de los tamices. A partir de la granulometría, se pueden obtener diámetros característicos como el D10, D30, D60, Cu, Cc, para poder también clasificar nuestro suelo.

Además se obtendrán los porcentajes de los materiales contenidos en la muestra cómo ser porcentaje de grava, porcentaje de arena (gruesa, media y fina) y porcentaje de finos.

También se procede a tamizar otra parte de la muestra para el ensayo de permeabilidad en arenas, una primera muestra será de tamiz N°4 a N°200, muestra de tamiz N°4 a N°40, muestra de tamiz N°4 a N°10 y otra de tamiz 3/8" a N°4 esto con el fin de modificar la relación de vacíos al cambiar la granulometría y ver la variación del comportamiento de la permeabilidad retirando un tamiz de abajo.

4.4.2.3. Ensayo con el Permeámetro de Carga Descendente/Constante

Teniendo el material seleccionado se siguió el procedimiento de la ASTM D2434 (Permeabilidad de suelos granulares carga constante), se procede a armar el equipo; se coloca el primer filtro en la parte de abajo, luego se pone el suelo en el molde y des pues se coloca el segundo filtro y encima de esta un peso para que no haya cambio de volumen al saturar la muestra.

Un esquema del equipo utilizado y los materiales se muestra en la Figura 4.9.



Figura 4. 9 Equipo y materiales para el ensayo de permeabilidad.

El suministro de agua se ajusta de tal manera que la diferencia de carga entre la entrada y la salida permanezca constante durante el periodo de prueba. Después que se ha establecido una tasa constante de flujo, el agua es recolectada en una probeta graduada durante cierto tiempo.

En nuestro caso controlamos el tiempo para un volumen de $\frac{1}{2}$ litro para la muestra de tamiz N°4 a N°40, muestra de tamiz N°4 a N°10 por que el tiempo de que tarda en captarse es muy lento. Y para los suelos de N°4 a N°10 y de tamiz $\frac{3}{8}$ " a N°4 se controló para un volumen de 1 litro ya que el flujo es más rápido.



Figura 4. 10 Prueba de permeabilidad para carga constante.

Se determina el coeficiente de permeabilidad K de tamiz $N^{\circ}4$ a $N^{\circ}40$, K de $N^{\circ}4$ a $N^{\circ}10$, K de $N^{\circ}4$ a $N^{\circ}10$ y K de tamiz $3/8''$ a $N^{\circ}4$ con la ecuación [3.11].

Luego se corrige la misma, refiriéndolo a la temperatura del agua a 20°C , $K_{20^{\circ}\text{C}}$ mediante la viscosidad del agua, este factor se obtiene de la tabla que se encuentra en anexos.

Con estos datos se busca el régimen de flujo en función de la velocidad que relacione a las propiedades del suelo.

A continuación se muestra un esquema de lo señalado líneas arriba:

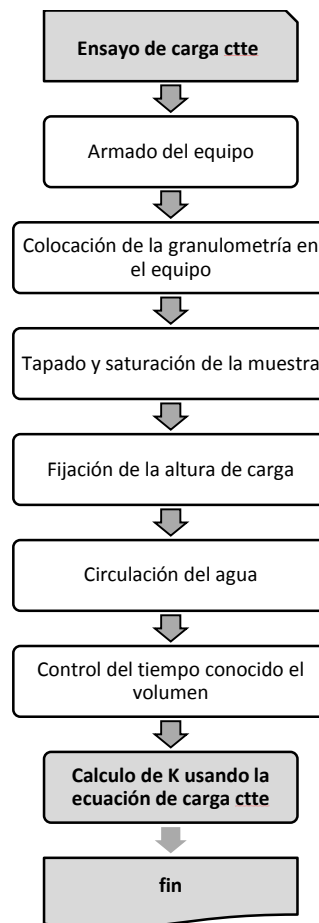


Figura 4. 11 Esquema a seguir para la Prueba de permeabilidad para carga constante.

4.5. Resumen de muestras y ensayos realizados.

4.5.1. Rio Guadalquivir.

Proyecto:	Análisis de flujo Transitorio en arenas	Identificación:	Lecho del rio h= 1.5 m
Procedencia:	Rio Guadalquivir - Tarija	Laboratorista:	Juárez Donaire Ovidio

Apique	Ensayo de suelos		
	Granulometría	Limite Liquido	Limite Plástico
1	1	1	1
2	1	1	1
3	1	1	1
Total	3	3	3

Muestra	Ensayo de permeabilidad		
	Nº Pruebas	Cantidad	Parcial
Nº4 - Nº200	8	8	64
Nº4 - Nº 40	11	8	88
Nº4 - Nº10	18	8	144
3/8" - Nº4	19	8	152
Total ensayos			448

4.5.2. Rio Santa Ana.

Proyecto:	Análisis de flujo Transitorio en arenas	Identificación:	Lecho del rio h= 1.5 m
Procedencia:	Rio Santa Ana - Tarija	Laboratorista:	Juárez Donaire Ovidio

Apique	Ensayo de suelos		
	Granulometría	Limite Liquido	Limite Plástico
1	1	1	1
2	1	1	1
3	1	1	1
Total	3	3	3

Muestra	Ensayo de permeabilidad		
	Nº Pruebas	Cantidad	Parcial
Nº4 - Nº200	16	8	128
Nº4 - Nº 40	16	8	128
Nº4 - Nº10	16	8	128
3/8" - Nº4	18	8	144
Total ensayos			528

CAPITULO V

ANALISIS DE DATOS

CAPITULO V

ANALISIS DE DATOS

5.1. Análisis de información técnica.

Realizado los ensayos de laboratorio se analiza los datos de la granulometría, límites de consistencia y su respectiva clasificación, de la siguiente manera.

5.1.1. Análisis de la curva granulométrica del suelo.

5.1.1.1. Rio Guadalquivir.

La curva granulométrica obtenida es un suelo bien graduado con una amplia variedad de tamaños de partículas. Esta descripción se corrobora con lo dicho en la teoría (fig2.3, curva b).

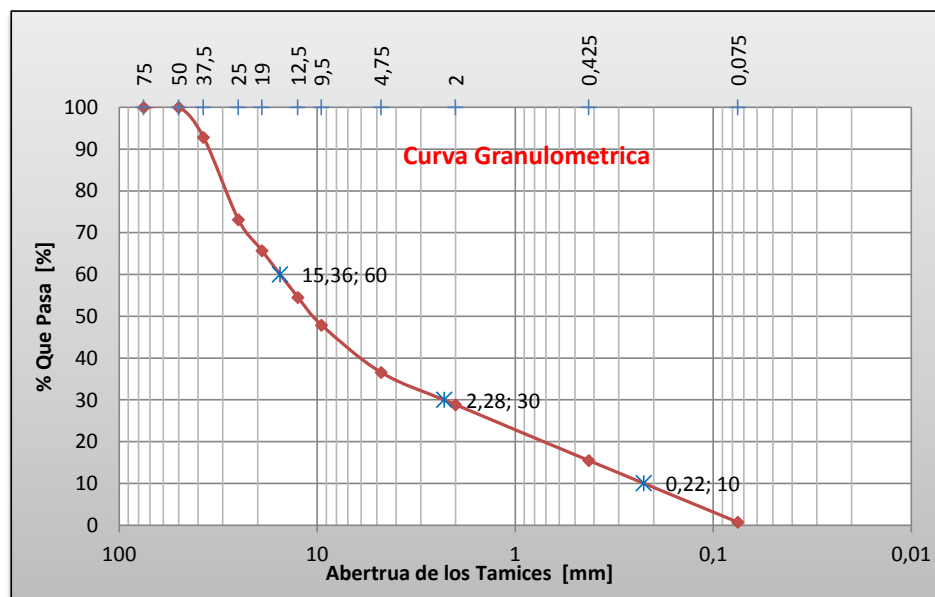


Figura 5. 1 Curva granulométrica rio Guadalquivir (fuente propia).

A esta curva también se analizó el porcentaje de tamaños de partículas, según SUCS donde nos muestra que la mayor cantidad la componen las gravas con un 63%, arenas con un 36% y finos de 1%, este último dato me dice que si puedo realizar el ensayo de permeabilidad de suelos granulares con el permeámetro de carga constante, ya que

la condición para esta es que la muestra tenga un máximo de 10% de fino según la ASTM D2434.

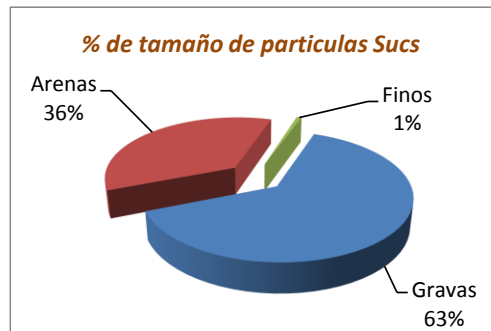


Figura 5. 2 Porcentaje de tamaño de partículas en el río Guadalquivir.

Los coeficientes de uniformidad y el de curvatura son de 68 y 1.51 me dice que es un suelo bien graduado (W) ya que $C_u > 6$ y C_c entre 1 y 3.

5.1.1.2. Río Santa Ana.

La curva granulométrica obtenida es un suelo de granulometría discontinua, es decir contiene una combinación de dos fracciones uniformemente graduadas. Esta descripción se corrobora con lo dicho en la teoría (fig2.3, curva d).

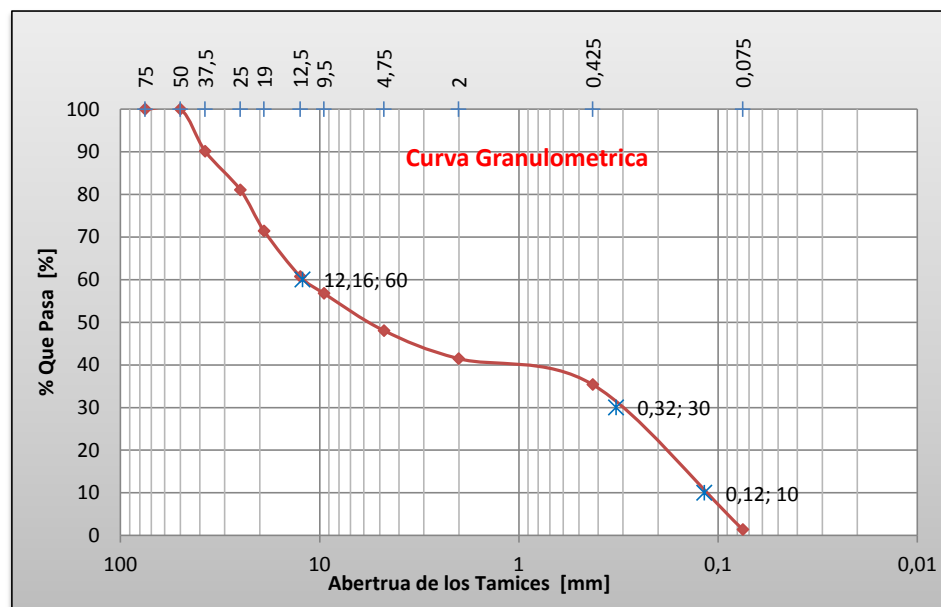


Figura 5. 3 Curva granulométrica río Santa Ana (fuente propia).

A esta curva también se analizó el porcentaje de tamaños de partículas, según SUCS donde nos muestra que la cantidad de gravas con un 52%, arenas con un 47% son casi iguales y finos de 1%, este último dato me dice que si puedo realizar el ensayo de permeabilidad de suelos granulares con el permeámetro de carga constante, ya que la condición para esta es que la muestra tenga un máximo de 10% de fino según la ASTM D2434.

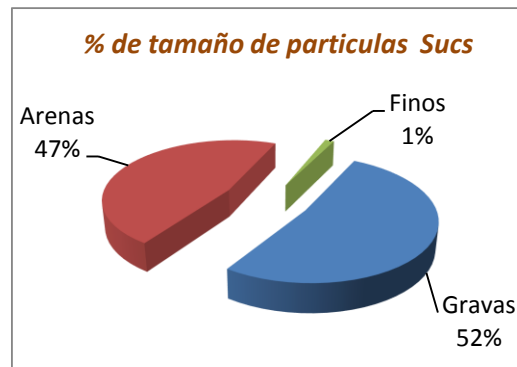


Figura 5. 4 Porcentaje de tamaño de partículas en el río Santa Ana.

Los coeficientes de uniformidad y el de curvatura son de 104 y 0.07 me dice que es un suelo mal graduado (P) ya que $C_u > 6$ y $C_c < 1$ (suelo muy uniforme).

5.1.2. Análisis de los límites de Consistencia.

5.1.2.1. Río Guadalquivir.

Los límites de Consistencia obtenidos son No Plástico (NP) ya que al realizar el ensayo de Límite Líquido en el equipo de Casagrande la muestra se salía del cucharón. Además salía agua encima del cucharón, estas observaciones son características de un suelo aluvial con límite líquido cero.

En el ensayo de Límite Plástico no se podían hacer bolitas, ya que se desunían, esto es debido a que el suelo tiene una cantidad alta de arena fina, evitando la cohesión del suelo.

Ya anteriormente en campo se verifico con un puño de muestra en la mano que este suelo no tenía cohesión (ver anexos de fotos).

5.1.2.2. Rio Santa Ana.

Los límites de Consistencia obtenido es No Plástico (NP) ya que al realizar el ensayo de limite liquido en el equipo de Casagrande la muestra se salía del cucharon. Además salía agua encima del cucharon, estas observaciones son característicos de un suelo aluvial con limite liquido cero.

En el ensayo de Limite Plástico no se podían hacer bolitas, ya que despedazaban, esto es debido a que el suelo tiene una cantidad alta de arena fina, evitando la cohesión del suelo.

Ya anteriormente en campo se verifico con un puño de muestra en la mano que este suelo no tenía cohesión. Además se observó que este rio tiene mucha arena fina color amarillenta (presencia de hierro).

5.1.3. Clasificación de suelos según SUCS.

Se adoptó este sistema de clasificación y no AASHTO porque es el más amplio en cuanto diámetro de partículas tomando un diámetro máximo para las arenas de 4.75 mm ya que este sistema nos mostrara de manera más amplia el comportamiento de las arenas, como nos indica claramente la Tabla2.1 señalado en la teoría.

5.1.3.1. Rio Guadalquivir.

La clasificación del suelo por el Sistema SUCS nos da un GW Grava bien graduada con arena.

Se verifico también por AASHTO dándonos un A-1-a (0), es un suelo bien graduado, predominando la piedra y la grava.

5.1.3.1. Rio Santa Ana.

La clasificación del suelo por el Sistema SUCS nos da un GP Grava mal graduada con arena.

Se verifico también por AASHTO dándonos un A-1-b (0), es un suelo bien graduado, predominando las arenas gruesas. Analizando esta última clasificación se contradeciría con lo dicho en el análisis de límites de consistencia, por lo tanto no tomamos en cuenta esta clasificación.

5.2. Cálculos realizados para el ensayo de carga constante.

Los datos y pasos que se muestran a continuación es uno de los varios ensayos que se realizaron, a una determinada altura de cabeza de agua, con una determinada muestra de granulometría tanto para el rio Guadalquivir como para el rio Santa Ana.

Datos:

MOLDE	
Diámetro del molde	D = 10,6 [cm]
Altura de la muestra	L = 10,8 [cm]
Área	A = 88,25 [cm ²]

DE ENSAYO	
Cabeza de agua	h = 50,00 [cm]
Volumen	Q = 1000 [cm ³]
Tiempo	t = 24.28 [cm]
Temperatura	T = 20.05 [°C]

Procedimiento:

Calculo del gradiente hidráulico con la ecuación [3.10]

$$i = \frac{h}{L} \quad i = 13,89$$

A la temperatura de ensayo se busca su viscosidad con la tabla de que se encuentra en anexos.

$$T = 20,05 \text{ °C} \quad \rightarrow \quad n_T = 1,002E - 03 \text{ [kg/m * seg]}$$

Además obtenemos la viscosidad a la temperatura de 20 °C.

$$T = 20 \text{ °C} \quad \rightarrow \quad n_{20} = 1,003E - 03 \text{ [kg/m * seg]}$$

Calculo de la conductividad hidráulica K con la ecuación [3.12]

$$K = \frac{Q * L}{A * h * t} \quad K = 0,0336 \text{ [cm/seg]}$$

Corrigiendo la permeabilidad hallada a 20°C con la ecuación [3.7].

$$K_{20} = K * \frac{n_T}{n_{20}} \quad K_{20} = 3,36E - 02 \text{ [cm/seg]}$$

Calculo de la velocidad con la ecuación [3.4]:

$$v = K_{20} * i \quad v = 4,662E - 01 \text{ [cm/seg]}$$

5.3. Resultados del ensayo de permeabilidad promedios.

5.3.1. Rio Guadalquivir.

Tabla 5. 1 Resultado del Ensayo de permeabilidad promedios del rio Guadalquivir.

Prueba	T [°C]	K [cm/seg]	K20 [cm/seg]	Vel [cm/seg]	nT [kg/m*s]
Pasa 3/8" hasta ret N°4	20,27	3,951E-02	3,919E-02	3,985E-01	9,96E-04
Pasa N°4 hasta ret N°10	22,00	2,881E-02	2,750E-02	2,792E-01	9,54E-04
Pasa N°4 hasta ret N°40	21,68	4,236E-02	4,068E-02	2,436E-01	9,62E-04
Pasa N°4 hasta ret N°200	22,55	1,949E-02	1,829E-02	9,501E-02	9,41E-04

Obtenido el K₂₀ se realizó una comparación con el K hallado por diversos autores como Terzaghi, L. Berry, Das y Coduto:

Tabla 5. 2 Comparación del K₂₀ del rio Guadalquivir con el K obtenido por diversos autores.

Prueba promedio lab	K20	K según bibliografía			
		Terzaghi	L Berry	Das	Coduto
Pasa 3/8" hasta ret N°4	3,919E-02	Grava arenosa 1,6* 10 ⁻²	Grava > 1*10 ⁻²	Arena gruesa 1*10 ⁻² - 1	Arena gruesa 1*10 ⁻² - 1
Pasa N°4 hasta ret N°10	2,750E-02				Arena fina 10 ⁻² - 10 ⁻¹
Pasa N°4 hasta ret N°40	4,068E-02				
Pasa N°4 hasta ret N°200	1,829E-02				

Comparando con la bibliografía los datos obtenidos si son coherentes, donde la bibliografía con mejor descripción pertenece a Coduto, dándonos una subdivisión de arena gruesa y arena fina, ya que los suelos ensayados si pertenecen a esta descripción.

5.3.2. Rio Santa Ana.

Tabla 5. 3 Resultados del Ensayo de permeabilidad promedio rio Santa Ana.

Prueba	T [°C]	K [cm/seg]	K20 [cm/seg]	Vel [cm/seg]	nT [kg/m*s]
Pasa 3/8" hasta ret N°4	19,70	3,878E-02	3,943E-02	3,827E-01	1,01E-03
Pasa N°4 hasta ret N°10	17,72	4,004E-02	4,248E-02	3,821E-01	1,07E-03
Pasa N°4 hasta ret N°40	18,50	3,617E-03	3,764E-03	3,347E-02	1,04E-03
Pasa N°4 hasta ret N°200	17,13	2,029E-03	2,198E-03	1,974E-02	1,08E-03

Obtenido el K_{20} se realizó una comparación con el K hallado por diversos autores como Terzaghi, L. Berry, Das y Coduto:

Tabla 5. 4 Comparación del K_{20} del rio Santa Ana con el K obtenido por diversos autores.

Prueba promedio Lab	K20	K según bibliografía			
		Terzaghi	L Berry	Das	Coduto
Pasa 3/8" hasta ret N°4	3,943E-02	Grava arenoso	Grava	Arena gruesa	Arena gruesa
Pasa N°4 hasta ret N°10	4,248E-02	$1,6 \cdot 10^{-2}$	$> 1 \cdot 10^{-2}$	$1 \cdot 10^{-2} - 1$	$1 \cdot 10^{-2} - 1$
Pasa N°4 hasta ret N°40	3,764E-03	Grava limoso	Arena gravosa	Arena fina	Arena limosa
Pasa N°4 hasta ret N°200	2,198E-03	$4,6 \cdot 10^{-4}$	$10^{-3} - 10^{-2}$	$10^{-3} - 10^{-2}$	$10^{-3} - 10^{-2}$

Comparando con la bibliografía los datos obtenidos si son coherentes, donde la bibliografía con mejor descripción pertenece a Coduto, dándonos una subdivisión de arena gruesa y arena limosa, ya que los suelos ensayados si pertenecen a esta descripción.

5.4. Procedimiento de obtención de los Límites de Flujo Transitorio en arenas.

Verificado los resultados del ensayo de carga constante se presenta un esquema para la obtención de los límites de flujo transitorio en arenas:

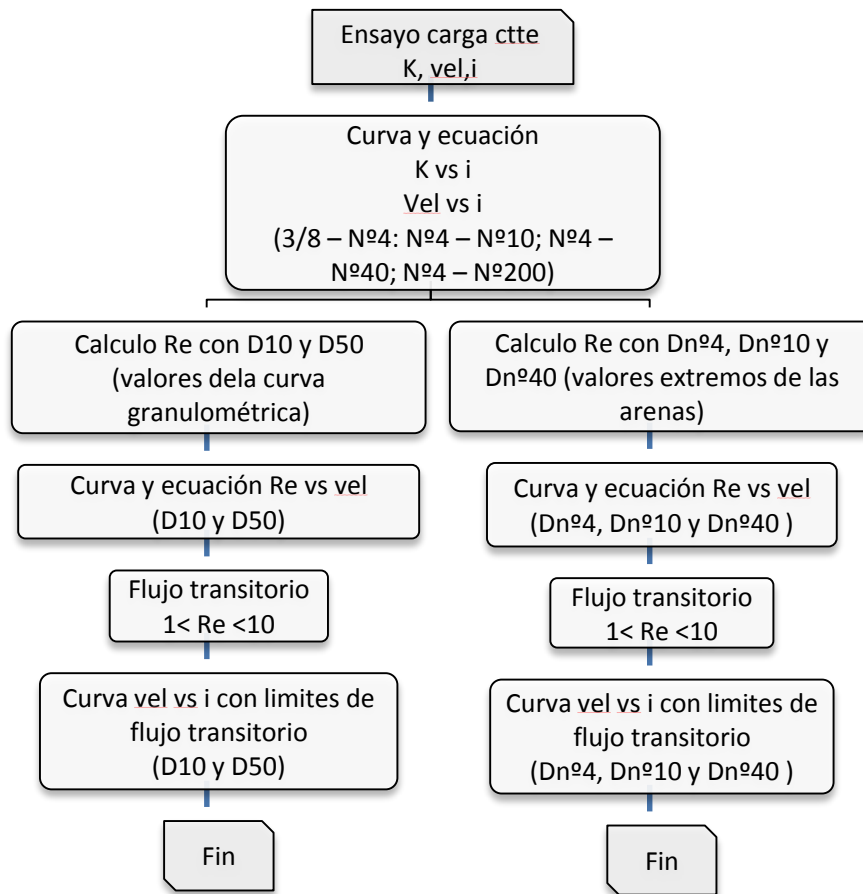


Figura 5. 5 Esquema para la obtención de los límites de flujo transitorio en arenas.

5.5. Análisis curvas de velocidad de flujo vs gradiente hidráulico.

Se realizó en un solo gráfico los resultados de los ensayos de permeabilidad, donde el gradiente hidráulico i se encuentra en el eje de las abscisas y en el eje de las ordenadas la permeabilidad K_{20} y la Velocidad v , obteniéndose las siguientes ecuaciones (ver anexos el desarrollo de cada ensayo).

5.5.1. Rio Guadalquivir.

Tabla 5. 5 Ecuaciones de las gráficas k20, velocidad vs i del Rio Guadalquivir.

Prueba	Ecuacion		Ecuacion	
	K20 [cm/seg]	R2	Vel [cm/seg]	R2
Pasa 3/8" hasta ret N°4	$y = 8E-05x^2 - 0,0034x + 0,0645$	$R^2 = 0,989$	$y = 0,0833x^{0,6611}$	$R^2 = 0,9906$
Pasa N°4 hasta ret N°10	$y = 0,0607x^{-0,358}$	$R^2 = 0,9927$	$y = 0,0607x^{0,6424}$	$R^2 = 0,9977$
Pasa N°4 hasta ret N°40	$y = 0,0602x^{-0,234}$	$R^2 = 0,8001$	$y = 0,0602x^{0,7662}$	$R^2 = 0,9773$
Pasa N°4 hasta ret N°200	$y = 0,0187x^{-0,018}$	$R^2 = 0,0082$	$y = 0,0185x - 0,0014$	$R^2 = 0,9898$

Dónde: x = gradiente hidráulico i ; y = K₂₀; Vel [cm/seg].

Se observa que las ecuaciones para la velocidad tiene una tendencia potencial para todos los rangos, excepto el Pasa N°4 ret N°200 que tiene una línea de tendencia lineal.

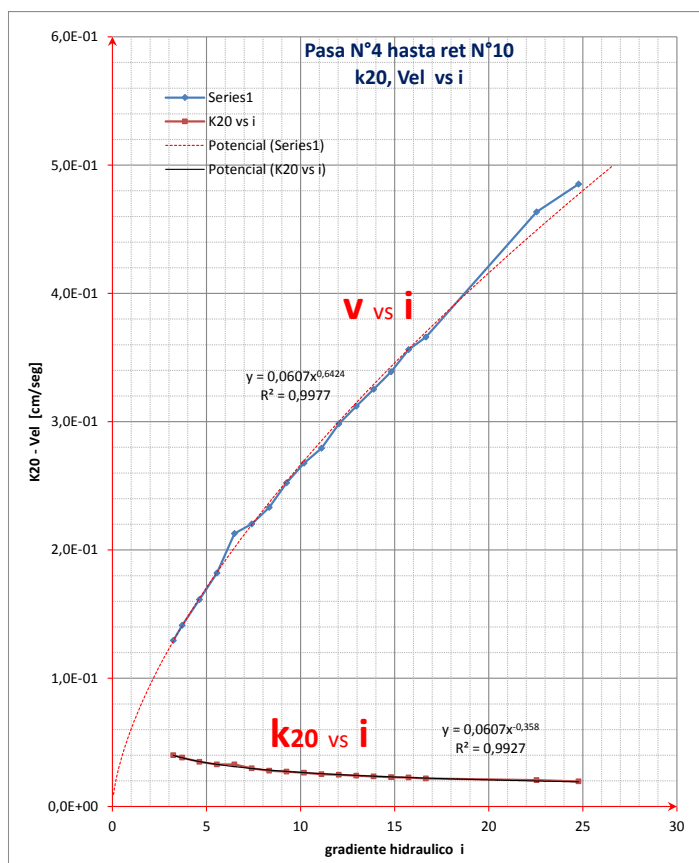


Figura 5. 6 Curva v, k20 vs i pasa N°4 - N°10 Rio Guadalquivir.

5.5.2. Rio Santa Ana.

Tabla 5. 6 Ecuaciones de las gráficas k_{20} , velocidad vs i del Rio Santa Ana.

Prueba	Ecuacion		Ecuacion		
	K_{20}	[cm/seg]	R2	Vel	
Pasa 3/8" hasta ret N°4	$y = 0,1179x^{-0,5}$		$R^2 = 0,988$	$y = 0,1179x^{0,4997}$	$R^2 = 0,988$
Pasa N°4 hasta ret N°10	$y = 0,0909x^{-0,36}$		$R^2 = 0,9682$	$y = 0,0909x^{0,6404}$	$R^2 = 0,9898$
Pasa N°4 hasta ret N°40	$y = 1E-05x^2 - 0,0005x + 0,0067$		$R^2 = 0,9569$	$y = 0,0088x^{0,5961}$	$R^2 = 0,9635$
Pasa N°4 hasta ret N°200	$y = 0,0047x^{-0,359}$		$R^2 = 0,9401$	$y = 0,0047x^{0,6414}$	$R^2 = 0,9805$

Dónde: x = gradiente hidráulico i . : $y = K_{20}$; Vel

Se observa que las ecuaciones para la velocidad tiene una tendencia potencial para todos los rangos

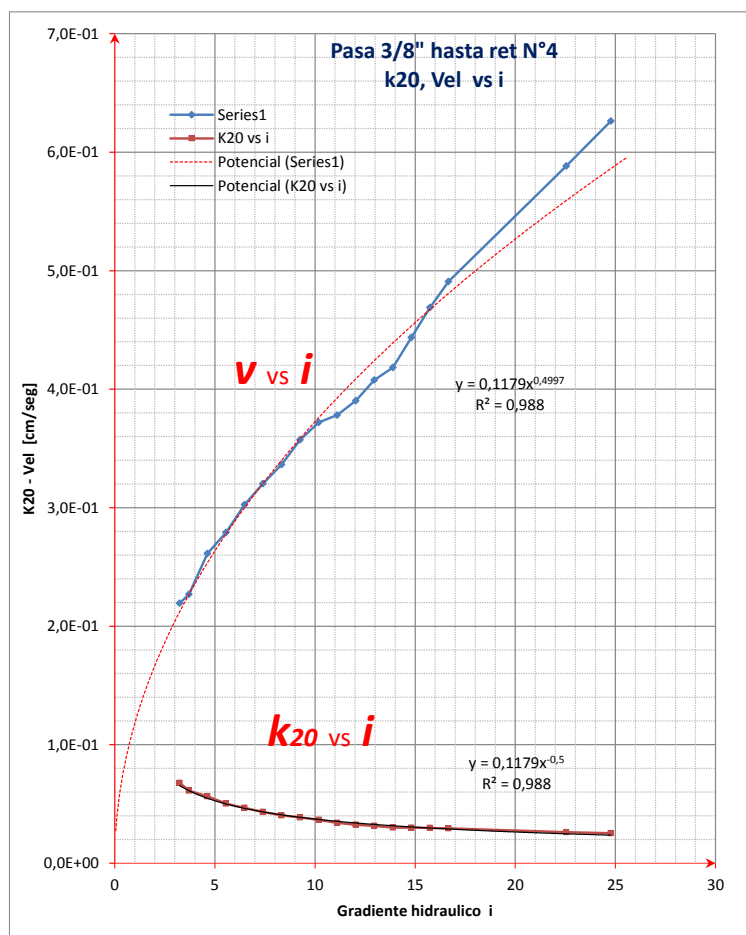


Figura 5. 7 Curva v , k_{20} vs i pasa 3/8"-N°4 Rio Santa Ana.

5.6. Calculo del Número de Reynolds.

La determinación del número de Reynolds que se muestra a continuación se lo realizo tanto para el rio Guadalquivir como para el rio Santa Ana, para diámetros de las partículas de $D_{10} = 0.22$, $D_{50} = 10.37\text{mm}$; para valores extremos de tamaño de las arenas $D = 4.80\text{mm}$ (N°4), $D = 2\text{mm}$ (N°10) y $D = 0.43\text{mm}$ (N°40).

Datos:

RIO GUADALQUIVIR			
Diámetro partícula	D10 =	0.22	[mm]
Velocidad	v =	$1.716 \cdot 10^{-1}$	[cm3]

Calculo:

En el caso de medios porosos, el número de Reynolds se calculó con la ecuación [3.5]

$$Re = \frac{\rho * v * D}{\mu}$$

Para esto se sabe que la densidad del agua es 1000 kg/m^3 (Sistema Internacional), además que la viscosidad dinámica del agua a 20°C es de $1.003\text{E}-03 \text{ kg/m}^*\text{s}$.

Reemplazando en la ecuación obtenemos:

$$Re = 0.38$$

Verificando el $Re < 1$, si cumple la Ley de Darcy por tanto se encuentra en un flujo laminar.

5.7. Análisis del Número de Reynolds con el D10 y D50.

Se realizó en un gráfico los resultados de velocidad versus número de Reynolds $D_{10} = 0.22$, $D_{50} = 10.37\text{mm}$, obteniéndose las siguientes ecuaciones (ver anexos el desarrollo de cada ensayo).

5.7.1. Rio Guadalquivir.

Tabla 5. 7 Ecuaciones de las gráficas Re vs v con D10 y D50 rio Guadalquivir.

Prueba	Re			
	D10 = 0,22 mm		D50 = 10,37 mm	
Pasa 3/8" hasta ret N°4	$y = 0,4559x$	$R^2 = 1$	$y = 0,0097x$	$R^2 = 1$
Pasa N°4 hasta ret N°10	$y = 0,4559x$	$R^2 = 1$	$y = 0,0097x$	$R^2 = 1$
Pasa N°4 hasta ret N°40	$y = 0,4559x$	$R^2 = 1$	$y = 0,0097x$	$R^2 = 1$
Pasa N°4 hasta ret N°200	$y = 0,4559x$	$R^2 = 1$	$y = 0,0097x$	$R^2 = 1$

Dónde: (x ; y) = (Numero de Reynolds; Velocidad).

La única ecuación válida para Re con D_{10} es para Pasa N°4 hasta ret N°200 porque la misma si se encuentra dentro del rango de arenas finas (0.075-0.43mm) con el cual puedo obtener el flujo laminar y transitorio. Pero para Re con D_{50} no cumple ninguno, no se recomendaría su aplicación por que el diámetro es mucho mayor al diámetro máximo de las arenas.

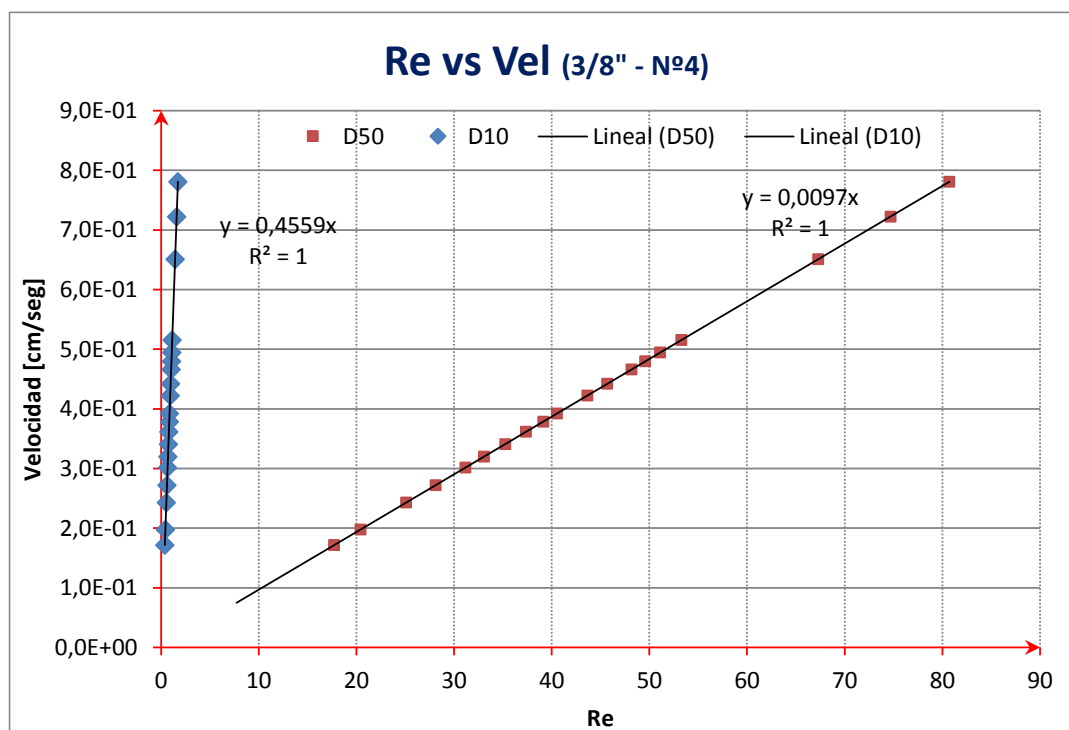


Figura 5. 8 Curva Re vs velocidad con D10 y D50 para 3/8''-N°4 rio Guadalquivir.

5.7.2. Rio Santa Ana.

Tabla 5. 8 Ecuaciones de las gráficas Re vs v con D10 y D50 rio Santa Ana.

Prueba	Re			
	D10 = 0,12 mm		D50 = 5,55 mm	
Pasa 3/8" hasta ret N°4	$y = 0,8358x$	$R^2 = 1$	$y = 0,0181x$	$R^2 = 1$
Pasa N°4 hasta ret N°10	$y = 0,8358x$	$R^2 = 1$	$y = 0,0181x$	$R^2 = 1$
Pasa N°4 hasta ret N°40	$y = 0,8358x$	$R^2 = 1$	$y = 0,0181x$	$R^2 = 1$
Pasa N°4 hasta ret N°200	$y = 0,8358x$	$R^2 = 1$	$y = 0,0181x$	$R^2 = 1$

Dónde: (x ; y) = (Numero de Reynolds; Velocidad).

La única ecuación válida para Re con D10 es Pasa N°4 hasta ret N°200, mientras que para Re con D₅₀ son dos Pasa 3/8" hasta ret N°4 y Pasa N°4 hasta ret N°10. Con estas ecuaciones se puede obtener el flujo laminar y transitorio ya que el D₁₀ y D₅₀ si se encuentra dentro del diámetro máximo de las arenas para esos rangos.

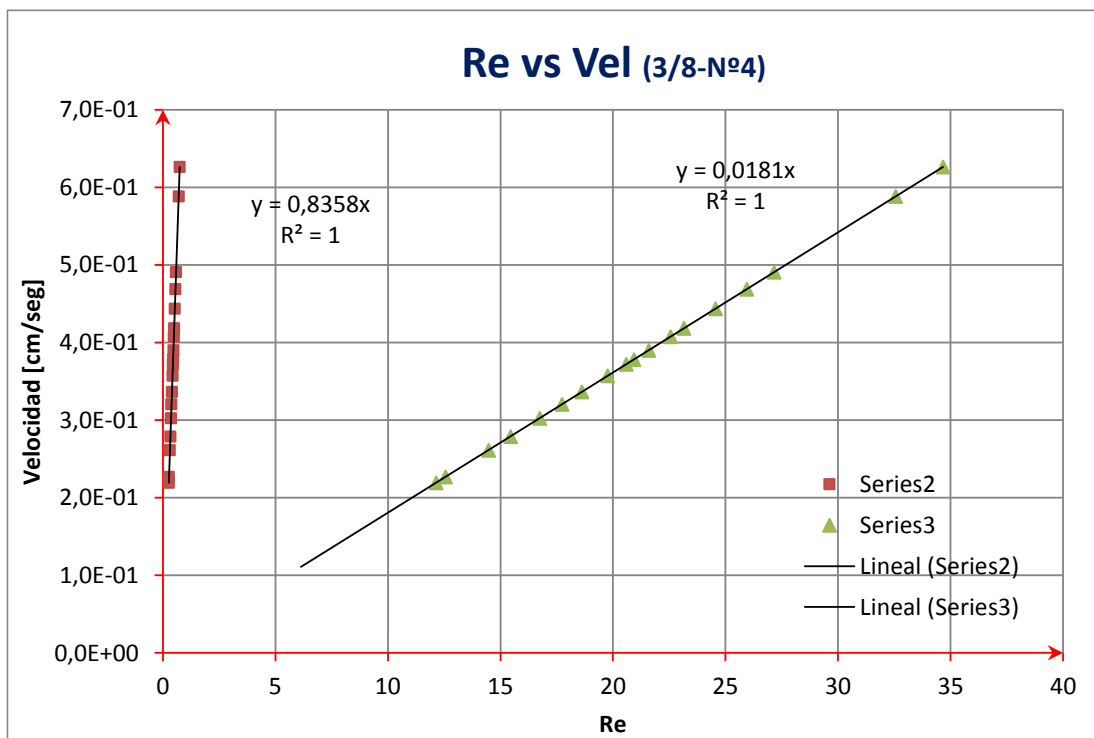


Figura 5. 9 Curva Re vs velocidad con D10 y D50 para 3/8"-N°4 rio Santa Ana.

5.8. Límites de flujo transitorio Re d10 y Re d50.

Con la teoría señalada en el capítulo 3, se delimito la velocidad, donde los valores con $Re < 1$ pertenecen a flujo laminar; y los valores con Re entre 1 y 10 indican flujo transitorio y $Re > 10$ flujo turbulento.

5.8.1 Rio Guadalquivir.

Tabla 5. 9 Coordenadas de los límites de flujo transitorio con D10 y D50 del rio Guadalquivir.

Prueba	D10 = 0,22 mm		D50 = 10,37 mm	
	Re =1	Re=10	Re =1	Re=10
Pasa 3/8" hasta ret N°4				
Pasa N°4 hasta ret N°10				
Pasa N°4 hasta ret N°40				
Pasa N°4 hasta ret N°200	24,72 ; 0,4559	246,51 ; 4,559		

Dónde: (x ; y) = (Gradiente hidráulico ; velocidad).

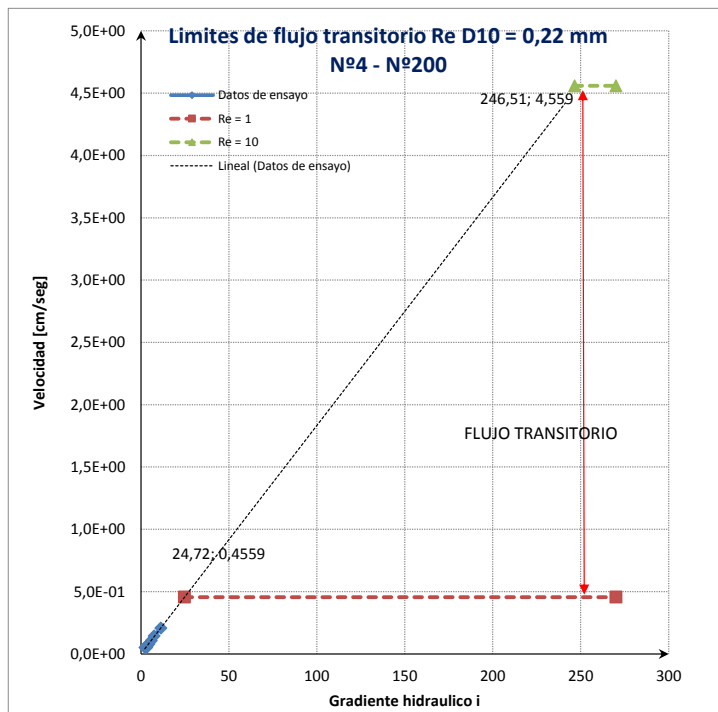


Figura 5. 10 Curva v vs i con límites de flujo transitorio con D10 para N°4-N°200 Rio Guadalquivir.

5.8.2. Rio Santa Ana.

Tabla 5. 10 Coordenadas de los límites de flujo transitorio con D10 y D50 del rio Santa Ana.

Prueba	D10 = 0,12 mm		D50 = 5,55 mm	
	Re =1	Re=10	Re =1	Re=10
Pasa 3/8" hasta ret N°4			0,023 ; 0,0181	2,36 ; 0,181
Pasa N°4 hasta ret N°10			0,080 ; 0,0181	2,93 ; 0,181
Pasa N°4 hasta ret N°40				
Pasa N°4 hasta ret N°200	3220,76 ; 116693,83 ; 0,8358 8,358			

Dónde: (x ; y) = (Gradiente hidráulico ; velocidad).

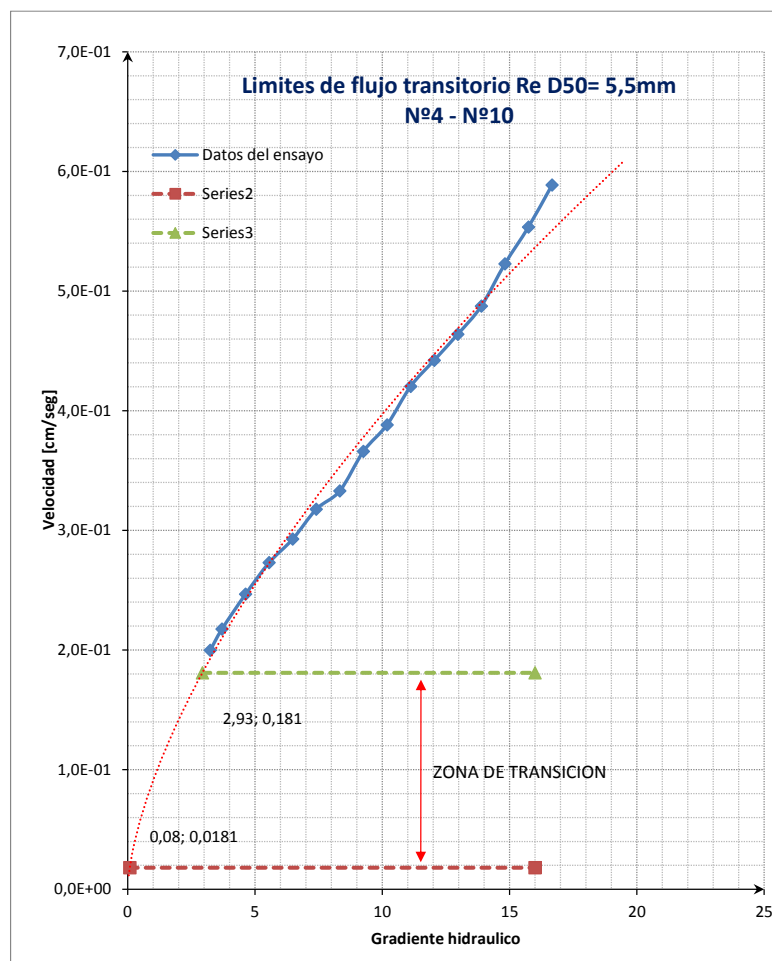


Figura 5. 11 Curva v vs i con límites de flujo transitorio con D50 para N°4-N°10 Rio Santa Ana.

5.9. Análisis del Número de Reynolds para los valores extremos de las arenas.

Se realizó en un gráfico los resultados de velocidad versus número de Reynolds para valores extremos de tamaño de las arenas $D= 4.80\text{mm}$ (N°4), $D= 2\text{mm}$ (N°10) y $D= 0.43\text{mm}$ (N°40), obteniéndose las siguientes ecuaciones (ver anexos el desarrollo de cada ensayo).

5.9.1. Rio Guadalquivir.

Tabla 5. 11 Ecuaciones de las gráficas Re vs v con $D4.80$, $D2$ y $D0.43\text{mm}$ del rio Guadalquivir.

Prueba	Re					
	N°40 = 0,43mm		N° 10 = 2 mm		N° 4 = 4,8 mm	
Pasa 3/8" hasta ret N°4	$y = 0,2333x$	$R^2 = 1$	$y = 0,0502x$	$R^2 = 1$	$y = 0,0209x$	$R^2 = 1$
Pasa N°4 hasta ret N°10	$y = 0,2333x$	$R^2 = 1$	$y = 0,0502x$	$R^2 = 1$	$y = 0,0209x$	$R^2 = 1$
Pasa N°4 hasta ret N°40	$y = 0,2333x$	$R^2 = 1$	$y = 0,0502x$	$R^2 = 1$	$y = 0,0209x$	$R^2 = 1$
Pasa N°4 hasta ret N°200	$y = 0,2333x$	$R^2 = 1$	$y = 0,0502x$	$R^2 = 1$	$y = 0,0209x$	$R^2 = 1$

Dónde: $(x; y) = (\text{Numero de Reynolds}; \text{Velocidad})$.

Solo hay una ecuación válida para Re N°40 que es Pasa N°4 hasta ret N°200.

Para Re N°10 hay dos ecuaciones validas que son Pasa N°4 hasta ret N°200 y Pasa N°4 hasta ret N°10.

Para Re N°4 todas las ecuaciones son válidas, Pasa N°4 hasta ret N°200, Pasa N°4 hasta ret N°40, Pasa N°4 hasta ret N°10 y Pasa 3/8" hasta ret N°4.

Con estas ecuaciones puedo obtener el flujo laminar, flujo transitorio para arenas gruesas, arenas medias y arenas finas.

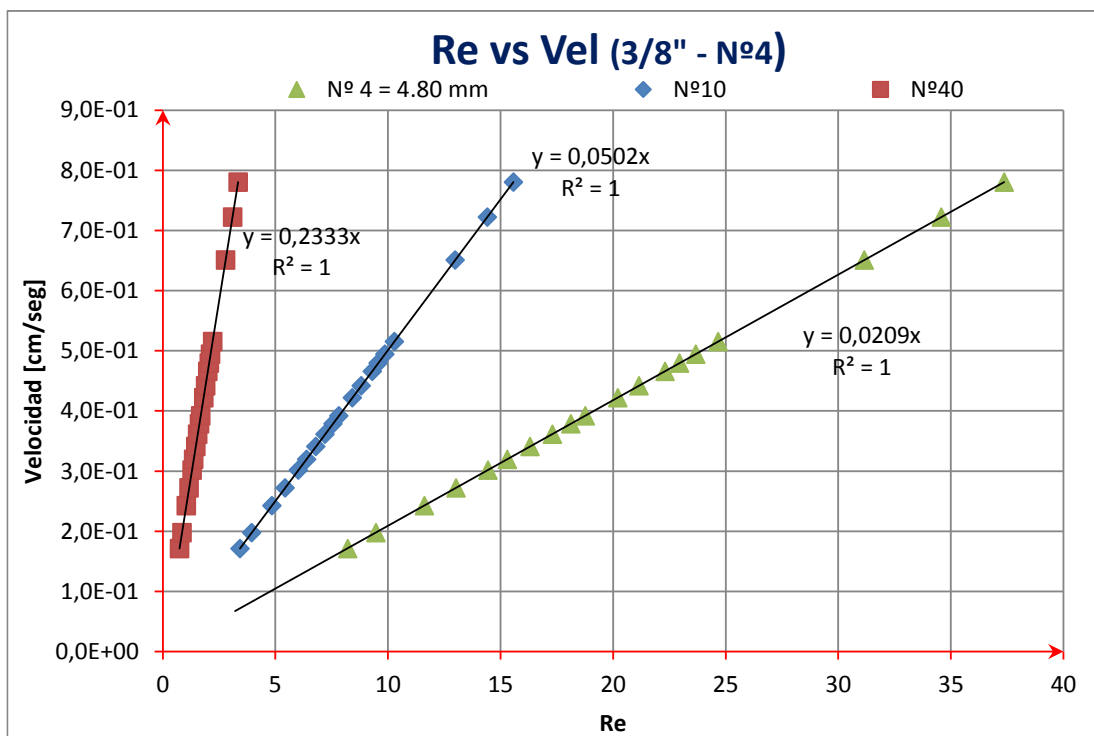


Figura 5. 12 Curva Re vs velocidad con D0.43, D2 y D4.80 para 3/8''-N°4 río Guadalquivir.

5.9.2. Río Santa Ana.

Tabla 5. 12 Ecuaciones de las gráficas Re vs v con D4.80, D2 y D0.43mm del río Santa Ana.

Prueba	Re					
	N°40 = 0,43mm		N° 10 = 2 mm		N° 4 = 4,8 mm	
Pasa 3/8" hasta ret N°4	y = 0,2333x	R² = 1	y = 0,0502x	R² = 1	y = 0,0209x	R² = 1
Pasa N°4 hasta ret N°10	y = 0,2333x	R² = 1	y = 0,0502x	R² = 1	y = 0,0209x	R² = 1
Pasa N°4 hasta ret N°40	y = 0,2333x	R² = 1	y = 0,0502x	R² = 1	y = 0,0209x	R² = 1
Pasa N°4 hasta ret N°200	y = 0,2333x	R² = 1	y = 0,0502x	R² = 1	y = 0,0209x	R² = 1

Dónde: (x ; y) = (Numero de Reynolds; Velocidad).

Solo hay una ecuación válida para Re N°40 que es Pasa N°4 hasta ret N°200.

Para Re N°10 hay dos ecuaciones validas que son Pasa N°4 hasta ret N°200 y Pasa N°4 hasta ret N°10.

Para Re N°4 todas las ecuaciones son válidas, Pasa N°4 hasta ret N°200, Pasa N°4 hasta ret N°40, Pasa N°4 hasta ret N°10 y Pasa 3/8" hasta ret N°4.

Con estas ecuaciones puedo obtener el flujo laminar, flujo transitorio para arenas gruesas, arenas medias y arenas finas.

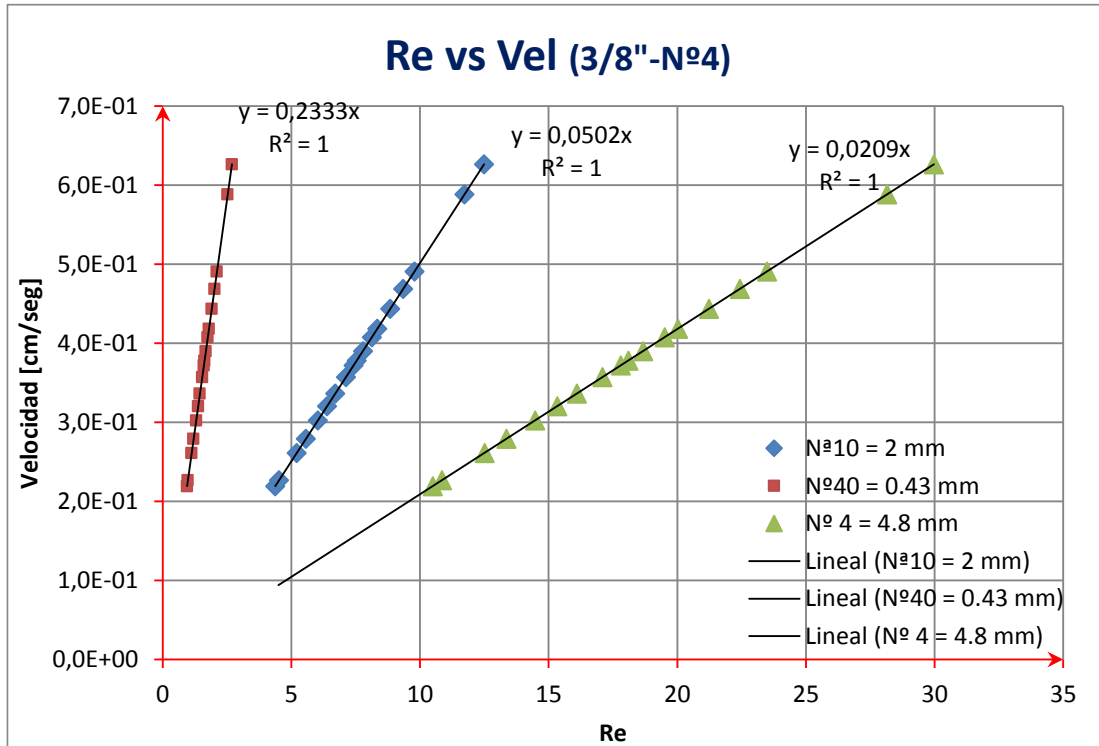


Figura 5. 13 Curva Re vs velocidad con D0.43, D2 y D4.80 para 3/8''-N°4 rio Santa Ana.

5.10. Límites de flujo transitorio Re N°40, Re N°10 y Re N°4.

5.10.1 Rio Guadalquivir.

Tabla 5. 13 Coordenadas de los límites de flujo transitorio con D0.43, D2 y D4.80 del rio Guadalquivir.

Prueba	Nº40 = 0,43 mm		Nº 10 = 2 mm		Nº 4 = 4,8 mm	
	Re =1	Re=10	Re =1	Re=10	Re =1	Re=10
Pasa 3/8" hasta ret Nº4					0,12 ; 0,0209	4,02 ; 0,209
Pasa Nº4 hasta ret Nº10					0,19 ; 0,0209	6,85 ; 0,209
Pasa Nº4 hasta ret Nº40			0,79 ; 0,0502	15,93 ; 0,502	0,25 ; 0,0209	5,07 ; 0,209
Pasa Nº4 hasta ret Nº200	12,68 ; 0,2333	126,18 ; 2,333	2,79 ; 0,0502	27,21 ; 0,502	1,205 ; 0,0209	11,37 ; 0,209

Dónde: (x ; y) = (Gradiente hidráulico ; velocidad).

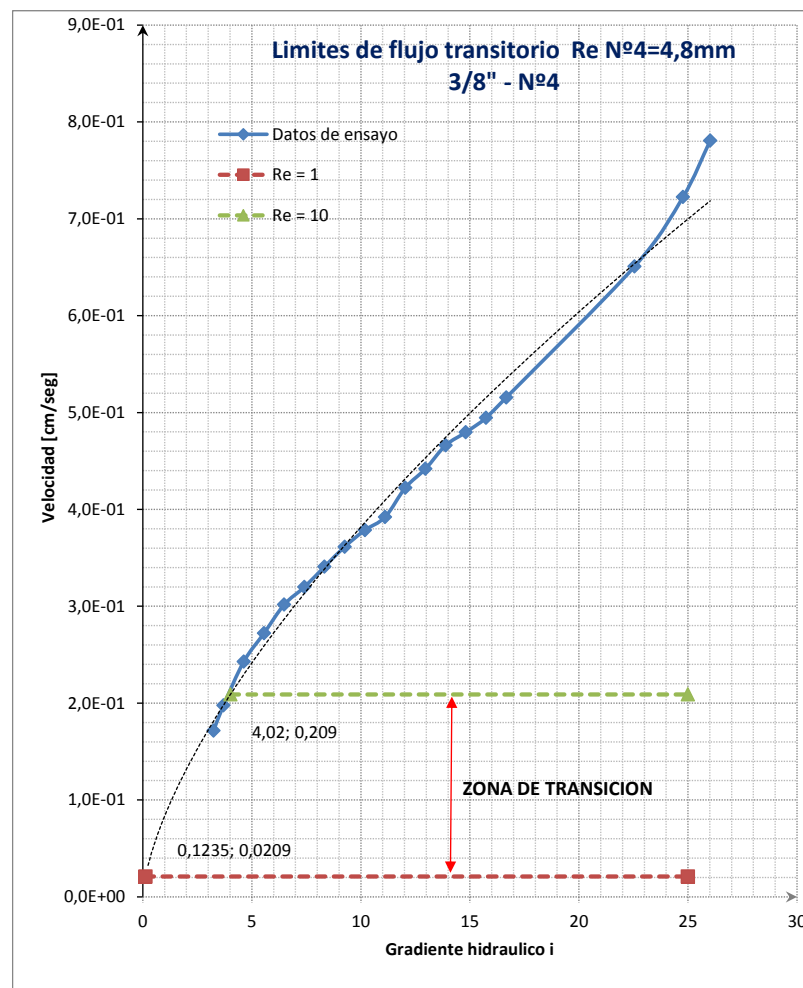


Figura 5. 14 Curva v vs i con límites de flujo transitorio con D4.8 para 3/8"-Nº4 Rio Guadalquivir.

5.10.2. Rio Santa Ana.

Tabla 5. 14 Coordenadas de los límites de flujo transitorio con D0.43, D2 y D4.80 del rio Santa Ana.

Prueba	Nº40 = 0,43 mm		Nº 10 = 2 mm		Nº 4 = 4,8 mm	
	Re =1	Re=10	Re =1	Re=10	Re =1	Re=10
Pasa 3/8" hasta ret N°4					0,031 ; 0,0209	3,14 ; 0,209
Pasa N°4 hasta ret N°10					0,10 ; 0,0209	3,67 ; 0,209
Pasa N°4 hasta ret N°40			18,56 ; 0,0502	883,46 ; 0,502	4,27 ; 0,0209	203,13 ; 0,209
Pasa N°4 hasta ret N°200	440,48 ; 0,2333	15959,52 ; 2,333	40,15 ; 0,0502	1454,71 ; 0,502	10,24 ; 0,0209	371,07 ; 0,209

Dónde: (x ; y) = (Gradiente hidráulico ; velocidad).

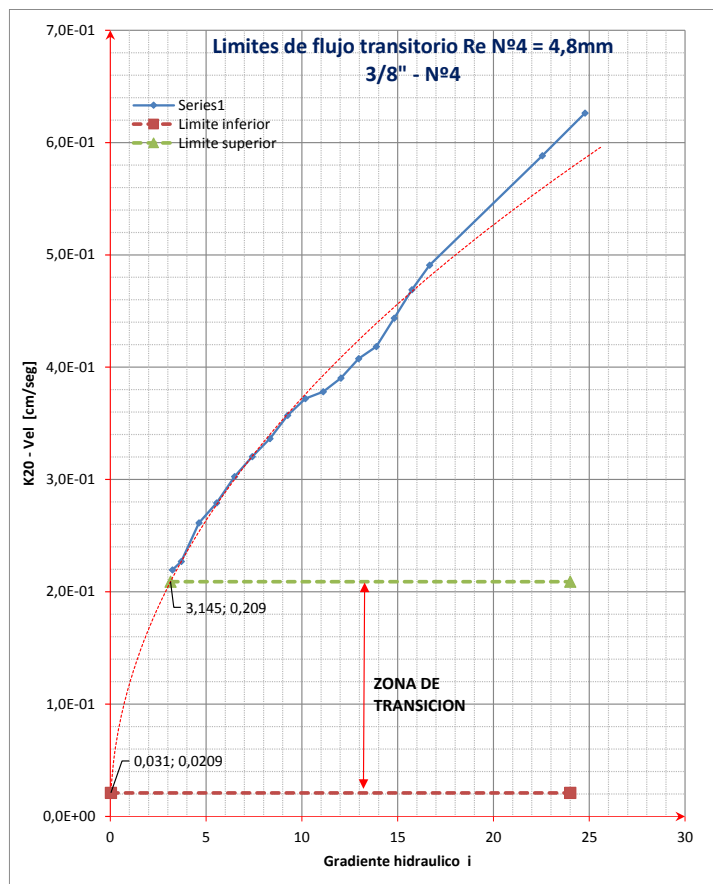


Figura 5. 15 Curva v vs i con límites de flujo transitorio con D4.8 para 3/8''-N°4 Rio Santa Ana.

5.11. Análisis de “K” según formula empírica de Hazen.

5.11.1. Rio Guadalquivir.

Allen Hazen $k = C \cdot D_{10}^2$

k = Conductividad hidráulica.

C = Coeficiente de Hazen que depende de las partículas del suelo.

D_{10} = Diámetro efectivo.

Tabla. Valores del coeficiente C (Tindall & Kunkel 1999; Whitlow, 1994).

TIPO DE SUELO	C	C_U	D_{10} mm
Arena muy fina, pobremente gradada	0.4 a 0.8	$C_U \geq 5$	0.003 a 0.6
Arena fina, con finos apreciables	0.4 a 0.8		
Arena media, bien gradada	0.8 a 1.2	$C_U < 5$	0.06 a 3.0
Area gruesa, pobremente gradada	0.8 a 1.2		
Arena gruesa limpia, bien gradada	1.2 a 1.5		

Datos: $D_{10} = 0,22$ mm
 $C = 0,8$

$K = 0,03872$ cm/seg
 $3,87E-02$ cm/seg

$K = C (0.7 + 0.03 t) D_{10}^2$ (cm/seg) $t =$ Temperatura en °C.

$D_{10} = 0,022$ cm
 $t = 22,5$ [°C]
 $C = 80$

$K = 0,05324$ cm/seg
 $5,32E-02$ cm/seg

Comparando K con el obtenido en laboratorio (promedio) N°4-N°200 que es de $1.829 \cdot 10^{-2}$ cm/seg, se observa que el valor obtenido con la formula empírica es mayor con una diferencia de 0.03491 cm/seg es decir 191% más.

Recordando lo dicho en la teoría, la relación de Hazen fue obtenida para el diseño de filtros de arenas para purificar agua, lo que significa que las arenas utilizadas tenían propiedades muy particulares, como por ejemplo, sueltas, limpias y con un coeficiente de uniformidad menor a 2, es por esta razón que el K hallado difiere mucho con el hallado en laboratorio.

5.11.2. Rio Santa Ana.

Allen Hazen $k = C \cdot D_{10}^2$

k = Conductividad hidráulica.

C = Coeficiente de Hazen que depende de las partículas del suelo.

D_{10} = Diámetro efectivo.

Tabla. Valores del coeficiente C (Tindall & Kunkel 1999; Whitlow, 1994).

TIPO DESUELO	C	C_U	D_{10} mm
Arena muy fina, pobremente gradada	0.4 a 0.8	$C_U \geq 5$	0.003 a 0.6
Arena fina, con finos apreciables	0.4 a 0.8		
Arena media, bien gradada	0.8 a 1.2	$C_U < 5$	0.06 a 3.0
Area gruesa, pobremente gradada	0.8 a 1.2		
Arena gruesa limpia, bien gradada	1.2 a 1.5		

Datos:

$D_{10} = 0,12$ mm

$C = 0,8$

$K = 0,01152$ cm/seg
 $1,15E-02$ cm/seg

$K = C (0.7 + 0.03 t) D_{10}^2$ (cm/seg)

t = Temperatura en °C.

$D_{10} = 0,012$ cm

$t = 19,699$ [°C]

$C = 80$

$K = 0,01487197$ cm/seg
 $1,49E-02$ cm/seg

Comparando K con el obtenido en laboratorio (promedio) N°4-N°200 que es de $2.198 \cdot 10^{-3}$ cm/seg, se observa que el valor obtenido con la formula empírica es mayor con una diferencia de 0.0127 cm/seg es decir 578% más.

Recordando lo dicho en la teoría, la relación de Hazen fue obtenida para el diseño de filtros de arenas para purificar agua, lo que significa que las arenas utilizadas tenían propiedades muy particulares, como por ejemplo, sueltas, limpias y con un coeficiente de uniformidad menor a 2, es por esta razón que el K hallado difiere mucho con el hallado en laboratorio.

5.12. Aplicación Práctica.

Es frecuente que en las camas de corte de las carreteras aparezcan grandes cantidades de agua, por lo que resulta útil la colocación de capas permeables bajo el pavimento para su protección.

Estas capas son de un espesor razonable que se colocan debajo de la corona del camino o de la superficie pavimentada y están construidas por un material de filtro, de manera que con ayuda de una pendiente adecuada y correctas instalaciones de salidas puedan drenar el agua que infiltre desde el pavimento, que provenga de los acotamientos de la vía o que ascienda por supresión procedente de los niveles inferiores.

Es imperioso conocer como es el comportamiento de los suelos que usualmente se utilizan en las obras drenantes, pero el análisis de dicho comportamiento es referido a las propiedades que se experimentan en esta investigación como lo es la permeabilidad en arenas y el tipo de flujo que se tiene, con este fin se propone una alternativa de predimensionamiento para el diseño en obras de drenaje aplicados a la construcción de carreteras.

5.13. Ejemplo de Aplicación.

Se desea saber la altura critica h que tiene que tener la carpeta drenante construido con material de filtro de arena gruesa del rio Guadalquivir, de manera que garantice suficiente capacidad de descarga como para eliminar rápida y eficazmente las aguas que se colecten, sin que generen fuerzas de filtración o presiones perjudiciales , teniendo como datos un caudal producto de la subpresion de $0.0035 \text{ m}^3/\text{seg}$ extraído de un estudio hidrológico, si la longitud de la trayectoria de descargue del agua es igual a 120 metros y la pendiente del terreno es de 4%. La base de la carretera es de 8 metros.

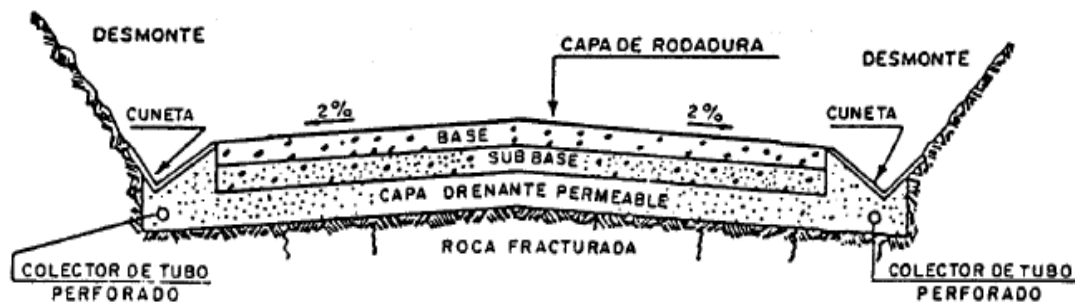


Figura 5. 16 Capa drenante utilizada como capa permeable para interceptar flujo ascendente por subpresión.

DATOS.			
Arenas del Rio Guadalquivir			
caudal de subpresion	q =	0,0035 [m3/seg]	3500 [cm3/seg]
pendiente de la carretera	m =	4 [%]	0,04
Longitud de trayectoria	L =	120 [m]	12000 [cm]
Base de la carretera	b =	8 [m]	800 [cm]

SOLUCION:

Como me pide la altura critica de la carpeta drenante, voy a utilizar la arena del rio Guadalquivir con el límite de flujo transitorio $Re = 10$ porque es el punto donde se transforma el flujo de transición a turbulento (tratado en 5.9. Límites de flujo transitorio).

Dándome una velocidad $Re = 10$ Limite de flujo transitorio $3/8'' - N^{\circ}4$
 $v = 0,209$ [cm/seg]
 $i = 4,01$

Utilizando la ecuacion 3,7 $q = k \times i \times A$ } $h = \frac{q}{k \times i \times b}$
 Si $A = b \times h$

El gradiente hidraulico es igual a $i = \frac{\Delta h}{L}$

Calculamos el desnivel $H = m \times L$

Reemplazando los datos en las ecuaciones tenemos:

$$H = 479,6 \text{ [cm]}$$

$$k = 5,21E-02 \text{ [cm/seg] arena limpia}$$

$$h = 20,93 \text{ [cm]}$$

La altura critica para que tenga un buen drenaje es de 20,93cm, pasada esta altura pasamos a flujo transitorio donde el drenaje sera pobre, es decir el agua se evacuara mas lentamente.

Si se toma $Re = 1$, la velocidad sera 0,0209 cm, donde la altura critica calculada es $h = 209,3$ cm por lo que no se recomendaria su uso .

5.14. Limitaciones del análisis.

La validez de aplicación de la Ley de Darcy está limitada. A medida que aumenta el caudal específico q , la relación entre éste y el gradiente i , puede desviarse de la relación lineal expresada por la Ley de Darcy.

La ley de Darcy deja de ser válida para condiciones extremas de flujo: para valores altos del gradiente hidráulico y por consiguiente de la velocidad de flujo y para valores bajos del mismo gradiente hidráulico. Para las muestras ensayadas en las arenas si es aplicable la Ley de Darcy porque los mismos no sobrepasan a flujo turbulento.

Observando los datos se aprecia claramente que las partículas del suelo están reacomodándose, luego el valor de K tiende a converger a un valor constante.

Como nuestra muestra es reconstituida, el valor de la permeabilidad que se obtenga sólo será un valor aproximado del valor real. Se debe tener especial cuidado con la relación de vacíos a la que se reconstituye la muestra, ya que este parámetro podría hacer variar fuertemente el valor de la permeabilidad real.

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

- Se tomó como criterio para considerar el flujo laminar la linealidad matemática de la relación entre la velocidad y el gradiente hidráulico $v:i$. 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%.
- Hablamos de flujo laminar cuando la relación entre el gradiente hidráulico y la velocidad de flujo es lineal o flujo transitorio cuando dicha relación es exponencial.
- La ley de Darcy es válida para todo suelo donde el flujo sea laminar: arenas finas a medias, arenas gruesas bien gradadas.

- Se ha podido constatar con la revisión literaria, que estos límites para el flujo laminar, estimados en base al número de Reynolds, han sido definidos 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.
- 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.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones.

Luego de analizar los resultados de los ensayos realizados, las principales conclusiones obtenidas de éstos se presentan a continuación. Cabe notar que estas conclusiones se basan en los ensayos realizados tanto en el río Guadalquivir y río Santa Ana, utilizadas en esta investigación:

- ✓ Se logró hacer un análisis de la velocidad-gradiente hidráulico para suelos aluviales del río Guadalquivir y río Santa Ana, observándose claramente el efecto de la interacción fluido partícula, ya que a mayor diámetro de las partículas mayor velocidad del agua, y por tanto mayor permeabilidad del suelo.
- ✓ Experimentalmente se comprobó la relación directa entre el caudal que atraviesa el permeámetro y el gradiente hidráulico, es decir, a mayor gradiente hidráulico mayor caudal.
- ✓ En cada uno de los ensayos realizados observamos que las partículas de suelo se reacomodan ya que al realizar de nuevo el ensayo se produce una variación de caudal.
- ✓ Se realizó los ensayos de granulometría, límites de Atterberg de los suelos, para clasificarlo en el sistema SUCS obteniéndose para para el río Guadalquivir un GW Grava bien graduada, y para el río Santa Ana un GP Grava mal graduada con arena.
- ✓ Se determinó el coeficiente de permeabilidad K mediante el ensayo del permeámetro de carga constante con un equipo construido, dándonos valores coherentes al comparar con otros autores, donde Coduto y Das nos muestran los rangos para las arenas gruesas y finas (Tabla 5.1 y Tabla 5.2) debido a que este equipo se construyó con sumo cuidado.

- ✓ En esta investigación los valores obtenidos en los ensayos de K son del orden de 10^{-2} y 10^{-3} cm/seg, que son valores típicos de las arenas.
- ✓ La ecuación utilizada de Hazen para calcular la permeabilidad con base en el D₁₀, tanto en el río Guadalquivir y río Santa Ana se sobrepasan el primero con 191% y el segundo con 578% más, por lo que la fórmula de Hazen es inaplicable para estos ríos, recordando lo dicho en la teoría la ecuación de Hazen no pretende de ninguna forma sustituir el ensayo de permeabilidad, pero brindan una aproximación satisfactoria previa a dichos ensayos, para que de esta forma el ingeniero tenga una idea preliminar del suelo con el que está tratando.
- ✓ En muestras con dos o más tamaños de grano mezclados en diferentes proporciones se puede observar que el volumen de las partículas de menor tamaño influye significativamente en el valor de la permeabilidad.
- ✓ Se logró obtener la curva velocidad (Q/At) versus gradiente hidráulico (h/L) en los ensayos realizados, pero no se encontró el flujo transitorio en los ensayos realizados por lo que se proyectó las ecuaciones obtenidas encontrándose en el río Guadalquivir con Re d₁₀ para N°4-N°200 el flujo transitorio, y para el río Santa Ana con un Re d₁₀ para N°4-N°200 el flujo transitorio, donde las alturas de carga son muy grandes.
- ✓ Se verificó la validez de la Ley de Darcy por medio del número de Reynolds, en los ensayos realizados observándose que en todas las muestras todavía se tiene un $Re < 1$ donde las gráficas velocidad vs gradiente hidráulico tiene una relación lineal, cumpliéndose todavía la Ley de Darcy.
- ✓ En la aplicación práctica se demuestra que no son recomendables usar arenas de los ríos Guadalquivir y río Santa Ana como filtros drenantes en carpetas ya que dan espesores demasiados altos.
- ✓ Finalmente se cumplieron todos los objetivos planteados cumpliéndose el propósito de esta investigación que es de producir conocimiento.

6.2. Recomendaciones.

- ✓ Los ensayos realizados en laboratorio se deben realizar mínimamente tres veces para así verificar y asegurar la repetividad de los resultados.
- ✓ Los ensayos de permeabilidad se deben realizar con la mayor prolijidad posible, para minimizar el error que puede causarse en laboratorio como ser de observación y medición.
- ✓ Para la correcta interpretación de los resultados de una prueba en un permeámetro de carga constante se debe utilizar gradientes hidráulicos similares a aquellos observados en terreno.
- ✓ Es indispensable calibrar los coeficientes de las formulas con datos experimentales en cada una de los ensayos uno a uno.
- ✓ Por ser este un primer trabajo de carácter experimental-teórico usando el concepto de flujo transitorio en arenas, se recomienda ampliar el área de investigación en granulometrías gruesas de otros ríos, como el rio Camacho.
- ✓ Se recomienda también estudiar a mayor profundidad lo que en el año 1856 Darcy proponía, pero específicamente para suelos gruesos, y ver el comportamiento de v vs i , verificando hasta qué punto es válida esta ley.