



Universidad Autónoma de Querétaro

Facultad de Ingeniería

**Infiltración en pozos de absorción utilizando la
teoría de fractales. Caso acuífero del Valle de
Celaya**

Tesis

Que como parte de los requisitos para obtener el Grado
de
Maestro en Ciencias

Presenta
Rubén Gasca Granados

Dirigido por:
Dr. Enrique González Sosa

Querétaro, Qro. a enero del 2025

La presente obra está bajo la licencia:
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/deed.es>



CC BY-NC-ND 4.0 DEED

Atribución-NoComercial-SinDerivadas 4.0 Internacional

Usted es libre de:

Compartir — copiar y redistribuir el material en cualquier medio o formato

La licenciante no puede revocar estas libertades en tanto usted siga los términos de la licencia

Bajo los siguientes términos:



Atribución — Usted debe dar [crédito de manera adecuada](#), brindar un enlace a la licencia, e [indicar si se han realizado cambios](#). Puede hacerlo en cualquier forma razonable, pero no de forma tal que sugiera que usted o su uso tienen el apoyo de la licenciante.



NoComercial — Usted no puede hacer uso del material con [propósitos comerciales](#).



SinDerivadas — Si [remezcla, transforma o crea a partir](#) del material, no podrá distribuir el material modificado.

No hay restricciones adicionales — No puede aplicar términos legales ni [medidas tecnológicas](#) que restrinjan legalmente a otras a hacer cualquier uso permitido por la licencia.

Avisos:

No tiene que cumplir con la licencia para elementos del material en el dominio público o cuando su uso esté permitido por una [excepción o limitación](#) aplicable.

No se dan garantías. La licencia podría no darle todos los permisos que necesita para el uso que tenga previsto. Por ejemplo, otros derechos como [publicidad, privacidad, o derechos morales](#) pueden limitar la forma en que utilice el material.



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ciencia (Hidrología Ambiental)

Infiltración en pozos de absorción utilizando la teoría de fractales. Caso acuífero del Valle de Celaya

Tesis

Que como parte de los requisitos para obtener el Grado de
Maestro en Ciencias

Presenta

Rubén Gasca Granados

Dirigido por:

Dr. Enrique González Sosa

Dr. Enrique González Sosa

Presidente

Dr. Eusebio Jr Ventura Ramos

Secretario

Dr. Pascal Breill

Vocal

Dra. Rosalía Virginia Ocampo Velázquez

Suplente

Dra. Mónica Cervantes Jiménez

Suplente

Centro Universitario, Querétaro, Qro.

Fecha de aprobación por el Consejo Universitario 30 de enero del 2025

México

DEDICATORIA

Le dedico este trabajo a mi familia:

- A mi madre, Eva Granados Martínez, por su motivación para realizar la maestría y su apoyo incondicional en la culminación de esta meta.
- A mis hermanos: Jaime, Gregorio, Blanca, Carlos y María Noemi
- A mis sobrinos: Exeni, Luis Albero, Daniel Joseph y Luis Rubén.

AGRADEZCO:

- A Dios por darme la salud y la oportunidad de realizar esto.
- Al Dr. Enrique González Sosa, por su orientación, guía y apoyo incondicional en la elaboración de este proyecto.
- Al Dr. Eusebio Jr Ventura Ramos, por su colaboración para lograr el desenlace del mismo.
- Al Dr. Pascal Breill, Dra. Rosalía Virginia Ocampo Velázquez y Dra. Mónica Cervantes Jiménez, por ser miembros honorables del sínodo y su apoyo para la presentación del presente trabajo.
- A la Universidad Autónoma de Querétaro, con especial reconocimiento a la Facultad de Ingeniería, por las facilidades prestadas en la realización de mis estudios.
- Me es grato expresar mi reconocimiento a una serie de personas que me apoyaron en el desarrollo: Juan Silva Arellano, por su ayuda en la configuración de los sensores y tarjeta para el modelo físico a escala; al personal académico de Hidrología Ambiental, a los trabajadores del laboratorio de fluidos de la FI de la UAQ, en especial al MC Felipe Ortiz, y, por último, pero no menos importante, a mis compañeros de la maestría (generación 2021) Daniel, Ana, Fernando, Miguel y Jorge.
- Al personal de JUMAPA Celaya, que me proporciono información, para hacer parte del trabajo, Juan Antonio Blanco Figueroa, José Luis Gómez Cintora, Patricia Adriana Estrada Orozco y Juan Rogelio Lugo.

Tabla de contenido

DEDICATORIA	ii
AGRADEZCO:	ii
Lista de Figuras	v
Lista de Tablas	vi
SIMBOLOGÍA.....	viii
ACRÓNIMOS.....	xi
RESUMEN.....	1
ABSTRACT	1
1.INTRODUCCIÓN	3
2. ANTECEDENTES.....	11
3.MARCO TEÓRICO.....	20
3.1. Distribución de la presión e infiltración en pozos de inyección.	21
3.1.1. Presión.....	21
3.1.2. Infiltración.....	23
3.2. Programas que calculan la infiltración.....	27
3.3. El suelo como un objeto fractal.....	30
3.3.1. Fractales	31
3.4. Modelación Física del pozo de inyección.	33
3.4.1. Modelo Físico	35
3.4.2. Leyes de similitud	35
4. HIPOTESIS Y OBJETIVOS.....	38
4.1. Hipótesis.....	38
4.2. Objetivos	38

5. METODOLOGÍA	39
5.1. Área de Estudio	39
5.2. Prueba de infiltración <i>in situ</i>	43
5.3. Configuración experimental.....	45
5.3.2. Sistema de adquisición de datos.....	47
5.4. Puesta en marcha del modelo físico.....	48
5.4.1. Calibración de carga y presión Hidráulica estática, con una capa de arena.....	48
5.4.2. Calibración flujo permanente.....	50
5.4.3. Modelo Numérico	51
6. COMPENDIO DE EXPERIMENTOS.....	52
6.1.1. Flujo Arena – Arcilla	52
6.2. Experimento 4, Multicapa.....	62
6.2.1. Flujo experimento 4: multicapa	62
6.3. Análisis de la distribución de presiones.....	65
6.4. Sinopsis de los resultados experimentales.....	73
6.4.1. Contraste del modelo físico y modelo numérico: Caso Multicapa	77
6.4.2. Análisis de la conductividad hidráulica	78
6.4.2.1. Certidumbre de la conductividad hidráulica teórica, in situ y laboratorio.....	79
7. ANÁLISIS DE RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	81
7.1. Modelo físico a escala de un pozo de infiltración.....	81
7.2.1. Análisis de presiones.....	81
8. CONCLUSIONES	89
9. REFERENCIAS	91
10. ANEXOS	95

Lista de Figuras

Figura 1 Acuíferos con publicación de disponibilidad en el DOF, 2017. Fuente CONAGUA 2019.....	5
Figura 2. Acuíferos en el estado de Guanajuato. Fuente: CEA, 2019	6
Figura 3. El agua en el suelo (Basado en Bonnet, 1960)	21
Figura 4. Esquema del perfil de pozo de inyección y las capas que atraviesa horizontal y verticalmente	23
Figura 5. Sección que muestran el pozo de recarga de la zona vadosa con relleno de arena o grava y tubería de suministro perforada. Las flechas representan el flujo descendente en la zona húmeda con conductividad hidráulica K. Fuente: Basado en Bower, 2002.....	35
Figura 6. Ubicación de los pozos de infiltración. Fuente: Google Earth Pro. Fecha de imagen 11/09/2017	40
Figura 7. Corte litológico del Pozo de infiltración de K'iin Residencial, Celaya, Gto. Fuente: JUMAPA 2019.....	41
Figura 8. Corte litológico del Pozo de infiltración de Compuertas del Campestre, Celaya, Gto. Fuente: JUMAPA 2015.....	42
Figura 9. Foto del equipo de Columna de Filtración con Lecho Profundo Armfield - W5-MkII-A, ubicado en el laboratorio de fluidos de la UAQ. Condiciones iniciales, conectados con piezómetros de manguera, General	46
Figura 10. Foto del equipo de Columna de Filtración con Lecho Profundo Armfield - W5-MkII-A, ubicado en el laboratorio de fluidos de la UAQ. conexiones iniciales antes de modificarlo.	46
Figura 11. A) Esquema del sistema de adquisición de datos. B) Procesamiento de información obtenida por el Arduino	48
Figura 12. Esquema de flujo con presión hidráulica constante.....	49
Figura 13. Disposición del modelo físico para la calibración de los sensores piezométricos en estado hidrostático. a) Del lado izquierdo esquema del modelo con la ubicación de los sensores con perfil de presión hidrostática b) Del lado derecho calibración	50

Figura 14. Modelo físico para la calibración de los sensores piezométricos en estado hidrodinámico. a) Del lado izquierdo esquema del modelo con la ubicación de los sensores con su perfil de presiones. b) Del lado derecho ejemplos de la calibración	51
Figura 15. Programa de cálculo del gasto de infiltración en pozo de absorción.....	52
Figura 16. Caudal de entrada y salida del Pozo de infiltración en la prueba 2	54
Figura 17. Datos recopilados de la prueba 2 de la Carga Vs tiempo.	58
Figura 18. Carga y Presión de la prueba 2.	59
Figura 19. Carga y Presión de la prueba 2 con regresión lineal.....	60
Figura 20. Carga y Presión hidrostática del experimento 2	61
Figura 21. Caudal de entrada y salida del experimento 4	65
Figura 22. Datos recopilados del experimento 4 de la carga Vs tiempo.....	69
Figura 23. Carga y Presión del experimento 4. P= presión, E4= experimento 7, DL= descarga libre, NF= nivel freático en 0	70
Figura 24. Presión con regresión lineal del experimento 4. P= presión, E4= experimento 7, DL= descarga libre, NF= nivel freático en 0	71
Figura 25. Carga y Presión hidrostática del experimento 4	72
Figura 26. Esquema de medición de la conductividad hidráulica por el método de carga constante.....	78
Figura 27. Rango de Valores de Conductividad Hidráulica y Permeabilidad. Fuente: freeze y cherry (1979).....	80
Figura 28. Rango de valores de la Conductividad hidráulica. Fuente: Anderson y Woessner, (1992).	80
Figura 29. Resultado de las diferentes pruebas en presión y carga.....	83
Figura 30. Resultado de las diferentes pruebas en presión	84
Figura 31. Resultado de las diferentes pruebas en carga	85
Figura 32. Resultado de las diferentes pruebas en presión hidrostática.....	86

Lista de Tablas

Tabla 1. Inventario de proyectos de Recarga Artificial en México.	18
--	----

Tabla 2. Características del pozo de absorción de K'iin Residencial	40
Tabla 3. Características del pozo de absorción de Compuertas del Campestre	42
Tabla 4. Datos de prueba de infiltración del pozo de absorción de K'iin Residencial	43
Tabla 5. Prueba de infiltración de compuertas del campestre.....	43
Tabla 6. Cálculo del caudal por nivel y tiempo en la prueba de infiltración en Compuertas del Campestre.....	44
Tabla 7. Pruebas realizadas en el modelo físico a escala.....	46
Tabla 8. Principales tiempos del experimento	52
Tabla 9. Medición del gasto de entrada al pozo de infiltración prueba 2	53
Tabla 10. Aforo del caudal de salida de la prueba 2	53
Tabla 11. Promedio de presiones en la prueba 2.....	55
Tabla 12. Presión hidrostática en la prueba 2	55
Tabla 13. Determinación de la Ks por varias fórmulas experimento 2.....	56
Tabla 14. Cálculo del caudal con la fórmula de Fuentes et al (2020) de la prueba 2	57
Tabla 15. Cálculo del caudal con la fórmula de Fuentes et al (2020) a escala 50:1	57
Tabla 16. Estratigrafía del suelo para el experimento 4 del pozo de infiltración de Compuertas del Campestre.....	62
Tabla 17. Medición del gasto de entrada al pozo de infiltración en la prueba 4.....	63
Tabla 18. Aforo del caudal de salida del pozo de infiltración prueba 4.....	63
Tabla 19. Promedio de presiones en el Pozo de infiltración prueba 4	65
Tabla 20. Promedio de presiones hidrostáticas en el Pozo de infiltración prueba 4.....	66
Tabla 21. Determinación de la Ks por varias formas prueba 4.....	67
Tabla 22. Cálculo del caudal con la fórmula de Fuentes et al (2021), en prueba 4	67
Tabla 23. Cálculo del gasto de infiltración en condiciones ideales Pozo de infiltración Compuertas del Campestre	68
Tabla 24. Resumen de experimentos	73
Tabla 25. Caudal de entrada y salida en los diferentes experimentos o pruebas	74
Tabla 26. Resultados de la toma de lectura de la presión (P) y la carga (H) de las diferentes pruebas, todas con descarga libre.....	74

Tabla 27. Resultados de la toma de lectura de la presión (P) y la carga (H) de las diferentes pruebas, todas con Nivel freático	75
Tabla 28. Resultados de la toma de lectura de la presión hidrostática (PH) y la carga hidrostática (H) de las diferentes pruebas, todas con Nivel freático.....	75
Tabla 29. Resultados de los caudales obtenidos en las diferentes pruebas, por modelo físico y el modelo matemático	76
Tabla 30. Comparación de caudales para los pozos de absorción, de la prueba de infiltración, modelo matemático y modelo físico a escala.....	77
Tabla 31. Comparativa de la conductividad hidráulica por diferentes métodos en las pruebas	79
Tabla 32. Coeficientes de correlación para las diferentes pruebas	79
Tabla 33. Coeficientes de correlación entre las presiones de los diferentes experimentos..	83
Tabla 34. Coeficientes de correlación entre las cargas de los diferentes experimentos	85
Tabla 35. Coeficientes de correlación entre experimentos de la presión hidrostática	86

SIMBOLOGÍA

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	UNIDADES
%	Porcentaje	Sin dimensiones
c	Gradiente de presión al cuadrado	Sin dimensiones
C_F	Compresibilidad isotérmica del fluido	[Lt ² M]
C_W	Almacenaje específico del agua	[1 L]
D_B	Dimensión fractal de frontera	Sin dimensiones
D_M	Dimensión fractal de masa	Sin dimensiones
D_T	Dimensión fractal para los caminos tortuosos del flujo	Sin dimensiones
$E = E(, T).$	Energía interna	[ML ² t ²]
D_M	Difusión/Dispersión de la componente m	[L ² t]
$D_{JL, M}$	Tensor de difusión / dispersión de la componente m	[L ² t]

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	UNIDADES
∂	Derivada	Sin dimensiones
F	Variable de masa total	[M L ³]
FI	Fuerzas de inercia	[M Lt]
FM	Fuerzas viscosas	[M Lt]
F_{MO}	Funciones de fugacidad de la m-ésima componente en la fase líquida	[M Lt ²]
F_{MG}	Funciones de fugacidad de la m-ésima componente en la fase vapor.	[M Lt ²]
G	Magnitud de la aceleración de la gravedad	[L t ²]
H	Profundidad o geometría del pozo	[L]
H	Carga de presión	[L]
$J_{J,M}$	Difusión/Dispersión de la componente m	[M L ² t]
K_{IJ}	Tensor de permeabilidad	[L ²]
K	Permeabilidad	[L ²]
K	Conductividad hidráulica	[L t]
KC	Conductividad del poro	[L t]
$K(R)$	Conductividad hidráulica del tamaño de poro	[L t]
$P_{KL} = P_{KL}(R, T)$	Tensor de tensión de viscosidad	[M Lt ²]
P	Presión del fluido	[M Lt ²]
P_w	Presión de la fase agua	[M Lt ²]
P_c	Presión capilar	[M Lt ²]
P_{cow}	Presión capilar $p_o - p_w$	[M Lt ²]
P_{cgo}	Presión capilar $p_g - p_o$	[M Lt ²]
Q_w	Fuente / sumidero de la fase agua	[M L ³ t]
Q_w	Fuente / sumidero de la componente agua	[M L ³ t]

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	UNIDADES
Q_{ws}	Fuente / sumidero de la fase agua a condiciones estándar	$[M L^3 t]$
Q	Caudal o flujo	$[L^3 t]$
R	Radio del poro	$[L]$
R	Radio del pozo	$[L]$
RE	Numero de Reynolds	Sin dimensiones
S_w	Saturación de la fase agua	Fracción
$T = T(R, T)$	Campo de temperatura	$[T]$
VP	Volumen del espacio del poro	$[L^3]$
Z	Posición vertical	$[L]$
Γ	Gravedad	$[M L^2 t^{-2}]$
M	Viscosidad del fluido	$[M Lt]$
Λ_{MAX}	Diámetro máximo del poro.	$[L]$
Λ_{MIN}	Diámetro mínimo del poro	$[L]$
$P(R, T)$	Densidad	$[M L^3]$
P_w	Densidad de la fase agua	$[M L^3]$
P_{ws}	Densidad del agua a condiciones estándar	$[M L^3]$
θ	Contenido volumétrico del agua, o simplemente la humedad de suelo	Sin dimensiones
Φ	Porosidad	Fracción
ψ	Potencial de presión	$[M Lt^2]$
∇	Cambio	Sin dimensiones
θ	Grado efectivo de saturación	Sin dimensiones
Φ_{EF}	Porosidad efectiva	Sin dimensiones

ACRÓNIMOS

Amp	Amperes
CA	corriente alterna
CC	Corriente continua
cm	centímetros
cm ca	presión en centímetros columna de agua
CONAGUA	Comisión Nacional del Agua
DL	descarga libre de la prueba
E	experimento número
EPA	United States Environmental Protection Agency
H	carga
JUMAPA	Junta Municipal de agua potable y alcantarillado de Celaya, Gto.
Kg	kilogramos
Kg/cm ²	presión en kg sobre centímetro cuadrado
Ks	Conductividad hidráulica saturada
m	Metros
MFE	Modelo físico a escala
MM	Modelo matemático
NF	nivel freático del experimento
NOM	Normas Oficiales Mexicanas
NPT	Rosca nacional de tuberías, tipo de rosca cónica
P	presión
PH	Presión Hidrostática
PIB	Producto Interno Bruto
PSI	Presión en libras sobre pulgadas cuadradas
Q	Caudal
RAA	Recarga Artificial de Acuíferos
RL	Regresión lineal
SACMEX	Sistema de Aguas de la Ciudad de México
SD	tarjeta de memoria Secure Digital
V	Volts
ODS	Objetivos de Desarrollo Sostenible
ONU	Organización de las Naciones Unidas
FIDA	Fondo Internacional de Desarrollo Agrícola
NOM	Normas Oficiales Mexicanas
BM	Banco Mundial
UNESCO	Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura

RESUMEN

Cada vez es más difícil ignorar la alta vulnerabilidad de los recursos hídricos ante el cambio climático, por lo que es de vital importancia implementar medidas de adaptación que permitan el manejo integral del agua, y así garantizar eficazmente la creciente demanda de la población del vital líquido de una manera sostenible. El aumento de los escurrimientos pluviales por el desarrollo urbano, propicia muchos problemas y disminuye la infiltración. El comportamiento del flujo en pozos de absorción entre la atmósfera y el acuífero está prescrito por el acoplamiento entre la explicación fractal de la conductividad hidráulica del suelo y la ecuación de Richards. Para la realización de este trabajo se consideró como objeto de estudio un pozo de infiltración ubicado en Celaya Guanajuato, el cual se comparó con un modelo matemático realizado mediante las ecuaciones de Richards y Fuentes; además de un modelo físico a escala en laboratorio para determinar si el modelo matemático representa adecuadamente la realidad. Los resultados indican que, en este caso, el modelo físico a escala no se comporta de forma lineal y uniforme de acuerdo con las presiones, si no que aumenta hasta un tercio y después decae; No es posible comparar las pruebas de infiltración en campo con los resultados del modelo físico a escala (laboratorio) ni con el matemático, pues no se realizaron adecuadamente, lo cual permite un aprendizaje del fenómeno de infiltración en pozos de absorción.

Palabras clave: Pozos de infiltración, modelo físico a escala y conductividad hidráulica.

ABSTRACT

Every time it's more difficult to ignore the high vulnerability of water resources to global change, for this reason it's of vital importance to implement adaptation measures that allow for integrated water management to effectively guarantee the increasing demand of the population for this resource in a sustainable manner. Rainfall runoff has increased as urban areas have grown, causing problems and decreasing infiltration. The flow behavior in drywells between the atmosphere and the aquifer is prescribed by the coupling between the fractal explanation of the hydraulic conductivity of the soil and the Richards equation. An drywell built in Celaya Guanajuato was taken as a base Celaya, which was compared with a

mathematical model that was calculated using the equations determined by the researchers Richards and Fuentes, as well as a physical model in the laboratory, in order to know if it adequately represents the reality. The obtained results indicated that in this case the physical scale model doesn't behave in a linear and uniform way according to the pressures, but rather it increases up to a third and then decreases, the field infiltration tests could not be compared with the results of the physical scale model (laboratory) and neither with the mathematical model because they were not performed correctly, which leaves us a learning of the infiltration phenomenon in absorption wells.

Keywords: Drywells, physical scale model and hydraulic conductivity.

1.INTRODUCCIÓN

Cada vez es más difícil ignorar la alta vulnerabilidad al cambio global, por lo que es de vital importancia implementar medidas de adaptación que permitan el manejo integral del agua (a través de las cuencas y acuíferos). El agua subterránea representa el 99% del agua dulce de la tierra, según el reporte 2022 del Banco Mundial. “Mejorar la forma en que usamos y gestionamos las aguas subterráneas es una prioridad urgente si queremos alcanzar los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) para 2030. “Los responsables de la toma de decisiones deben comenzar a tener plenamente en cuenta las formas vitales en que las aguas subterráneas pueden ayudar a garantizar la resiliencia de la vida y las actividades humanas en un futuro en el que el clima se vuelve cada vez más impredecible”, añade Gilbert F. Houngbo, presidente de ONU-Agua y presidente del Fondo Internacional de Desarrollo Agrícola (FIDA), (UNESCO, 2022).

Por otra parte, la gestión inadecuada por la explotación de los acuíferos deriva en problemas como la interrupción parcial o total de los flujos subterráneos que alimenta a los lagos y ríos reduciendo los ecosistemas rivereños y la biodiversidad, así como también el suministro de agua potable; en zonas urbanas genera subsidencia del suelo que afecta a la infraestructura urbana.

Para garantizar eficazmente la creciente demanda del agua de manera sostenible, es por medio de técnicas que apoyen los procesos naturales de acuerdo con nuestras necesidades, siempre y cuando sea garantizando la calidad y cantidad de agua, así como sus fuentes de abastecimiento, todo esto sin vulnerar el ecosistema (Edwards Emily C. 2017).

Aunado a lo anterior, en las ciudades el crecimiento de zonas urbanas ha sido de forma desordenada y al no tener una adecuada planeación de las zonas desarrolladas, hace que la infraestructura pluvial sea insuficiente o inexistente para poder desalojar el agua pluvial, sobre todo de tormentas intensas, provocando encharcamientos o inundaciones en zonas urbanas bajas o sin capacidad de conducción (Justino *et al.*, 2021). Igualmente, el aumento del escurrimiento y los altos costos de las obras pluviales provoca que la infraestructura actual sea rebasada. Una forma de disminuir el escurrimiento y de favorecer la recarga

artificial del acuífero con la inyección de agua al suelo es por medio de pozos de absorción con agua pluvial (Sasidharan et al 2020).

La sobreexplotación del agua subterránea aumenta el riesgo en el suministro de agua potable y genera escases durante los períodos de sequías, lo cual coacciona el abastecimiento e incrementa su costo, especialmente para quienes viven en zonas marginales y en condiciones de pobreza.

De acuerdo con la CONAGUA, en México el 39.1% del volumen total (teóricamente disponible) concesionado para usos consuntivos es de origen subterráneo. El agua proviene de los 653 acuíferos que definió la CONAGUA, de los cuales 205 se encuentran en déficit (31%) y de éstos, más del 50% (105 acuíferos) se encuentran sobreexplotados según datos del 2017 (CONAGUA 2019). En el estado de Guanajuato La Comisión Estatal del Agua (CEA), lleva registros desde el 1998 y el comportamiento de los niveles estáticos ha disminuido constantemente, hasta los últimos registros que se tienen del 2017. Para el periodo del 2014 al 2015 en el Estado de Guanajuato el abatimiento promedio fue de 1.7 m/año, sin embargo, existen zonas que presentan un abatimiento de hasta 3.0 m/año (CEA 2016).

México tiene una superficie de 1,959,248 km², La Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) en el 2017 determinó que el Agua renovable (agua que es factible explotar de manera sustentable en una región) fue de 451,585 hm³/año, con una población estimada de 123.52 Millones de habitantes, con un volumen de agua renovable per cápita de 3,656 m³/Hab/año (CONAGUA 2019).



Figura 1 Acuíferos con publicación de disponibilidad en el DOF, 2017. Fuente CONAGUA 2019

Guanajuato cuenta con una superficie de 30,608 km², con agua renovable 3,886 hm³/año, para una población de 5.91 Millones de habitantes, lo que nos da una dotación per cápita de 661 m³/hab/año, con lo cual se aportó el 4.2246 % del PIB del país. (CONAGUA 2019).

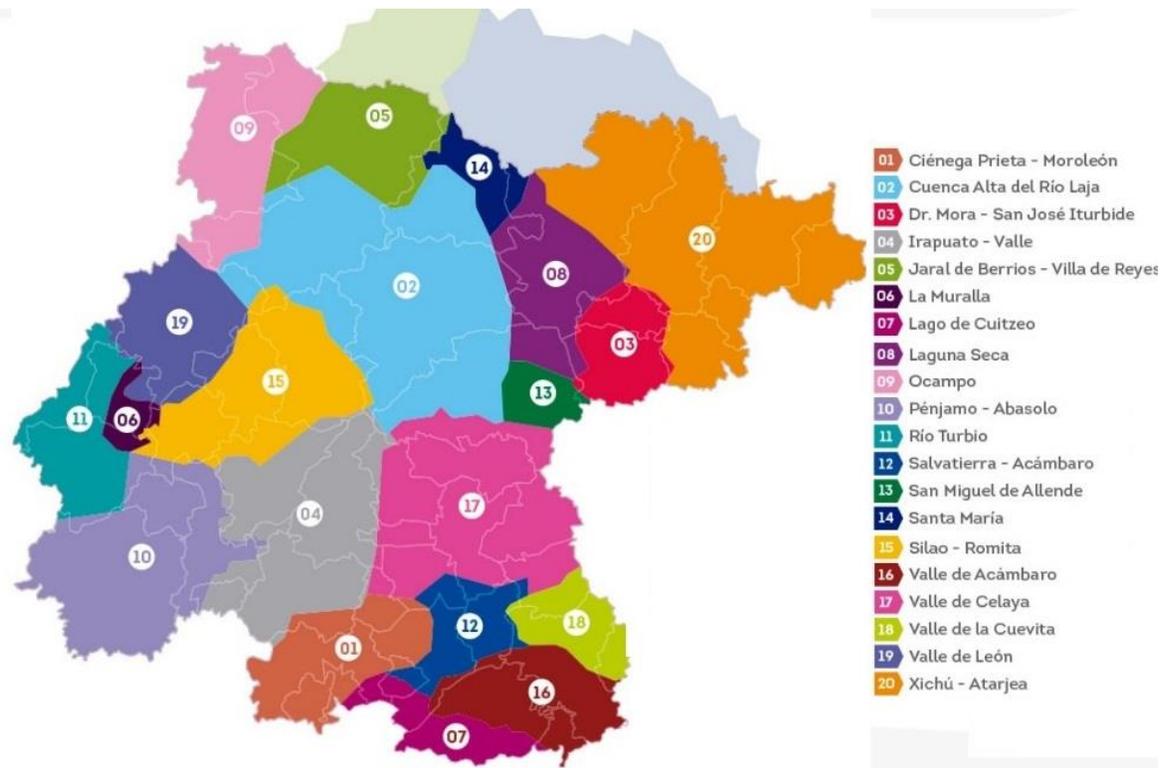


Figura 2. Acuíferos en el estado de Guanajuato. Fuente: CEA, 2019

En el estado de Guanajuato se tienen 15,247 aprovechamientos activos, de los cuales 84% corresponde al uso agrícola, el 13% al abastecimiento público y 3% al uso industrial autoabastecida. Se extraen 3,996.62 Mm³ (76% corresponde al uso agrícola, el 21% abastecimiento público y 3% uso industrial autoabastecida) (CEA, 2019).

Desde 1998 la CEA tiene datos (anexo 2), donde se observa el comportamiento de los niveles estáticos de los acuíferos, y la sobreexplotación que se tienen. El abatimiento promedio para el año de 2014-2015 fue de 1.7 m/año, con zonas de 1.5 a 3.0 m/año (anexo 3), con profundidades que van desde los 7m hasta los 233 m (CEA, 2016).

Una de las soluciones para mantener los niveles de los acuíferos es el aprovechamiento de la infiltración de aguas pluviales por medios artificiales. La opción de la recarga de acuíferos, en zonas urbanas con poca disponibilidad de espacio se vuelve una opción viable a través de pozos de absorción ya que ocupan menos área superficial (Markovič, et al 2014) y es más probable que llegue el agua a recargar al acuífero por la gran profundidad o donde hay

obstáculos cercanos a la superficie para la percolación (capas de arcilla o suelos de baja permeabilidad) (Daus 2019; Sasidharan et al 2021).

Para aprovechar las aguas pluviales en la Recarga Artificial de Acuíferos (RAA) en zonas urbanas y evitar grandes escurrimientos, es necesario llevar a cabo el control y regulación de los volúmenes pluviales, y una forma adecuada es la construcción de pozos de infiltración (Jifa et al 2018). Se debe de cumplir con las Normas Oficiales Mexicanas NOM-015-CONAGUA-2007, “Recarga artificial de agua a los acuíferos, características y especificaciones de las obras y del agua” y NOM-014-CONAGUA-2003, “Requisitos para la recarga artificial de acuíferos con agua residual tratada”, para evitar la contaminación de los acuíferos.

Estudios previos mencionan que la RAA ayuda a mejorar el rendimiento natural de los acuíferos y la disponibilidad del agua, y asegura que es un suministro constante y continuo de agua fresca e incluso durante los períodos secos (Kavuri et al 2011). A lo largo de las últimas tres décadas, la RAA ha adquirido cada vez más peso en el manejo de un aprovechamiento eficiente de los recursos hídricos con los que contamos. Asimismo, se han reportado diversos casos de éxito en los, que la RAA ha utilizado diferentes fuentes de agua, desde las pluviales hasta las fluviales, ha sido una solución importante para resolver problemas de hundimiento, abastecimiento y restauración de acuíferos alrededor del mundo (Puerto, 2015).

Uno de los casos más reconocidos, es el proyecto de Los Ángeles, California en Estados Unidos, el cual se ha venido desarrollando desde hace más de 20 años, generando excelentes resultados. El sur de California, y en especial Los Ángeles es una de las regiones de Estados Unidos con mayores problemas a causa de la escasez de agua. Por esta razón, desde hace poco más de dos décadas se ha estado desarrollando un proyecto en toda la cuenca hídrica que busca infiltrar el agua de lluvia en distintas áreas y sectores de la zona urbana (LASGRWC, 2010).

Otro caso de éxito es la Cuenca Maipo-Mapocho, Santiago de Chile, en el sector norte de Santiago, especialmente en Colina, donde existe un uso excesivo de los recursos

subterráneos. Se realizaron estudios hidrogeológicos que brindarán información suficiente como para desarrollar un proyecto que tuviera como objetivo recargar agua de manera artificial a los acuíferos del área metropolitana, los cuales son de tipo libre, utilizando el aporte del Río Maipo (Cortez, 2012).

Sasidharan et al (2018) hicieron investigación en dos pozos existentes en California EU, donde mencionan “Solo los sistemas de infiltración de zona vadosa ofrecen ventajas potenciales de evapotranspiración mínima, área de instalación pequeña, grandes profundidades de estancamiento y tratamiento de zona vadosa” en referencia a los pozos de absorción. Así mismo, en su indagación encontraron solo una investigación limitada al rendimiento de los pozos de absorción, mediante experimentos numéricos en las herramientas HIDRUS 2D/3D y a escala de campo, donde encontraron diferencias en la conductividad hidráulica reportada en literatura con la determinada con el experimento.

Tao Liting (2018) estudia la viabilidad de aplicar pozos de infiltración en el condado de Harris, Texas, en él hicieron un modelo que sugiere que los pozos secos son más apropiados para regiones con un nivel freático profundo, si la alta tasa de recarga es la principal preocupación.

Jifa et al (2018) en Indonesia, calcularon las dimensiones de pozos de absorción para diferentes tipos de casas, con sustento en pruebas que se realizaron en cada tipo de suelo, para evitar escurrimientos en zonas urbanas y aumentar la infiltración al acuífero.

Justino et al (2021) en Brasil hacen una investigación del potencial de recarga de pozos de infiltración, en una zona de techo y pisos de concreto, en la cual determinan que fue del 83% para un periodo de retorno de nueve años, a una profundidad de dos metros en arenas; por lo que se debe tener siempre en cuenta las características del pozo (la conductividad hidráulica) para hacer el dimensionamiento del mismo de forma adecuada.

En México, se tiene antecedentes al menos desde 1943, cuando se inició una obra de anegamiento usando la modalidad de modificación de canales de corriente. Ésta consistía en dos canales para el río Magdalena, localizado en el Distrito Federal (hoy Ciudad de México). Las tasas máximas de infiltración logradas en cada uno de los canales fueron de 0.14 y 0.33

m³/s. En 1960 fue suspendida esta obra por problemas de inundaciones (Palma et al. 2014). Palma et al 2014 reportan que en ese tiempo la CONAGUA tenía reportados 12 proyectos de los cuales cuatro estaban en operación y ocho en proyecto.

En el 2000 Gutiérrez y Ortiz, hicieron el Proyecto de RAA en la comarca lagunera, México, con buenos resultados; utilizaron dos programas de recarga artificial mediante embalses de infiltración, construidos sobre el río Nazas.

En el 2012 el Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACMEX) reportaba un gasto de infiltración de 700 l/s/año a través de un sistema de pozos de absorción (SACMEX 2012), y para el 2018 se identificaron 600 sitios aptos para su construcción pozos de infiltración de los cuales se construyeron 101 entre 2004 y 2016 (SACMEX 2018).

Los acuíferos son altamente heterogéneos, rugosos con fracturas que contiene un sistema de juntas, grietas, microgrietas y fallas distribuidas aleatoriamente, es decir, es un sistema altamente complejo (Espinosa 2011). La teoría fractal se puede aplicar para expresar geometrías complejas e irregulares utilizando autosimilaridad, la propiedad de que cualquier fenómeno muestra el mismo comportamiento independientemente de la escala. Se demuestra que la geometría fractal puede tener un potencial muy importante en el análisis de propiedades de flujo y transporte en medios porosos (Espinosa 2011).

El modelo fractal del suelo utiliza las fórmulas de Fuentes et al (2001) para determinar la conductividad hidráulica de los suelos no saturados. Esta fórmula se aplica en la determinación del gasto de infiltración en pozos de absorción en diferentes condiciones (Fuentes et al 2018, Fuentes et al 2012; Fuentes et al 2020). También se desarrollan varios modelos Físicos-Matemáticos de flujos en medios fractales, para determinar el flujo de agua en medios no saturados en forma teórica y en laboratorio (Espinosa 2011; Fuentes et al 2020), sólo se encontró una referencia donde comparan el modelo fisicomatemático con un pozo de absorción en campo (Sasidharan et al 2018).

En los antecedentes, se muestra la revisión de estudios científicos destacados en cuestión de pozos de infiltración: desde las formas de recarga de agua en los acuíferos por diferentes

métodos, las distintas teorías sobre ellos, hasta los pozos de infiltración con las ecuaciones que dominan el comportamiento del agua en el suelo.

En el presente estudio, se somete a comprobación la hipótesis de que el comportamiento del flujo en pozos de absorción, entre la atmósfera y el acuífero está prescrito por el acoplamiento entre la explicación fractal de la conductividad hidráulica del suelo y la ecuación de Richards.

Este documento tiene por objeto general, investigar el comportamiento del flujo en un pozo de absorción en modelo físico a escala reducida, y reproducir numéricamente el gasto de infiltración. Y como objetivos específicos, adaptar un modelo físico para estudiar el comportamiento del flujo en un pozo de absorción; así como establecer una comparación del comportamiento del flujo, con los resultados realizados en campo.

2. ANTECEDENTES

A lo largo de las últimas dos décadas, la recarga artificial de acuíferos ha adquirido cada vez más peso en el manejo de un aprovechamiento eficiente de los recursos hídricos. Asimismo, se han reportado diversos casos de éxito en lo que la recarga artificial de acuíferos utilizando diferentes fuentes de agua, desde las pluviales hasta las fluviales, ha sido una solución importante para resolver problemas de hundimiento, abastecimiento y restauración de acuíferos alrededor del mundo, como los que se presentan a continuación (Puerto, 2015)

Existen diversos casos en diferentes partes del mundo donde se estudiado y aplicado la recarga artificial, como los casos de: Los Ángeles, E.U.A, (LASGRWC, 2010), de la Cuenca Maipo-Mapocho, Santiago de Chile (Cortez, 2012) y como el reportado por Sasidharan *et al.*, (2018), Jifa *et al.*, (2018) en Indonesia, Justino *et al.*, (2021) en Brasil, Tao Liting (2018) entre otros.

Uno de los casos ampliamente difundidos y con excelentes resultados, es el proyecto de Los Ángeles, California en Estados Unidos, el cual se ha venido desarrollando desde hace más de 20 años. El sur de California, y en especial Los Ángeles es una de las regiones de Estados Unidos con mayores problemas de escasez de agua. Por esta razón, desde hace poco más de dos décadas se ha estado desarrollando un proyecto en toda la cuenca hidrológica que busca infiltrar el agua de lluvia en distintas áreas y sectores de la zona urbana (LASGRWC, 2010).

Sasidharan *et al.*, (2018) investigaron en dos pozos existentes en California EU, teniendo en cuenta que los pozos de absorción, “Solo los sistemas de infiltración de zona vadosa ofrecen ventajas potenciales de evapotranspiración mínima, área de instalación pequeña, grandes profundidades de estancamiento y tratamiento de zona vadosa. Concluyendo que una investigación limitada ha determinado cuantitativamente el rendimiento de los pozos de absorción. Realizaron experimentos numéricos (HIDRUS 2D/3D) y *in situ*, donde encontraron diferencias en la conductividad hidráulica reportada en literatura con la determinada con observaciones.

Tao Liting (2018) investigaron la viabilidad de aplicar pozos de infiltración en el condado de Harris, Texas, mediante un modelo el cual sugiere que los pozos secos son más apropiados

para regiones con un nivel freático profundo, si la alta tasa de recarga es la principal preocupación.

Jifa *et al.*, (2018) en Indonesia, calcularon las dimensiones de pozos de absorción para diferentes tipos de casas con base en pruebas que se realizaron en cada tipo de suelo, para evitar escurrimientos en zonas urbanas y aumentar la infiltración al acuífero.

Justino *et al.*, (2021) en Brasil llevaron a cabo una investigación sobre el potencial de recarga de pozos de infiltración, en una zona de techo y pisos de concreto. Hallaron que la recarga fue del 83% para un periodo de retorno de 9 años, a una profundidad de 2 m en arenas. Mencionando que se debe tener siempre en cuenta las características del pozo (la conductividad hidráulica) para hacer en forma adecuada el dimensionamiento del pozo.

Los pozos de inyección son perforaciones artificiales que se realizan en capas poco profundas de suelos arenosos para inyectar fluidos, ya sea agua limpia, agua contaminada o agua salada. En general existe 6 tipos de pozos de inyección según la EPA (United States Environmental Protection Agency) que depende del tipo y la actividad del elemento inyectado (EPA, 2023):

- Los pozos de clase I, se utilizan para inyectar desechos peligrosos y no peligrosos en formaciones rocosas profundas y aisladas.
- Los pozos de clase II se utilizan exclusivamente para inyectar fluidos asociados con la producción de petróleo y gas natural.
- Los pozos de clase III se utilizan para inyectar fluidos para disolver y extraer minerales.
- Los pozos de clase IV son pozos poco profundos utilizados para inyectar desechos peligrosos o radiactivos en o por encima de una formación geológica que contiene un USDW.
- Los pozos de clase V se utilizan para inyectar fluidos no peligrosos bajo tierra. La mayoría de los pozos de Clase V se utilizan para eliminar los desechos en o por encima de fuentes subterráneas de agua potable.
- Los pozos de clase VI son pozos utilizados para la inyección de dióxido de carbono (CO₂) en formaciones rocosas subterráneas para almacenamiento a largo plazo o secuestro geológico.

De acuerdo con la CONAGUA, en México el 39.1% del volumen total (teóricamente disponible) concesionado para usos consuntivos es de origen subterráneo. El agua proviene

de los 653 acuíferos que definió la CONAGUA, de los cuales 205 se encuentran en déficit (31%) y de estos, más del 50% (105 acuíferos) se encuentran sobreexplotados según datos del 2017. (CONAGUA 2019).

En el estado de Guanajuato La Comisión Estatal del Agua (CEAG), lleva registros desde el 1998 y el comportamiento de los niveles estáticos ha disminuido constantemente, hasta los últimos registros que se tienen del 2017. Para el periodo del 2014 al 2015 en el Estado de Guanajuato el abatimiento promedio fue de 1.7 m/año, sin embargo, existen zonas que presentan un abatimiento de hasta 3.0 m/año (CEAG 2016).

Una de las soluciones para mantener los niveles de los acuíferos. es el aprovechamiento de la infiltración de aguas pluviales por medios artificiales. La opción de la recarga de acuíferos, en zonas urbanas con poca disponibilidad de espacio se vuelve una opción viable a través de Pozos de absorción ya que ocupan menos área superficial (Markovič, et al 2014) y es más probable que llegue el agua a recargar al acuífero por la gran profundidad o donde hay obstáculos cercanos a la superficie para la percolación (capas de arcilla o suelos de baja permeabilidad) (Daus 2019; Sasidharan et al 2021).

Para aprovechar las aguas pluviales en la Recarga Artificial de Acuíferos (RAA) en zonas urbanas y evitar grandes escurrimientos, es necesario llevar a cabo el control y regulación de los volúmenes pluviales, y una forma adecuada es con la construcción de pozos de infiltración (Jifa et al 2018). Se debe de cumplir con las Normas Oficiales Mexicanas NOM-015-CONAGUA-2007, “recarga artificial de agua a los acuíferos, características y especificaciones de las obras y del agua” y NOM-014-CONAGUA-2003, “Requisitos para la recarga artificial de acuíferos con agua residual tratada”, para evitar que lleguen contaminantes al acuífero. Estudios previos mencionan que la RAA ayuda a mejorar el rendimiento natural de los acuíferos y la disponibilidad del agua, y asegura que es un suministro constante y continuo de agua fresca e incluso durante los períodos secos (Kavuri et al 2011). A lo largo de las últimas tres décadas, la RAA ha adquirido cada vez más peso en el manejo de un aprovechamiento eficiente de los recursos hídricos con los que contamos. Asimismo, se han reportado diversos casos de éxito en lo que la RAA ha utilizado diferentes fuentes de agua, desde las pluviales hasta las fluviales, ha sido una solución importante para

resolver problemas de hundimiento, abastecimiento y restauración de acuíferos alrededor del mundo (Puerto, 2015).

Uno de los casos más reconocidos es el proyecto de Los Ángeles, California en Estados Unidos, el cual se ha venido desarrollando desde hace más de 20 años, generando excelentes resultados. El sur de California, y en especial Los Ángeles es una de las regiones de Estados Unidos con mayores problemas a causa de la escasez de agua. Por esta razón, desde hace poco más de dos décadas se ha estado desarrollando un proyecto en toda la cuenca hídrica que busca infiltrar el agua de lluvia en distintas áreas y sectores de la zona urbana (LASGRWC, 2010).

Otro caso de éxito es la Cuenca Maipo-Mapocho, Santiago de Chile, en el sector norte de Santiago, especialmente en Colina, existe un uso excesivo de los recursos subterráneos. Se realizaron estudios hidrogeológicos que brindaran información suficiente como para desarrollar un proyecto que tuviera como objetivo recargar agua de manera artificial a los acuíferos del área metropolitana, los cuales son de tipo libre, utilizando el aporte del Río Maipo (Cortez, 2012).

Sasidharan et al (2018) hicieron investigación en dos pozos existentes en California EU, donde nos dicen “Solo los sistemas de infiltración de zona vadosa ofrecen ventajas potenciales de evapotranspiración mínima, área de instalación pequeña, grandes profundidades de estancamiento y tratamiento de zona vadosa” en referencia a los pozos de absorción, así mismo en su investigación encontró solo una investigación limitada ha determinado cuantitativamente el rendimiento de los pozos de absorción, lo que ellos realizaron experimentos numéricos (HIDRUS 2D/3D) y a escala de campo, donde encontraron diferencias en la conductividad hidráulica reportada en literatura con la determinada con el experimento. Tao Liting (2018) estudia la viabilidad de aplicar pozos de infiltración en el condado de Harris, Texas, en el cual hicieron un modelo el cual sugiere que los pozos secos son más apropiados para regiones con un nivel freático profundo, si la alta tasa de recarga es la principal preocupación.

Jifa et al (2018) en Indonesia, calcularon las dimensiones de pozos de absorción para diferentes tipos de casas con base en pruebas que se realizaron en cada tipo de suelo, para evitar escurrimientos en zonas urbanas y aumentar la infiltración al acuífero.

Justino et al (2021) en Brasil hacen una investigación del potencial de recarga de pozos de infiltración, en una zona de techo y pisos de concreto, en la cual determinan que fue del 83% para un periodo de retorno de nueve años, a una profundidad de dos metros en arenas, por lo que se debe tener siempre en cuenta las características del pozo (la conductividad hidráulica) para hacer el dimensionamiento del pozo de forma adecuada.

En México se tiene antecedentes al menos desde 1943, cuando se inició una obra de anegamiento usando la modalidad de modificación de canales de corriente. Ésta consistía en dos canales para el río Magdalena, localizado en el Distrito Federal (ahora Ciudad de México). Las tasas máximas de infiltración logradas en cada uno de los canales fueron de 0.14 y 0.33 m³/s. En 1960 suspendida esta obra por problemas de inundaciones (Palma et al. 2014). Palma et al 2014 reportan que en ese tiempo la CONAGUA tenía reportados 12 proyectos de los cuales cuatro estaban en operación y ocho en proyecto.

En el 2000 Gutiérrez y Ortiz, hicieron el Proyectos de RAA en la comarca lagunera, México, con buenos resultados, utilizaron dos programas de recarga artificial mediante embalses de infiltración, construidos sobre el río Nazas.

En el 2012 el Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACMEX) reportaba un gasto de infiltración de 700 l/s/año a través de un sistema de pozos de absorción (SACMEX 2012), y para el 2018 se identificaron 600 sitios aptos para su construcción pozos de infiltración de los cuales se construyeron 101 entre 2004 y 2016 (SACMEX 2018).

Los acuíferos son altamente heterogéneos, rugosos con fracturas que contiene un sistema de juntas, grietas, microgrietas y fallas distribuidas aleatoriamente, es decir, es un sistema altamente complejo (Espinosa 2011). La teoría fractal se puede aplicar para expresar geometrías complejas e irregulares utilizando autosimilaridad, la propiedad de que cualquier fenómeno muestra el mismo comportamiento independientemente de la escala. Se demuestra

que la geometría fractal puede tener un potencial muy importante en el análisis de propiedades de flujo y transporte en medios porosos (Espinosa 2011).

El modelo fractal del suelo que utiliza las fórmulas de Fuentes et al (2001) para determinar la conductividad hidráulica de los suelos no saturados. Esta fórmula se aplica en la determinación del gasto de infiltración en pozos de absorción en diferentes condiciones (Fuentes et al 2018, Fuentes et al 2012; Fuentes et al 2020). También se desarrollan varios modelos Físicos-Matemáticos de flujos en medios fractales para determinar el flujo de agua en medios no saturados en forma teórica y en laboratorio (Espinosa 2011; Fuentes et al 2020), sólo se encontró una referencia donde comparan el modelo fisicomatemático con un pozo de absorción en campo (Sasidharan et al 2018).

En antecedentes se realizó la revisión de estudios científicos relevantes en cuestión de pozos de infiltración, desde las formas de recarga de agua en los acuíferos por diferentes métodos, las diferentes teorías sobre ellos, hasta los pozos de infiltración con las ecuaciones que dominan el comportamiento del agua en el suelo.

En este estudio se pone a prueba la hipótesis que el caudal que se infiltra en pozos de absorción en suelos no saturados es calculado de forma muy aproximada a un caso real, utilizando la fórmula de conductividad hidráulica fractal en la ecuación de Richards.

Este documento tiene por objeto general modelar física y numéricamente el gasto de infiltración de un pozo de absorción y validar con observaciones de campo. Y como objetivos particulares, hacer un modelo físico a escala para comprender mejor el fenómeno de infiltración dentro de un pozo, así como comparar los resultados de la aplicación de la teoría fractal en la conductividad hidráulica con los resultados del modelo físico a escala y el modelo matemático, con los resultados realizados en campo.

En la metodología se presentan diferentes procedimientos para determinar la K_s método de carga constante, formula de Hasen, mediante la ecuación de Fuentes et al (2020). Así mismo, se muestra un modelo físico a escala reducida con el equipo de Columna de Filtración con Lecho Profundo Armfield - W5-MkII-A con modificaciones, las cuales forman parte de las limitaciones del modelo. Los datos se analizaron estadísticamente: se registraron lecturas

cada segundo, se obtuvo el promedio cada 20 lecturas, después se obtuvo la media de los promedios calculados en cada prueba y finalmente se obtuvo una regresión lineal entre los valores obtenidos de los experimentos.

Los resultados demuestran que la conductividad hidráulica coincide con diferentes estudios de la literatura. El modelo físico indica una mejor comprensión del proceso de infiltración, esto al ver que el comportamiento de la presión no es lineal como la presión hidrostática, si no que disminuye linealmente, pero al llegar aproximadamente a dos tercios de la altura empieza a decaer. Los experimentos con descarga libre y con nivel freático, presentan alta correlación, pero con un pequeño desfase hacia la derecha de la gráfica. La comparación de las pruebas realizadas en campo, con los modelos físicos y matemáticos no se lograron realizar ya que los valores fueron totalmente diferentes, esto podría deberse a las limitantes de los modelos físicos.

Entre las conclusiones que destacan puede decirse que el lugar seleccionado para los pozos de infiltración fue adecuado, el modelo que se realizó cumplió con el objetivo de tener una mejor comprensión del funcionamiento del fenómeno, aunque con limitantes en el flujo unidimensional, cuando se requiere ver el flujo bidimensional. Lo cual indica que en los resultados se obtuvieron valores menores a lo calculado con el modelo matemático y mayores a lo obtenido en las pruebas de infiltración en campo, mismas que presentaron inconvenientes en su realización.

Al final de este trabajo se muestran las referencias consultadas y en el anexo 3 los resultados de los experimentos realizados.

En México se tiene antecedentes al menos desde 1943, cuando se inició una obra de anegamiento usando la modalidad de modificación de canales de corriente. Ésta consistía en dos canales para el río Magdalena, localizado en el Distrito Federal (ahora Ciudad de México). Las tasas máximas de infiltración logradas en cada uno de los canales fueron de 0.14 y 0.33 m³/s. En 1960 suspendida esta obra por problemas de inundaciones (Palma et al, 2014). En la tabla 2.1 pueden verse los proyectos de recarga artificial que reporta Palma *et al*, (2014) operados por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) en los años setenta,

de los cuales 4 estaban en operación y 8 en proyecto. La CONAGUA es la autoridad facultada para administrar y custodiar las aguas nacionales y sus bienes públicos inherentes, así como preservar y controlar su calidad, en los términos que establece la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento. La explotación, uso o aprovechamiento de las aguas nacionales, por parte de personas físicas o morales, se realiza mediante concesión. Así mismo la infiltración de agua al acuífero esta normado por la CONAGUA, por lo que se tiene que solicitar los permisos correspondientes para hacer un pozo de infiltración (CONAGUA, 2019).

Tabla 1. Inventario de proyectos de Recarga Artificial en México.

PROYECTO	SITUACIÓN	MÉTODO	DISPOSITIVO	FUENTE DEL AGUA DE RECARGA	OBJETIVOS	VOLUMEN DE INFILTRACIÓN ANUAL
SAN JOSÉ DEL CABO	P	Superficial	Modificación cauce	Presa San Lázaro	Incremento de la recarga y disponibilidad de agua en el acuífero	
SANTO DOMINGO	P	Superficial	Presas de infiltración	Presa	Reducción del ritmo de abatimiento de niveles piezométricos, tratamiento del agua en el subsuelo (SAT)	40 Mm ³
VALLE DE PALMAS	P	Superficial	Lagunas de infiltración	Agua residual tratada	Incremento de la recarga y disponibilidad de agua en el acuífero	45 Mm ³
SAN LUIS RÍO COLORADO	I	Superficial	Lagunas de infiltración	Agua residual tratada	Reducción del ritmo de abatimiento de niveles piezométricos, tratamiento del agua en el subsuelo (SAT)	12 Mm ³
CABORCA	I	Directo	Pozos de absorción	Agua pluvial	Incremento de almacenamiento	
HERMOSILLO	P	Superficial	Lagunas de infiltración	Agua residual tratada	Reducción del ritmo de abatimiento de niveles piezométricos, tratamiento del agua en el subsuelo (SAT)	70 Mm ³
LA VICTORIA	P	Superficial	Lagunas de infiltración	Presa El Molinito	Incremento de la recarga y disponibilidad de agua en el acuífero	15 Mm ³
CIUDAD JUÁREZ	P	Directo	Pozos de inyección	Agua pluvial	Control de avenidas	
REGIÓN LAGUNERA	I	Superficial	Lagunas de infiltración	Presa Franciso Zarco	Reducción del ritmo de abatimiento de niveles piezométricos, tratamiento del agua en el subsuelo (SAT)	50 Mm ³
AGUASCALIENTES	P	Directo	Pozos de inyección	Agua residual tratada	Incremento de la recarga y disponibilidad de agua en el acuífero,	25 Mm ³

PROYECTO	SITUACIÓN	MÉTODO	DISPOSITIVO	FUENTE DEL AGUA DE RECARGA	OBJETIVOS	VOLUMEN DE INFILTRACIÓN ANUAL
					control de asentamientos en el terreno	
VALLES CENTRALES DE OAXACA	P	Directo y superficial	Pozos de inyección/presas de infiltración Agua pluvial, escurrimientos, agua residual tratada	Incremento de la recarga y disponibilidad de agua en el acuífero	35 Mm ³	
VALLE DE MÉXICO	I/P	Directo	Pozos de absorción	Agua pluvial	Reducción del ritmo de abatimiento de niveles, control de asentamientos en el terreno piezométricos	50 Mm ³

P en proyecto, I instalado. Fuente: (Palma et al. 2014).

Existen diferentes formas de infiltrar agua en suelo, en el caso de las ciudades, varias de éstas no son adecuadas, debido a la poca disponibilidad de terreno y la contaminación que genera la actividad humana dentro de las zonas urbanas. Sin embargo, los pozos de absorción podrían ser una buena opción para infiltrar agua. Para ello es necesario realizar un análisis de la capacidad de infiltración de los pozos a través del movimiento del agua en zonas no saturadas del suelo, y analizar cómo varía su comportamiento con respecto al tiempo.

3.MARCO TEÓRICO.

El ciclo hidrológico es muy importante en el funcionamiento adecuado del planeta, ya que, por medio de éste, el agua se va moviendo a través del espacio y del tiempo, de diferentes formas y estados. Es un ciclo el cual el hombre ha afectado, modificándolo en algunas de sus variables.

Los componentes del ciclo hidrológico los podemos poner en los siguientes: Evaporación, sublimación, precipitación, evapotranspiración, intercepción, escurrimiento superficial, escurrimiento subsuperficial, infiltración y percolación. Para los fines del presente estudio, el énfasis estará en la infiltración y la percolación, en otras palabras, el movimiento del agua en el suelo.

La infiltración en la zona en que los poros están llenos tanto de agua como de gas, es la zona no saturada del suelo. Aquí, el espacio de poro efectivo para conducción es mucho menor que cuando el medio se satura y el espacio de los poros se llena normalmente con ambas fases de gas y líquida. También, dado que los poros saturados más grandes se vacían primero, la conductividad hidráulica no saturada disminuye rápidamente con la disminución del contenido volumétrico de agua.(Bonnet, 1960).

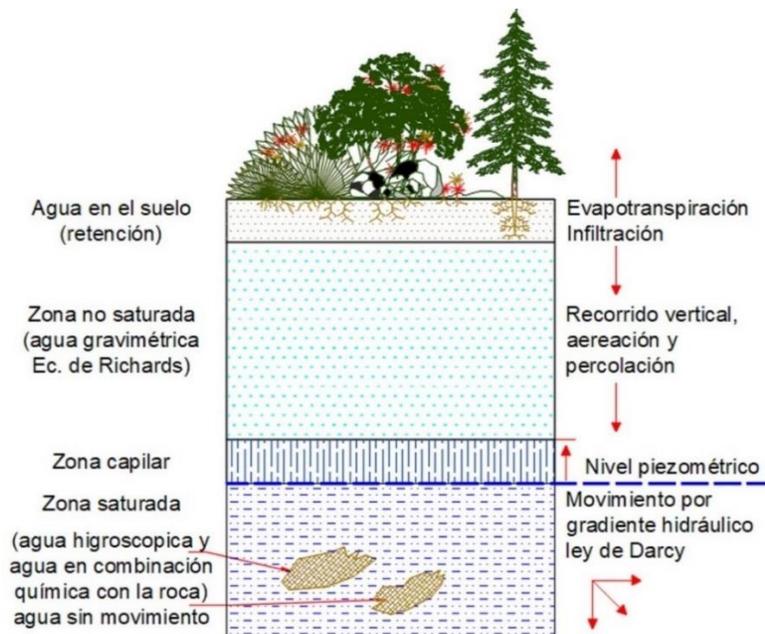


Figura 3. El agua en el suelo (Basado en Bonnet, 1960)

Esto se debe a que el fluido está restringido a canales de flujo más pequeños cuando el contenido de agua disminuye. Los canales no sólo se vuelven más estrechos, sino que la trayectoria de flujo se vuelve más tortuosa (tiene abundantes curvas, vueltas y rodeos) y el fluido puede circular literalmente como una película de hidratación de una posición a la siguiente. El flujo en la zona no saturada es principalmente debido al contenido de agua, gradiente de potencial de matriz (potencial capilar), y potencial gravitatorio. A diferencia de la zona saturada que se mueve por una carga hidráulica positiva, el flujo en la zona no saturada es por lo general por un gradiente negativo.

3.1. Distribución de la presión e infiltración en pozos de inyección.

3.1.1. Presión.

Parte del interés de conocer el comportamiento de un pozo de inyección es conocer cómo se distribuye la presión y el incremento del flujo durante la inyección de un fluido. Aunque existen soluciones analíticas, es conveniente llevar a cabo mediciones para seleccionar la solución para cada caso de estudio. La ecuación de base para investigar para el flujo radial no permanente, ligeramente compresible, fue propuesta por un pozo de inyección (Matthews and Russel, 1967), la cual se estableció bajo las siguientes hipótesis

- Flujo horizontal
- Los efectos de la gravedad no son significantes
- Medio homogéneo e isotrópico
- Fluido de baja compresibilidad

Para el caso de flujo de inyección constante dentro de la zona del acuífero la presión radial se expresa

$$\frac{\partial^2 p}{\partial^2 r} + \frac{1}{r} \frac{\partial p}{\partial r} = \frac{\phi \mu c}{k} \frac{\partial p}{\partial r} \quad (1)$$

Donde p es la presión (N/m^2); r es el radio del pozo (m); μ es viscosidad dinámica ($\text{N*s}/\text{m}^2$); c es el gradiente de presión al cuadrado; y k es la conductividad hidráulica.

En un medio confinado, y el pozo de inyección dentro del acuífero, la presión radial puede estimarse con expresiones paramétricas de flujo radial, sin embargo, existen casos donde el pozo atraviesa diversas capas con diferentes propiedades hidráulicas, las cuales son afectadas durante la construcción del pozo y la operación de éste. En donde r_{capa} es la distancia en que el efecto de la presión no modifica las condiciones del suelo. Las ecuaciones generales para estimar la permeabilidad radial promedio y la correspondiente cuando el flujo cruza diversas capas, son calculadas con las ecuaciones siguientes

$$\bar{K} = \frac{\log(r_{\text{capa}}/R_{\text{pozo}})}{\sum_{i=1}^n \frac{\log(r_i/r_{i-1})}{k_i}} \quad (2)$$

$$\bar{K} = \frac{\sum_{i=1}^n k_i h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \quad (3)$$

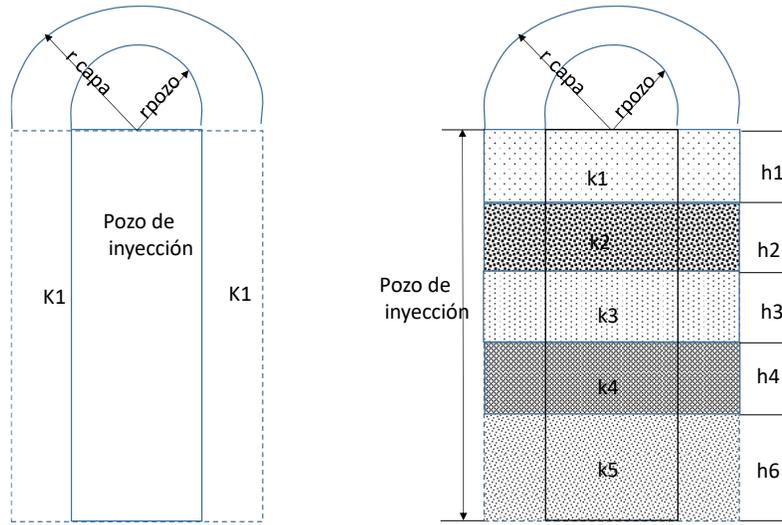


Figura 4. Esquema del perfil de pozo de inyección y las capas que atraviesa horizontal y verticalmente

Fuentes et al., (2020) proponen con base al modelo de Glover, para el caso de un medio poroso homogéneo e isotrópico, en coordenadas cilíndricas

$$\nabla^2 \psi = \frac{1}{\rho^2} \frac{\partial}{\partial \rho} \left(\rho^2 \frac{\partial \psi}{\partial \rho} \right) = 0 \quad (4)$$

Donde la presión en coordenadas cilíndricas se expresa como

$$\psi = \frac{q_0}{4\pi K_s \sqrt{r^2 + (z-h)^2}} \quad (5)$$

Al considerar una serie de fuentes puntuales se obtiene la expresión siguiente

$$\psi = \frac{Q_0 \left[(h_c - z) \operatorname{asinh} \left(\frac{z-h_0}{r} \right) - (h_c - z) \operatorname{asinh} \left(\frac{z-h_s}{r} \right) \sqrt{r^2 + (z-h_0)^2} - \sqrt{r^2 + (z-h_s)^2} \right]}{4\pi K_s \sqrt{r^2 + (z-h)^2} \left[(h_c^* - h_0^*)^2 - (h_c^* - h_s^*)^2 \right]} \quad (6)$$

Donde ψ es el potencial de presión, ∇ cambio, g la constante de la gravedad, q_0 gasto unitario, K_s conductividad hidráulica, r es el radio de pozo, z es la posición en vertical, h es el potencial hidráulico.

3.1.2. Infiltración.

Por otra parte, la infiltración se estudia bajo los principios de las ecuaciones de conservación de masa y de *momentum*. Sin embargo **La ley de Darcy**(1856), (Cristian et al., 2016) simplifica estos dos principios, establece que el caudal Q que atraviesa el permeámetro era

proporcional a la sección A y a la diferencia de alturas $\Delta h = h_1 - h_2$ dividido por el diferencial de longitud Δl es decir:

$$Q = kA \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad (7)$$

donde k es la constante de proporcionalidad. Además, determinó que al utilizar otro tipo de arena (más gruesa o más fina, o a su vez la mezcla de éstas) y combinando todas las variables, se volvía a cumplir la ecuación anterior, pero la constante de proporcionalidad lineal era distinta. Por tanto, esta constante era una característica propia del material y la llamó permeabilidad. Dado que el caudal Q está en $[L^3 / T]$, la sección en $[L^2]$, y Δh y Δl son longitudes, se tiene que las unidades de permeabilidad (k) son las de la velocidad $[L/T]$. Por otra parte, tomando incrementos infinitesimales se deduce que, la Ley de Darcy se expresa de esta forma:

$$q = -k \frac{dh}{dl} \quad (8)$$

donde: h es el cambio de altura respecto a la horizontal (m), $q = Q/A$ caudal que circula por de sección (m^3/s); k conductividad hidráulica (m/s) y dh/dl gradiente hidráulico expresado en incrementos infinitesimales. El signo menos se debe a que el caudal es una magnitud vectorial, cuya dirección es hacia los Δh decrecientes; es decir, que Δh o dh es negativo y, por tanto, el caudal será positivo.

Ley de Darcy-Buckingham (Cristian et al., 2016) se ha obtenido para un solo fluido, sin embargo, los suelos no saturados en sus poros presentan dos fluidos (agua y aire), lo cual conlleva a la no aplicabilidad de este principio para estos casos. El efecto de taponamiento de los poros en los suelos, son causados por las burbujas de aire, que retienen el líquido impidiendo su natural permeabilidad, esta es la razón principal para que un suelo parcialmente saturado tenga menor permeabilidad que otro totalmente saturado.

Buckingham (1907), propuso que el grado de saturación va en aumento en la misma medida en que las burbujas de aire disminuyen en el tiempo, ya que son arrastradas por las corrientes de agua, lo cual permite concluir que la permeabilidad de un suelo parcialmente saturado aumenta significativamente con el paso del tiempo.

El incremento de la constante de proporcionalidad (permeabilidad), en suelos semi saturados es mayor mientras la presión del líquido aumenta, ya que esto provoca una considerable disminución del volumen que ocupan las burbujas de aire. Luego, en este tipo de suelo la permeabilidad K depende de h y la ley de Darcy se corrige de la siguiente forma:

$$\vec{q} = k(h)\nabla h \quad (9)$$

La forma convencional para la ley de Darcy, no describe adecuadamente el flujo de agua en la zona no saturada, debido a la rápida disminución de la conductividad hidráulica, tanto con la disminución del contenido de agua, como en el área total de sección transversal disponible para el flujo del agua en un medio no saturado. En consecuencia, se ha debido ampliar; esta extensión asume que K es una función del potencial de la matriz y/o el contenido volumétrico de agua. Sin embargo, cuál de éstos a utilizar todavía es algo controvertido; la forma típica extiende la ley de Darcy en función del contenido de agua. Esto se debe a la dificultad para obtener un valor específico de θ para un determinado valor de ψ_m , a menos que sepamos mucho acerca de la histéresis del medio en cuestión. Por lo tanto, al extender la ley de Darcy y escribir la conductividad hidráulica como una función de theta [$K(\theta)$], hace el problema de la histéresis evitable, principalmente porque $K(\theta)$ es menor histéresis que $K(\psi_m)$. De tal forma, que, de manera necesaria, la extensión de la ley de Darcy se escribe como:

$$q = -K(\theta)\nabla H \quad (10)$$

Considerando que ΔH es el gradiente hidráulico que incluye los otros parámetros antes mencionados, que $H = h + z$ (donde h es la succión), y considerando sólo la dimensión vertical en el análisis:

$$q = -K(\theta) \left(\frac{\partial y}{\partial z} + 1 \right) \quad (11)$$

Ahora, cambiando la variación de h , por la variación de $K(\psi_m)$, ya que miden el mismo parámetro sólo que con el signo opuesto:

$$q = -K(\theta) \left(1 - \frac{\partial \psi_m}{\partial z} \right) \quad (12)$$

De la ecuación anterior, y asumiendo que ψ_m es una función de un solo valor de θ :

$$\frac{\partial \psi_m}{\partial z} = \frac{d\psi_m}{d\theta} \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad (12)$$

El primer término del lado derecho de la ecuación es la inversa de la capacidad de agua específica, es decir, el recíproco del cambio en el contenido de agua por unidad de cambio en la succión del suelo o potencial de matriz.

Sustituyendo la nueva relación en la ecuación original:

$$q = -K(\theta) - K(\theta) \left(-\frac{\partial \psi_m}{\partial \theta} \right) \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad (14)$$

Que es la muy conocida ecuación de Richards y está escrito de manera que el término de difusividad hidráulica se introduce fácilmente en la ecuación de flujo base.

Según la ley de Poiseuille (Fuentes et al 2001), el flujo se relaciona con el radio del poro. Por consiguiente, si el tamaño del poro conductor se reduce a la mitad, la conductividad capilar disminuirá en una cuarta parte. Lo anterior sucede porque se elimina más agua debido a que el transporte es por las películas hidratadas, la longitud efectiva del trayecto sobre el que se desplaza el fluido se alarga, es decir, el líquido no puede ir directamente a través del medio, sino que debe deambular por las partículas individuales que se cubren con las películas de agua hidratada. Esto resulta en una trayectoria tortuosa de flujo que disminuye aún más la conductividad. Como la continuidad falla dentro del sistema de poros, no se produce el flujo de fluido. En este punto, sólo se produce el transporte de vapor dentro del sistema, sin embargo, el flujo de vapor es por lo general mínimo a menos que existan gradientes de temperatura significativos.

Al considerar un conjunto de tubos capilares similares a los de la ley de Poiseuille, pero teniendo en cuenta la tortuosidad del medio, y utilizando el modelo fractal del suelo, puede utilizar las fórmulas de fuentes et al 2001:

3.2. Programas que calculan la infiltración.

a) GEO5 MEF - Flujo de Agua (FINE, 2019)

Se utiliza para el análisis de flujo de agua transitorio o en estado estacionario (infiltración), Software para gestión de estudios geológicos e informes de datos.

Para el análisis de flujo de estático utilizan la ley de Darcy especificando las relaciones entre la velocidad del flujo y el gradiente hidráulico. La versión actual del programa asume valores constantes de coeficientes de permeabilidad independientes de la presión de poros.

Por el ingreso del coeficiente de permeabilidad K_r el programa permite el seguimiento de la zona de transición entre regiones completamente saturadas ($S=1$, $K_r=1$) y regiones no saturadas ($K_r \Rightarrow 0$) del cuerpo del suelo.

El proceso de seguimiento de zona de transición, se lleva a cabo por uno de los tres modelos de zona de transición, y así se determina la evolución de coeficientes relativos de permeabilidad K_r como la función de cabecera de presión de poros.

- Modelo log linear
- Modelo Gardner
- Modelo Van Genuchten

b) (MODFLOW) (Langevin *et al*, 2017)

Modelo de agua subterránea por diferencias finitas desarrollado por el Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS). El modelamiento numérico es capaz de simular el flujo de agua subterránea en dos o tres dimensiones y simula los principales procesos físicos relacionados con el régimen de agua subterránea como recarga, evapotranspiración, bombeo, drenaje, etc.

c) HYDRUS-1D, 2D/3D- (Šimůnek *et al*, 2013).

El programa HYDRUS es un modelo de elementos finitos para simular el movimiento unidimensional de agua, calor y solutos múltiples en medios saturados variables.

El programa resuelve numéricamente la ecuación de Richards para el flujo de agua saturada-insaturada y las ecuaciones de dispersión por advección, basadas en la ley de Fick para el transporte de calor y solutos.

La ecuación de flujo incorpora un término sumidero para dar cuenta de la absorción de agua por las raíces de las plantas. Mientras que la ecuación de transporte de calor considera la conducción y la convección con agua corriente y las ecuaciones de transporte de Solute consideran el transporte advectivo-dispersivo en la fase líquida y la difusión en la fase gaseosa.

Las ecuaciones de transporte también incluyen disposiciones para:

- Reacciones no lineales y/o de no equilibrio entre las fases sólida y líquida,
- Reacciones de equilibrio lineal entre las fases líquida y gaseosa.
- Producción de orden cero, y
- Dos reacciones de degradación de primer orden:
 - Uno que es independiente de otros solutos, y
 - Uno que proporciona el acoplamiento entre solutos involucrados en reacciones de descomposición secuenciales de primer orden.

La herramienta puede usarse para analizar el movimiento de agua y solutos en medios porosos insaturados, parcialmente saturados o totalmente saturados.

Las propiedades hidráulicas del suelo no saturado se describen usando van Genuchten [1980], Brooks y Corey [1964] y funciones analíticas modificadas tipo van Genuchten. Se hicieron modificaciones para mejorar la descripción de las propiedades hidráulicas cerca de la saturación. Este modelo supone que las curvas de escaneo de secado se escalan desde la curva de secado principal y las curvas de escaneo de humectación desde la curva de humedecimiento principal.

d) DRAINMOD 6.1 (Skaggs *et al*, 2012)

Es un modelo de simulación por computadora que se puede usar para describir la calidad del agua de drenaje e hidrología de los suelos mal drenados (o artificiales), incluidos los humedales. Y a su vez un prototipo a escala de campo distribuido y basado en procesos; Se basa en los equilibrios de agua en el perfil del suelo, en la superficie del campo y, en algunos casos, en el sistema de drenaje.

El modelo se basa en un balance hídrico para una sección de suelo de superficie unitaria, que se extiende desde la capa impermeable, hasta la superficie y se encuentra a medio camino entre desagües paralelos, flujo unidimensional y permanente. El balance hídrico para un incremento de tiempo Δt puede expresarse como:

$$\Delta V_a = D + ET + DLS - F \quad (15)$$

donde ΔV_a es el cambio en el espacio de poros o aire libre de agua volumen (cm), D es drenaje desde la sección (cm), ET es la evapotranspiración (cm), DLS es la infiltración profunda y lateral (cm), y F es infiltración (cm) en la sección. Cada componente del balance hídrico se evalúa en términos de profundidad de la capa freática y contenido de agua del suelo en un punto intermedio entre los desagües paralelos.

Utilizan la ecuación de Greem y Ampt (1911) para calcular la infiltración

$$f = K + KM_d S_f / F \quad (16)$$

Donde f es la tasa de infiltración (cm/h), F es la infiltración acumulativa (cm), K es la conductividad hidráulica vertical de la zona de transmisión (cm/h), M_d es la diferencia entre el contenido de agua volumétrico final e inicial (cm³/cm³), y S_f es la succión efectiva en el frente de humedecimiento (cm).

e) DRENAS (Zavala et al, 2014).

Es un software para analizar la dinámica del agua en sistemas de drenaje agrícola subterráneo. El cual simula el drenaje agrícola subterráneo en acuíferos libres someros, que tiene como base la ecuación de Boussinesq unidimensional con coeficiente de almacenamiento del acuífero variable, sujeta en los drenes a condiciones de radiación fractal o convexa.

El programa proporciona evoluciones del manto freático y flujo de drenaje en acuíferos libres someros para condiciones de suelo homogéneo, isotrópico y recarga vertical conocida. En condiciones de campo, donde las hipótesis de la ecuación de Boussinesq y del modelo desarrollado no se satisfacen, los resultados del programa son una primera aproximación para aplicar DRENAS. En estos casos es necesario representar la variabilidad espacial de las propiedades hidráulicas del suelo, mediante propiedades globales efectivas, estimar la infiltración superficial o la evapotranspiración, y aceptar la hipótesis de que la recarga o descarga vertical es instantánea.

3.3. El suelo como un objeto fractal

Los modelos de flujo convencionales para medios porosos, consideran el suelo como un medio continuo y regular, la realidad que se presenta es una variedad de tamaño de partículas, lo que hace que el suelo sea intermitente y muy desigual (Espinosa 2011).

Un fractal son objetos que poseen estructura, fragmentada o irregular, a cualquier escala y tiene copias de sí mismo, las dimensiones de estos objetos no son enteros y se le conoce como la dimensión fractal. (Espinosa 2011).

Se demostró que la porosidad exhibe características fractales bajo muchas escalas de longitud, desde el rango de escala microscópica hasta escalas de campo. También se ha encontrado que la naturaleza fractal del medio influye en sus propiedades de transporte. En consecuencia, ha habido muchos intentos de mejorar las ecuaciones hidrodinámicas del flujo de fractal. Estos trabajos exploran la invariancia de escala del medio fractal a través del espacio y/o la dependencia de escala de la permeabilidad hidráulica, o por el uso de las ecuaciones de difusión anómala para modelar el flujo de fractal (Espinosa 2011).

Los acuíferos son altamente heterogéneos, rugosos con fracturas, que contienen un sistema de juntas, grietas, microgrietas y fallas distribuidas aleatoriamente, es decir, es un sistema altamente complejo. Para resolver este problema, se ha demostrado que la teoría fractal se puede aplicar para expresar geometrías complejas e irregulares utilizando autosimilaridad, la propiedad de que cualquier fenómeno muestra el mismo comportamiento independientemente de la escala. Se ha demostrado que la geometría fractal puede tener un

potencial muy importante en el análisis de propiedades de flujo y transporte en medios porosos (Espinosa 2011).

3.3.1. Fractales

La palabra fractal, que proviene del adjetivo en latín *fractus* que significa "irregular" (verbo correspondiente *frangere* que significa "quebrar"). De esta forma, la geometría fractal sería el estudio topológico de las formas irregulares. (Veitia 2013).

La no-linealidad es el comportamiento quizás más importante para entender la dinámica compleja y la dimensión fractal, posiblemente porque está en la base de todos los otros componentes del caos (Veitia 2013).

La principal diferencia entre las dinámicas lineales y no-lineales es la posibilidad de prever o no la trayectoria del sistema. La función lineal genera una línea recta, hay proporcionalidad entre la entrada y el resultado, mientras que en la segunda hay desproporcionalidad (Veitia 2013).

La geometría fractal establece un conjunto de herramientas matemáticas para el análisis de objetos irregulares de características específicas, que hasta entonces habían sido convenientemente olvidadas por la "ciencia lineal". El término fractal fue introducido para definir aquellos objetos o fenómenos espaciales y/o temporales que son continuos, pero no diferenciables y que exhiben correlaciones espaciales sobre muchas escalas (Vivas Miranda et. All 1999).

Un medio poroso se define generalmente como una estructura que consta de poros con diferentes tamaños, y estos poros están distribuidos aleatoriamente en el espacio del sólido. Se ha demostrado que algunos medios porosos naturales y sintéticos son fractales, y éstos se pueden llamar medios porosos con estructura fractal. La geometría fractal tiene un potencial muy importante en el análisis del flujo y las propiedades de transporte en los medios porosos fractales (Espinosa 2011).

Los modelos de flujo y transporte macroscópicas en medios porosos con estructura fractal, en los que los poros están conectados para formar canales o capilares irregulares o tortuosos,

a través del cual los fluidos pueden fluir de un lado a otro. Los poros aislados son llamados poros muertos y no contribuyen al flujo de fluido. Los poros en el medio poroso son por lo general no uniforme en tamaño y se distribuyen al azar, y siguen las leyes de potencia fractales (Espinosa 2011).

Modelo del ‘poro pequeño’ (Fuentes et al 2012)

$$K(R) = 2\Phi_{ef}^{2s}\Theta^D(R) \int_0^R [\Theta(R) - \Theta(r)] K_c(r) d\Theta(r) \quad (17)$$

Modelo de la media geométrica (Fuentes et al 2012)

$$K(R) = \Phi_{ef}^{2s}\Theta^D(R) \left[\int_0^R \sqrt{K_c(r)} d\Theta(r) \right]^2 \quad (18)$$

Modelo del ‘poro neutro’ (Fuentes et al 2012)

$$K(R) = \Phi_{ef}^{2s}\Theta^{1+p}(R) \int_0^R K_c(r) d\Theta(r) \quad (19)$$

Modelo del ‘poro grande’ (Fuentes et al 2012)

$$K(R) = 2\Phi_{ef}^{2s}\Theta^D(R) \int_0^R K_c(r)\Theta(r) d\Theta(r) \quad (20)$$

Donde: $K(R)$ es la conductividad hidráulica del tamaño de poro; R es el tamaño del poro; Φ_{ef} es la porosidad efectiva; Θ es grado efectivo de saturación; K_c es conductividad del poro, r es el radio del poro.

Fuentes y Zatarain en el 2020, desarrollaron una solución analítica clásica para medios homogéneos e isótropos en régimen permanente de pozos de infiltración en flujo permanente, y llegan a un modelo para medios porosos estratificados

$$Q = \sum_{j=1}^N Q_{oj} + \pi R^2 K_{s1} \quad (21)$$

Donde Q es el gasto total, j es el número de estrato, N el total de estratos, Q_{oj} es el gasto del estrato j , R es el radio del pozo, K_{s1} es la conductividad hidráulica del estrato 1,

$$Q_{oj} = \frac{2\pi K_{sj} P_j^2}{C_j} \quad (22)$$

Donde K_{sj} y C_j son la conductividad hidráulica saturada y el coeficiente de forma del j-ésimo estrato, respectivamente

$$C_j = 4 \left[\frac{1}{2} \operatorname{asinh} \left(\frac{P_j}{2R} \right) \frac{R}{P_j} - \sqrt{\left(\frac{R}{P_j} \right)^2 + \frac{1}{4}} \right] h_{pj} \quad (23)$$

3.4. Modelación Física del pozo de inyección.

La Recarga Artificial de Acuíferos (RAA) consiste en disponer agua superficial en balsas, surcos, zanjas, pozos de infiltración o cualquier otro tipo de dispositivo, desde donde se infiltra y alcanza el acuífero. La RAA experimenta un uso creciente para almacenar agua a corto o largo plazo, ya que presenta varias ventajas con respecto al almacenamiento en superficie (Bouwer, 2002).

La zona en que los poros están llenos tanto de agua como de gas es la zona no saturada del suelo. Aquí, el espacio de poro efectivo para conducción es mucho menor que cuando el medio se satura y el espacio de los poros se llena normalmente con ambas fases de gas y líquida. También, dado que los poros saturados más grandes se vacían primero, la conductividad hidráulica no saturada disminuye rápidamente con la disminución del contenido volumétrico de agua (Bonnet, 1960).

Esto se debe a que el fluido está restringido a canales de flujo más pequeños cuando el contenido de agua disminuye. Los canales no sólo se vuelven más estrechos, sino que la trayectoria de flujo se vuelve más tortuosa (tiene abundantes curvas, vueltas y rodeos) y el fluido puede circular literalmente como una película de hidratación de una posición a la siguiente. El flujo en la zona no saturada es principalmente debido al contenido de agua, gradiente de potencial de matriz (potencial capilar), y potencial gravitatorio. A diferencia de

la zona saturada que se mueve por una carga hidráulica positiva, el flujo en la zona no saturada es por lo general por un gradiente negativo (Bonnet, 1960).

La conductividad hidráulica (k) o coeficiente de permeabilidad, es una medida de la relación que existe entre la velocidad y el gradiente hidráulico, es decir, qué tan rápido viaja el agua a través de la fase líquida o bien el aire a través de la fase gaseosa (Briaud, 2013). La conductividad hidráulica en un suelo no saturado es función del contenido de agua o del potencial de presión (Chávez, 2010).

Los pozos de zona no saturada (también llamados pozos de infiltración o pozos absorción) se instalan normalmente con una barrena de cangilones, y tienen aproximadamente 1 m de diámetro y hasta 60 m de profundidad (Fig. 2). Los pozos también se rellenan con arena gruesa o grava fina. El agua se aplica normalmente a través de una tubería perforada o con malla en el centro. Se debe evitar la caída libre de agua en esta tubería para evitar el arrastre de aire en el agua y la formación de aire atrapado en el relleno y el suelo alrededor del pozo de la zona no saturada o vadosa (Bower, 2002).

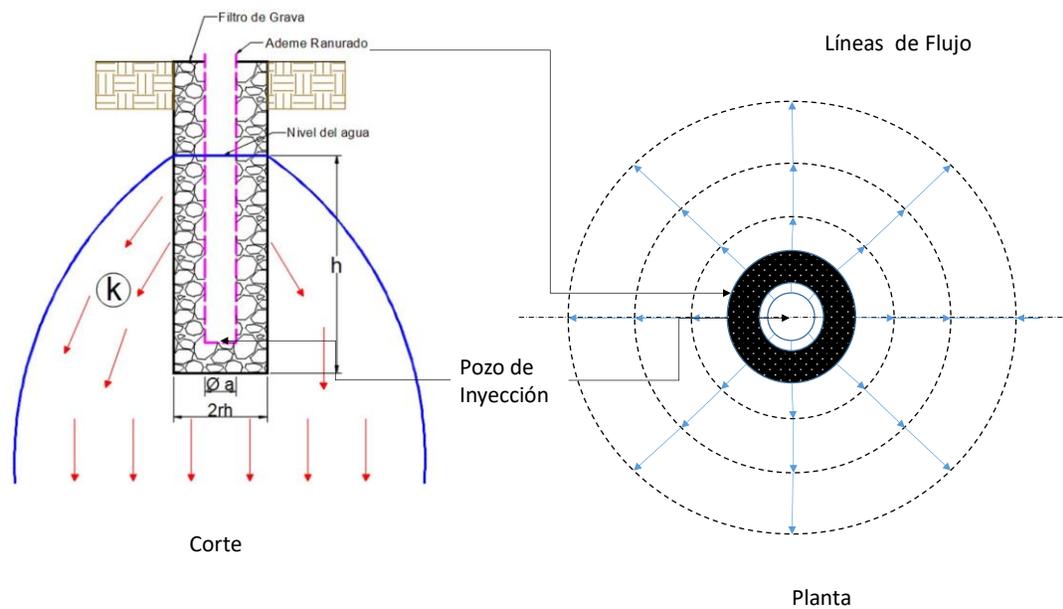


Figura 5. Sección que muestran el pozo de recarga de la zona vadosa con relleno de arena o grava y tubería de suministro perforada. Las flechas representan el flujo descendente en la zona húmeda con conductividad hidráulica K .
Fuente: Basado en Bower, 2002

3.4.1. Modelo Físico

El concepto de modelo físico se refiere a: "cualquier representación de un fenómeno físico, generalmente un modelo a escala reducida, el cual es utilizado experimentalmente y que, a través de las leyes de similitud, los resultados obtenidos pueden ser interpretados con gran exactitud y precisión" (Janney, 1970).

3.4.2. Leyes de similitud

Si se tiene como referencia las tres leyes de similitud geométrica, cinemática y dinámica, consideradas en la parte experimental de modelos a escala en mecánica de fluidos, para soportar las hipótesis y los resultados de estudio de un modelo físico del pozo de recarga.

Semejanza geométrica, con un factor de escala de longitudes constante entre modelo y prototipo, lineal (l), área (l^2) y volumen (l^3).

Semejanza cinemática de velocidades, con un factor de escala de velocidades entre modelo y prototipo (Factor escala= V_m/V_p), la relación entre los dos factores de escala: de longitudes

y de velocidades, viene determinada por el factor de escala de tiempos (factor de escala = T_m/T_p).

Semejanza dinámica de las distintas fuerzas que pueden intervenir en el flujo, con un factor de escala de fuerzas, que debe ser constante entre modelo y prototipo.

Las fuerzas que pueden aparecer en la interacción de un fluido y un objeto pueden ser:

- Fuerzas de inercia (F_i), determinadas por la variación temporal de la cantidad de movimiento
- Fuerzas de rozamiento por viscosidad (F_μ), dictaminadas por el campo de tensiones, que a su vez viene dictado por la viscosidad y el campo de velocidades
- Fuerzas gravitatorias (F_g), especificadas por la posición en el campo gravitatorio
- Fuerzas de presión (F_p), fijadas por el campo de presiones
- Fuerzas de elasticidad (F_e), precisadas por la compresibilidad del fluido, o bien por la velocidad de pequeñas perturbaciones en el seno del fluido
- Fuerzas de tensión superficial (F_σ)

Para la semejanza dinámica total, el factor de escala de fuerzas debe ser constante, independientemente de las fuerzas consideradas.

$$Factor\ Esc = \frac{F_{i\ mod}}{F_{i\ prot}} = \frac{F_{\mu\ mod}}{F_{\mu\ proto}} = \frac{F_{g\ mod}}{F_{g\ prot}} = \frac{F_{p\ mod}}{F_{p\ prot}} = \frac{F_{e\ mod}}{F_{e\ prot}} = \frac{F_{\sigma\ mod}}{F_{d\ prot}} \quad (24)$$

Relación entre fuerzas de inercia (F_i) y fuerzas viscosas (F_μ), está determinada por el número de Reynolds (Re)

$$\frac{(F_i)_{modelo}}{(F_\mu)_{modelo}} = \frac{(F_i)_{prototipo}}{(F_\mu)_{prototipo}} \Rightarrow \left| \begin{array}{l} \frac{(F_i)_{modelo}}{(F_\mu)_{modelo}} = \left(\frac{\rho L^2 v^2}{\mu v L} \right)_{modelo} = \left(\frac{\rho v L}{\mu} \right)_{modelo} = Re_{modelo} \\ \frac{(F_i)_{prototipo}}{(F_\mu)_{prototipo}} = \left(\frac{\rho L^2 v^2}{\mu v L} \right)_{prototipo} = \left(\frac{\rho v L}{\mu} \right)_{prototipo} = Re_{prototipo} \end{array} \right. \Rightarrow Re_m = Re_p \quad (25)$$

Fuente: Martínez de la Calle Julián 2004.

Al igual que el número de Reynolds, número de Froude, de Mach, Weber y Euler, deben de ser igual el modelo y el prototipo, el factor de escala uno.

El modelo físico de este de este estudio, la escala geométrica resulto de 1:50 y 1:75, una escala cinemática de 1:1 ($Re_{real}=Re_{modelo}$) debido a que los efectos de la viscosidad no se ven afectados por la geometría dado que la relación es menor de 1:100, de manera que podemos considerar que la similitud dinámica se conserva porque ésta depende de las dos anteriores (Steven 1993).

4. HIPOTESIS Y OBJETIVOS

4.1. Hipótesis

El comportamiento del flujo en pozos de absorción entre la atmósfera y el acuífero está prescrito por el acoplamiento entre la explicación fractal de la conductividad hidráulica del suelo y la ecuación de Richards.

4.2. Objetivos

Objetivo General

Investigar el comportamiento del flujo en un pozo de absorción en modelo físico a escala reducida y reproducir numéricamente el gasto de infiltración.

Objetivos específicos

- Adaptar un modelo físico para estudiar el comportamiento del flujo en un pozo de absorción
- Establecer una comparación del comportamiento del flujo, con los resultados realizados en campo

5. METODOLOGÍA

5.1. Área de Estudio

El acuífero del valle de Celaya se localiza en la porción oriental del estado de Guanajuato, y tiene como límites los siguientes: al oriente, el estado de Querétaro; al norte, los acuíferos del Río La Laja y San Miguel de Allende; al poniente, el acuífero de Irapuato, y al sur, los acuíferos de Salvatierra y La Cuevita. Su extensión superficial es de 3, 143 km² (CONAGUA, 2015). Los municipios que comprenden el acuífero del Valle de Celaya son: Cortázar, Villagrán, Santa Cruz de Juventino Rosas, Comonfort, Apaseo El Grande, Apaseo El Alto y Celaya (CONAGUA, 2015).

Además, en la zona de interés existe el Decreto de Veda Bajío-Celaya, que establece por tiempo indefinido veda para el alumbramiento de aguas del subsuelo en la región del bajío, zona Celaya, Juventino Rosas, Comonfort, Cortázar, Apaseo El Grande y Apaseo El Alto, en el estado de Guanajuato. Este decreto salió con fecha 8 de octubre de 1952, y la publicación data del 29 de octubre de 1952 (CONAGUA, 2015).

Se seleccionó la Cd de Celaya, Gto, la cual su fuente de agua potable principal y única es el acuífero Valle de Celaya, la cual cuenta con 96 pozos profundos en funcionamiento, también se han realizado pozo de infiltración como parte de la solución de recarga de acuífero, y de éstos cuenta con cinco pozos de infiltración, pero de estos solo dos tienen datos de la prueba de infiltración, (JUMAPA, 2023).

A continuación, se muestra una lista con los pozos que cuentan con corte litológico, prueba de infiltración y una breve descripción de las características propias de cada pozo:

- El pozo de absorción del Fraccionamiento K'iin Residencias
- El pozo de absorción del Fraccionamiento de Compuertas del campestre.

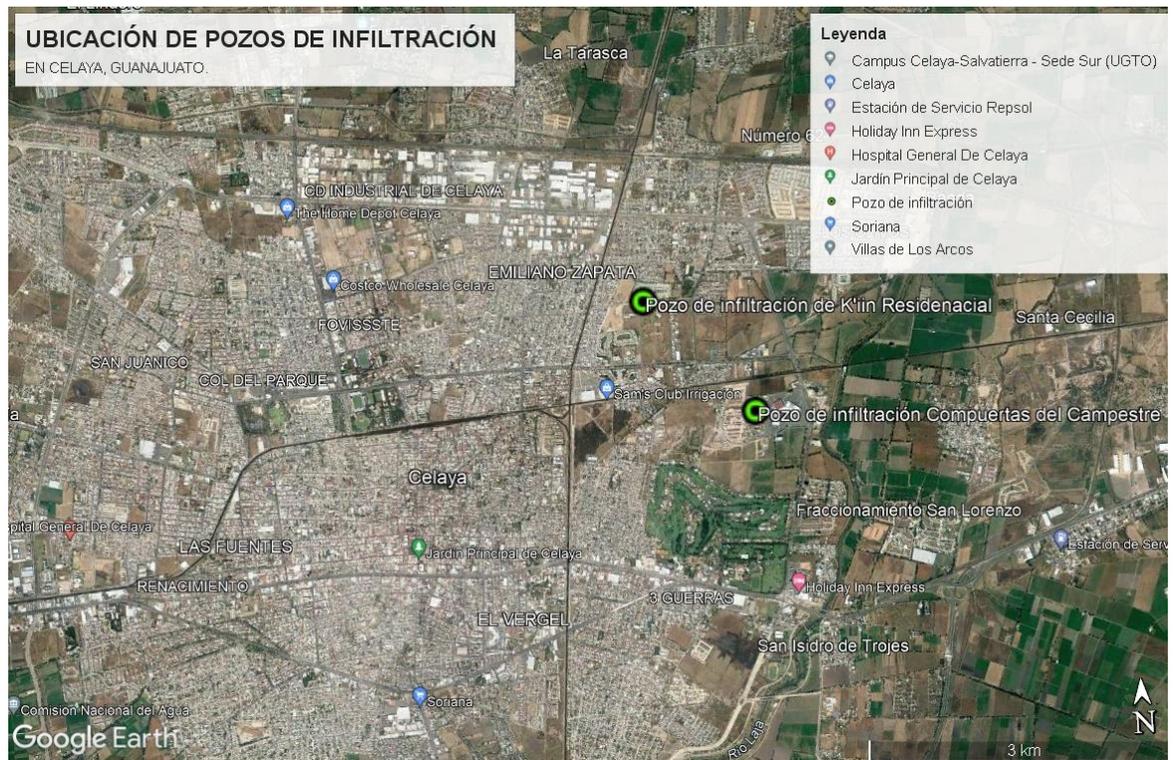


Figura 6. Ubicación de los pozos de infiltración. Fuente: Google Earth Pro. Fecha de imagen 11/09/2017

5.1.1. El pozo de infiltración del Fraccionamiento K'iin Residencial

El pozo de infiltración del Fraccionamiento K'iin Residencial, se localiza en la porción nororiental de la ciudad de Celaya. Su objetivo es la infiltración de aguas pluviales, para su perforación fue utilizada una máquina de percusión y la columna litológica cortada se muestra en la Figura 7.

Sus coordenadas geográficas son:

- Latitud Norte ----- 20° 32' 32"
- Longitud Oeste ----- 101° 47' 27"

Tabla 2. Características del pozo de absorción de K'iin Residencial

Concepto	cantidad
Fecha de prueba	5/08/2011
Profundidad	66 m
Diámetro del pozo	16" (40.64 cm)
Ademe total	61 m

Concepto	cantidad
Ademe Liso 12” (30.48 cm)	14.80 m (2.20 a 17.00m)
Ademe canastilla 12“(30.48 cm)	46.20 m (00 a 2.20 m y 17.00 a 61.00 m)
Volumen para prueba	16 m ³ Dos pipas de agua potable

Fuente: JUMAPA 2019.

Corte litológico del pozo de absorción		K'iin Residencial	
PROFUNDIDAD		MATERIAL ENCONTRADO	
0		0	
2		2	Suelo vegetal gris oscuro
4			
6		6	Arena gruesa
8		8	Arcilla y arena
10			
12			
14			
16			Arcilla gris claro
18			Con gránulos de rocas ígneas acidas
20			
22		22	
24			Arena gruesa y gravilla
26		26	
28			Arcilla beige con poca arena
30		30	
32			Arcilla beige claro
34		34	
36		36	Arena con poca arcilla
38		38	Arena, gravilla y arcilla
40		40	Arena Gruesa
42		42	Arena Gruesa con arcilla
44		44	Arena Gruesa
46			Arcilla Gris claro
48		48	
50		50	Arena y grava con arcilla
52		52	Arcilla Gris claro
54		54	Arena y arcilla
56			Arena gruesa y gravilla
58		58	
60		60	Arena de grano medio
62		62	Arena fina y gravilla
64			arena gruesa
66		66	

Figura 7. Corte litológico del Pozo de infiltración de K'iin Residencial, Celaya, Gto. Fuente: JUMAPA 2019

5.1.2. El pozo de infiltración de Compuertas del Campestre

El pozo de Compuertas del Campestre se localiza en la parte oriental de la Cd de Celaya, Gto. a 670 m en línea recta al Río Laja, en una zona que se considera relativamente buena para infiltrar agua por la cantidad de arena que existe en la zona; Éste se perforó con una

máquina de percusión y la columna litológica se muestra en la Figura 8. Las coordenadas geográficas son las siguientes:

- Latitud Norte ----- 20°31'55.39"
- Longitud Oeste ----- 100°46'52.96"

El pozo de infiltración de Compuertas del Campestre se perforó con una máquina de percusión y la columna litológica se muestra en la figura 8.

Tabla 3. Características del pozo de absorción de Compuertas del Campestre

Concepto	Cantidad
Fecha	22 de junio del 2005
Profundidad	50 m
Diámetro del pozo	16" (40.64 cm)
Diámetro del ademe ranurado	12" (30.48 cm)
Ademe total	50 m
Volumen para prueba	53.73 m ³

Fuente: JUMAPA 2005.

Corte litológico del pozo de absorción		Compuertas del Campestre	
PROFUNDIDAD (m)		MATERIAL ENCONTRADO	
0		0	
2		ARCILLA CON ALTO CONTENIDO	
4		4 DE MATERIA ORGANICA	
6			
8			
10			
12			
14			
16		ARCILLA COMPACTA, ARENA MUY FINA Y	
18		GRANULOS DE CALICHE,	
20		CON GRANULOS DE ROCAS IGNEAS ACIDAS	
22			
24			
26			
28			
30			
32		32 GRAVA (2-5 CM DE DÍAM.) GRANULOS DE	
34		34 ROCAS IGNEAS ACIDAS, ARENA DE GRANO MUY FINO	
36		A MEDIO. ALTO CONTENIDO DE CUARZO	
38			
40			
42		ARENAS DE GRANO MUY FINO A MEDIO, GRANULOS	
44		DE ROCAS IGNEAS ACIDAS, ARCILLA COMPACTA,	
46		TRAZAS DE CALICHE	
48			
50		50	

Figura 8. Corte litológico del Pozo de infiltración de Compuertas del Campestre, Celaya, Gto. Fuente: JUMAPA 2015

5.2. Prueba de infiltración *in situ*

Prueba en el pozo de infiltración del pozo de absorción de K'iin Residencial

Se aforo gasto de entrada por medio del método volumétrico, dando un gasto de 13.33 l/s, el cual se inyectó directamente de una pipa con una manguera de 4" (10 cm) de diámetro, al ademe ranurado, por siete minutos y hasta que el nivel del agua alcanzó el nivel del brocal. Posteriormente se disminuyó el gasto a 4.88 l/s con un nivel constante de 4.20 m, durante 33 minutos, hasta terminar el agua de la pipa.

Tabla 4. Datos de prueba de infiltración del pozo de absorción de K'iin Residencial

Concepto	Unidad	cantidad
Gasto inicial	l/s	13.33
Tiempo con gasto inicial	minutos	7
Volumen con gasto inicial	m ³	5.5986
Gasto final	l/s	4.88
Tiempo con gasto final	minutos	33
Volumen con gasto final	m ³	9.6624
Descenso del nivel del agua dentro del pozo		
Tiempo de descenso de 0-20 m prof.	minutos	7
Tiempo de descenso de 20-24 m prof.	minutos	20

Fuente: JUMAPA Trujillo J.A., 2011.

Para el pozo de absorción de Compuertas del Campestre

Tabla 5. Prueba de infiltración de compuertas del campestre

MINUTO	PIPA 1 Diam desc 2"	PIPA 2 Diam desc 2"	PIPA 3 Diam desc 3"	PIPA 4 Diam desc 4"	Gasto instantáneo acumulado
0	6.35	6.4	15.76	25.59	54.1
1	5.68	5.88	15.52	22.08	49.16
2	5.52	5.68	15.23	19.86	46.29
3	5.33	5.49	15.04	16.97	42.83
4	5.17	5.17	14.79	14.77	39.9
5	4.97	5	14.54	10.56	35.07

MINUTO	PIPA 1 Diam desc 2"	PIPA 2 Diam desc 2"	PIPA 3 Diam desc 3"	PIPA 4 Diam desc 4"	Gasto instantáneo acumulado
6	4.79	4.73	14.34	6.81	30.67
7	4.6	4.51	14.13		23.24
8	4.41	4.21	13.92		22.54
9	4.24	3.88	13.71		21.83
10	4.07	3.53	13.5		21.1
11	3.88	3.23	13.28		20.39
12	3.69	2.58	13.11		19.38
13	3.49	1.87	12.94		18.3
14	3.28		12.65		15.93
15	3.05		12.42		15.47
16	2.75		12		14.75
Promedio	4.42764706	4.44	13.93	16.66	28.88

Fuente: JUMAPA 2005

Cabe mencionar que para la prueba que se realizó en el pozo, no se consideró que es una pipa con motobomba y no es salida a gravedad, por lo que se hizo un cálculo con la variación de nivel y el tiempo, los resultados se muestran en la tabla 6.

Tabla 6. Cálculo del caudal por nivel y tiempo en la prueba de infiltración en Compuertas del Campestre.

MINUTO	PIPA 1 Diam desc 2" (l/s)	PIPA 2 Diam desc 2" (l/s)	PIPA 3 Diam desc 3" (l/s)	PIPA 4 Diam desc 4" (l/s)	Gasto instantáneo Acumulado (l/s)
0					
1	19.921	12.684	11.663	26.367	70.635
2	6.176	7.507	14.850	22.810	51.343
3	7.526	7.243	10.350	28.048	53.167
4	6.863	13.328	13.388	17.903	51.482
5	8.415	8.415	13.825	24.355	55.010
6	7.201	9.685	11.338	11.114	39.336
7	7.231	8.630	11.563		27.423
8	7.354	10.979	11.750		30.083
9	6.115	10.801	11.925		28.841
10	6.066	10.445	12.075		28.586
11	5.980	7.710	12.188		25.877
12	5.863	12.978	9.213		28.054
13	5.716	8.985	9.263		23.964

MINUTO	PIPA 1	PIPA 2	PIPA 3	PIPA 4	Gasto instantáneo Acumulado (l/s)
	Diam desc 2" (l/s)	Diam desc 2" (l/s)	Diam desc 3" (l/s)	Diam desc 4" (l/s)	
14	5.520		15.525		21.045
15	5.287		12.463		17.749
16	5.968		12.000		17.968
Media	7.325	9.953	12.086	21.766	37.717

Fuente: JUMAPA 2005

5.3. Configuración experimental

El modelo físico a escala, se realizó en las instalaciones del laboratorio de hidráulica de Fluidos de la Facultad de Ingeniería (FI) en la Universidad Autónoma de Querétaro (UAQ), para lo cual, se elaboró un modelo con las siguientes características:

El modelo físico del pozo que se tomó como referencia fue un equipo de Columna de Filtración con Lecho Profundo Armfield - W5-MkII-A, ubicado en el laboratorio de fluidos de la UAQ (Figura 3.4), el cual está constituido por un tubo de acrílico transparente de perspex, de 10.4 cm de diámetro interno y 1.35 m de altura, con un extremo con bridas, orificios a cada 4 cm en 6 columnas a cada 60°, iniciando a la altura de 2 cm hasta 78 cm de profundidad. El cilindro fue adaptado para colocar transductores de presión en lugar de piezómetros (En la parte central del conducto se instaló un tubo de acrílico de diámetro 7 mm, ranurado, y se utilizó una tela para simular un filtro de grava que permita el paso de agua (Figura 3.5.). EL flujo en estado permanente y carga constante fue simulado mediante un sifón con una manguera transparente de 7 mm de diámetro (un cuarto de pulgada ¼”) conectada a un bote de 19L, en el cual la carga se mantuvo constante (Gasca y González 2022).

Se colocaron 15 sensores de presión piezoresistivos a diferentes alturas, los cuales mandan una señal eléctrica hacia una tarjeta Arduino Mega, que transforma la señal analógica a digital, controla las señales y las almacena en una micro tarjeta SD; toma lecturas cada segundo, hace un promedio cada 20 datos y registra este último. Se adaptaron los sensores (Figura 3.4) centralizados a la tarjeta Arduino Mega, con una fuente de energía 5 V cc y 2 Amp, que alimenta los sensores y la tarjeta. De esta forma, se tiene la señal de avance del flujo a

diferentes alturas de la columna y facilita su registro para periodos cortos de tiempo, incluso de milisegundos sobre la respuesta del suelo en condiciones de flujo permanente, (Gasca y González 2022).

Se realizó la calibración de los sensores en función de la presión hidrostática, la cual se volvía a calibrar después de cada experimento o prueba.



Figura 9. Foto del equipo de Columna de Filtración con Lecho Profundo Armfield - W5-MkII-A, ubicado en el laboratorio de fluidos de la UAQ. Condiciones iniciales, conectados con piezómetros de manguera, General



Figura 10. Foto del equipo de Columna de Filtración con Lecho Profundo Armfield - W5-MkII-A, ubicado en el laboratorio de fluidos de la UAQ. conexiones iniciales antes de modificarlo.

Se realizaron 5 experimentos, que se mencionan en la tabla 7.

Tabla 7. Pruebas realizadas en el modelo físico a escala

Experimento	Fecha	Tipo de suelo	Propósito
1	10/02/2022	arena sola (mono capa)	Observar comportamiento en suelo homogéneo de alta permeabilidad y prueba de sensores
2	17/02/2022	arena arriba- arcilla abajo (bicapa)	Observar comportamiento en suelo de dos capas de baja y alta permeabilidad
3	15/03/2022	arena abajo- arcilla arriba (bicapa)	Observar comportamiento en suelo de dos capas de alta y baja permeabilidad

Experimento	Fecha	Tipo de suelo	Propósito
4	22/04/2022	cuatro capas de suelo (Multicapa)	Comparación con pozo de infiltración existente de Compuertas del Campestre
5	17/05/2022	11 capas de suelo (multicapa)	Comparación con pozo de infiltración existente de K'iin Residencial

Antes de cada prueba se realizó la calibración de los transductores de presión a través de pruebas hidrostáticas, con la que se adecuaba la función de cada uno de los sensores.

5.3.2. Sistema de adquisición de datos.

El sistema de adquisición de datos se describe en la Figura 3. El sistema está compuesto por 15 transductores de presión piezoresistivos (se componen de una membrana de silicio y cuentan con galgas extensométricas, las que detectan las deformaciones por presiones aplicadas. Al formar un puente de Wheatstone, las galgas extensométricas reducen la sensibilidad y aumentan la potencia de salida del instrumento), de los cuales 10 sensores de 0-30, PSI, 3 sensores de 0-10 PSI, y 2 sensores de 0-5 PSI, con las siguientes características: cuerpo de acero inoxidable para aceite, combustible, agua; Voltaje: DC 5V; Tipo de rosca: 1/8" NPT; Salida: salida de voltaje lineal de 0,5 V ~ 4,5 V. 0 psi salidas 0,5 V, 15psi salidas 2,5 V, 30 psi salidas 4,5 V; Precisión: Dentro del 2% de la lectura (escala completa). Tarjeta Arduino Mega Atmega2560 que posee pines de entradas y salidas (E/S), analógicas y digitales, programada en un entorno de lenguaje Processing/Wiring., utilizada para comunicarse a un PC a través del puerto serial (conversión con USB) utilizando lenguajes como Flash, Processing, MaxMSP, entre otros (Arduino 2021). Contiene un microcontrolador ATmega2560. Tiene 54 entradas/salidas digitales (de las cuales 15 pueden ser usadas como salidas PWM), 16 entradas analógicas, 4 UARTs, un cristal de 16Mhz, conexión USB, jack para alimentación DC, conector ICSP, y un botón de reseteo. El lenguaje de programación nativo de Arduino para su programación de alto nivel basado en Processing. Tiene similitudes con otros lenguajes, ya que se basa en C++, con una sintaxis y formas parecidas (área tecnología 2022). Para garantizar la funcionalidad del sistema, sensibilidad y correcciones, fueron realizadas pruebas de calibración en condiciones controladas, las cuales se describen en el apartado en siguiente.

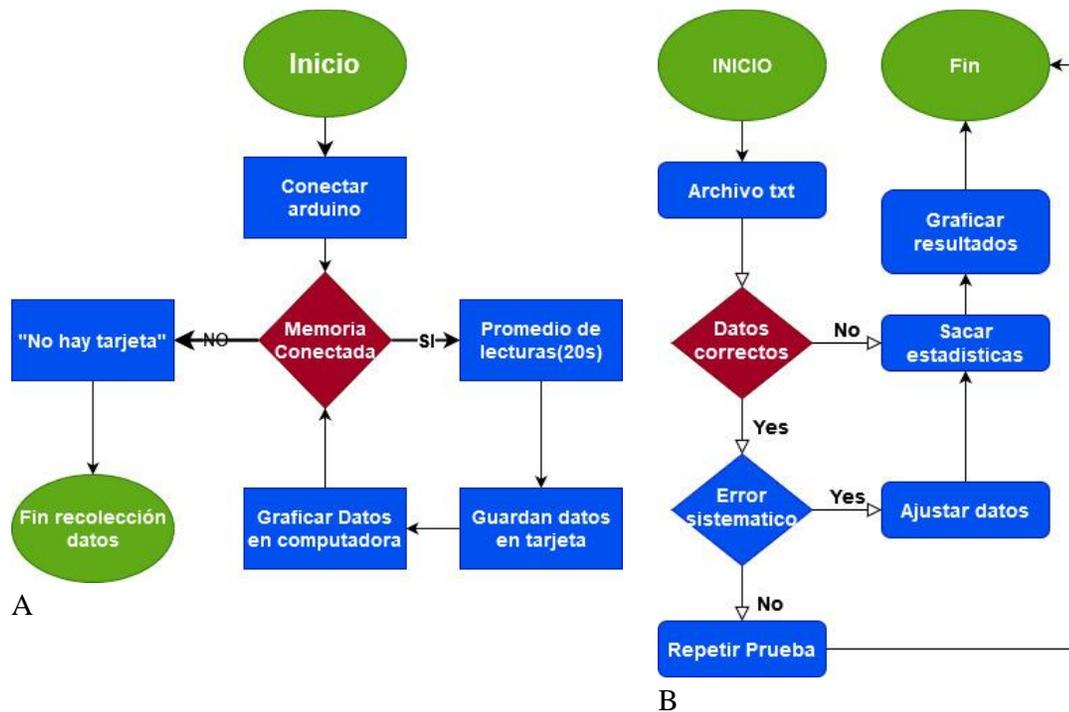


Figura 11. A) Esquema del sistema de adquisición de datos. B) Procesamiento de información obtenida por el Arduino

5.4. Puesta en marcha del modelo físico.

Con el propósito de tener mayor certidumbre sobre las observaciones, se realizaron varias pruebas preliminares y se calibraron los sensores durante éstas y después de cada experimento planeado, lo que permite tener un mayor grado de confiabilidad de que las lecturas son correctas.

5.4.1. Calibración de carga y presión Hidráulica estática, con una capa de arena.

En condición estática la carga es constante porque no cambia con el tiempo y la presión hidráulica es linealmente creciente conforma aumenta la profundidad, de acuerdo con la ley de Pascal (Huges Steven, 1993). La calibración de los transductores de presión hidrostática se realizó llenando el cilindro de acrílico a niveles con la ubicación de los sensores, en este caso fueron a: 110, 100, 90, 80, 70, 60, 50, 40, 30, 20, 10 y cero, a cada sensor se le resto la altura del sensor para determinar su carga hidrostática que debe registrar cada sensor (Figura 4). La calibración se llevó a cabo con los valores de la presión en mV. A partir de la comparación gráfica de la distribución de presión teórica y la registrada a diferentes pasos de tiempo fueron ajustadas mediante una regresión lineal para determinar el factor de corrección de las lecturas de presión, cuando la presión teórica y real no fueron similares. Las

Ecuaciones fueron integradas al programa en la tarjeta Arduino para obtener directamente el valor de la carga durante los experimentos.

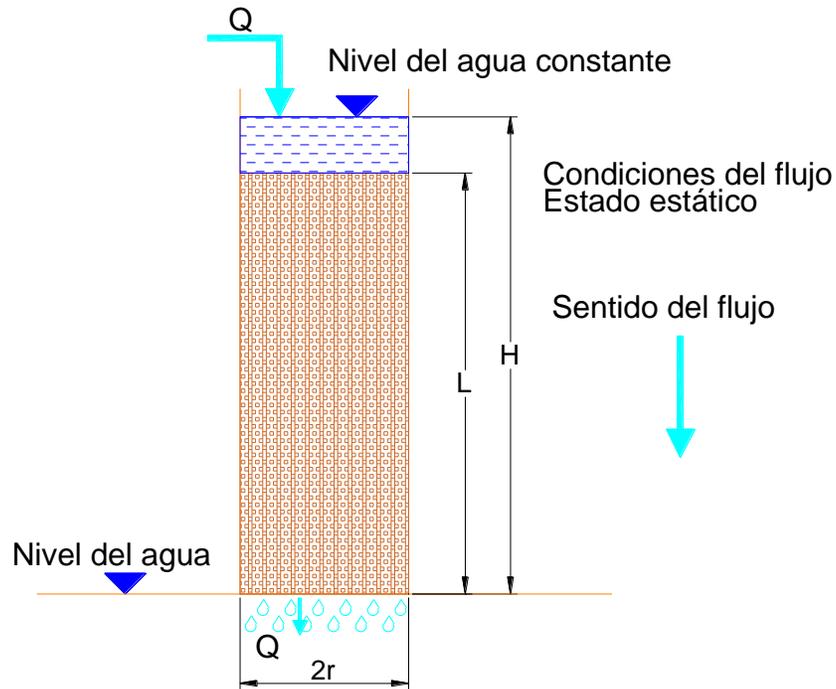


Figura 12. Esquema de flujo con presión hidráulica constante

Las lecturas de la presión pueden registrarse para tiempos de milisegundos, sin embargo, fueron consideradas las lecturas a cada segundo y con promedios a cada 20 segundos, para tener tres datos por minuto y así evitar la saturación la memoria de la tarjeta y disponer de información sobre la dinámica de la presión asociada al frente del flujo.

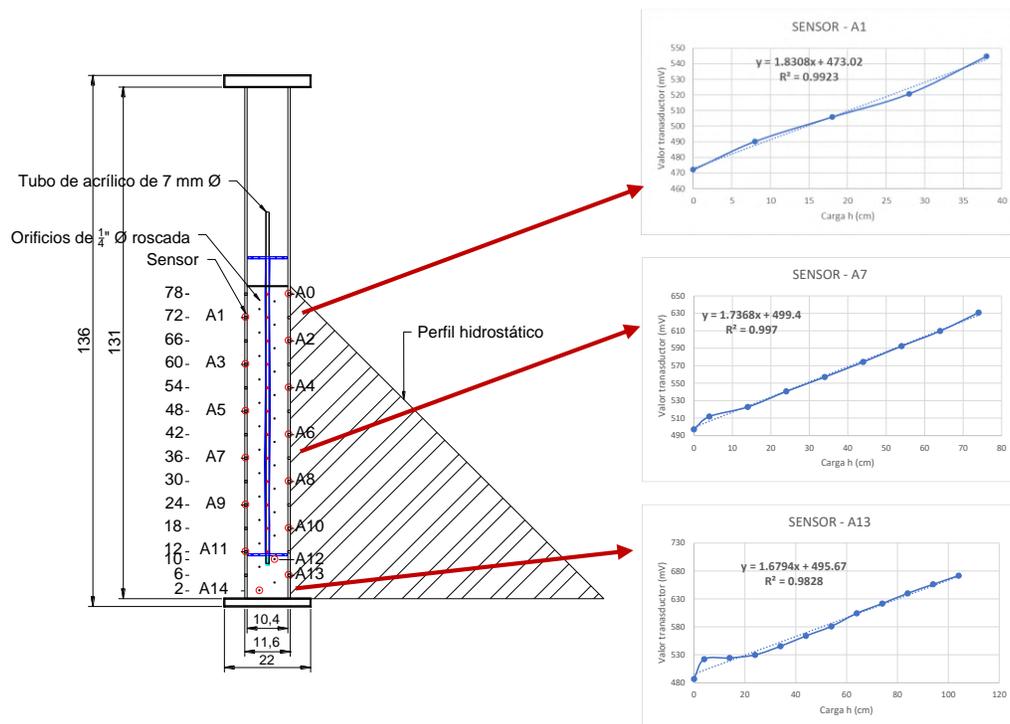


Figura 13. Disposición del modelo físico para la calibración de los sensores piezométricos en estado hidrostático. a) Del lado izquierdo esquema del modelo con la ubicación de los sensores con perfil de presión hidrostática b) Del lado derecho calibración

5.4.2. Calibración flujo permanente.

Para este experimento fueron considerados varios casos, combinando situaciones de suelo: uno con alta permeabilidad (arena), y otro con baja (suelo franco arcilloso) en la parte superior de la columna y alta permeabilidad en la parte inferior de la columna respectivamente y, por último, la combinación contraria.

Se agregó de material los diez primeros centímetros de la parte baja, hasta los 80 cm, manteniendo en el centro de acrílico de 1/4". Previamente con la textura del material fue determinada la permeabilidad de los diferentes tipos de suelo utilizados para la calibración. El flujo permanente fue establecido alimentando el tubo de acrílico-pozo, por medio del sifón para garantizar el nivel constante. Cuando inicia la operación del sifón, se toman las lecturas hasta que se mantengan constantes. Para establecer el flujo permanente, se guardan las lecturas en la tarjeta de memoria, y se procesan los datos. Las observaciones mostraron que, a pesar de que el flujo es permanente, la presión aumenta al descender hasta los dos tercios de altura y después decae, es decir, se cumple la ley de conservación de la energía.

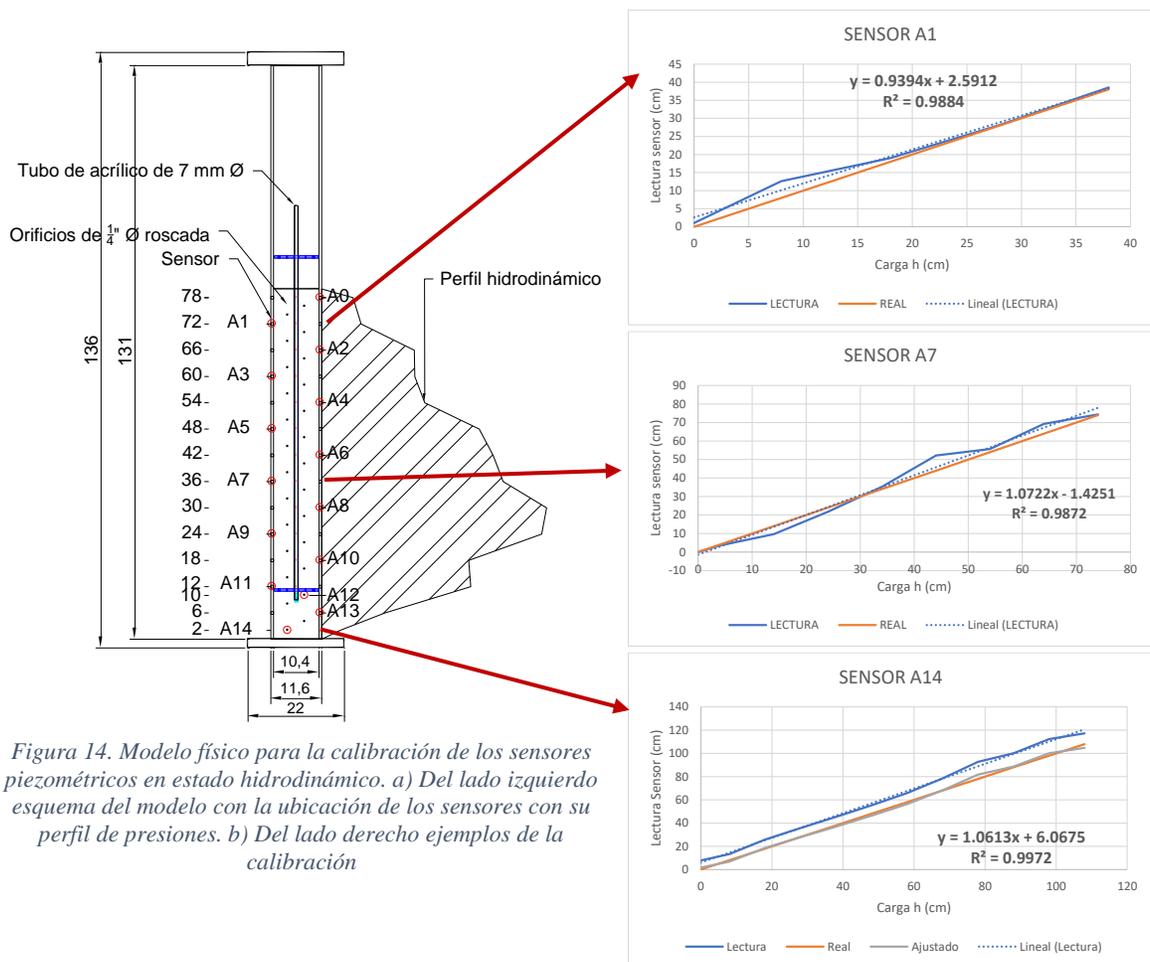


Figura 14. Modelo físico para la calibración de los sensores piezométricos en estado hidrodinámico. a) Del lado izquierdo esquema del modelo con la ubicación de los sensores con su perfil de presiones. b) Del lado derecho ejemplos de la calibración

5.4.3. Modelo Numérico

Programación del modelo numérico teórico.

Se utilizó el programa Hydrus 1D, el cual se tiene programada la ecuación de Richards, las de Fuentes et al, Greem y Ampt, como la de Van Genuchten en forma de funciones. Las ecuaciones diferenciales en derivadas parciales se resuelven por el método de diferencias finitas.

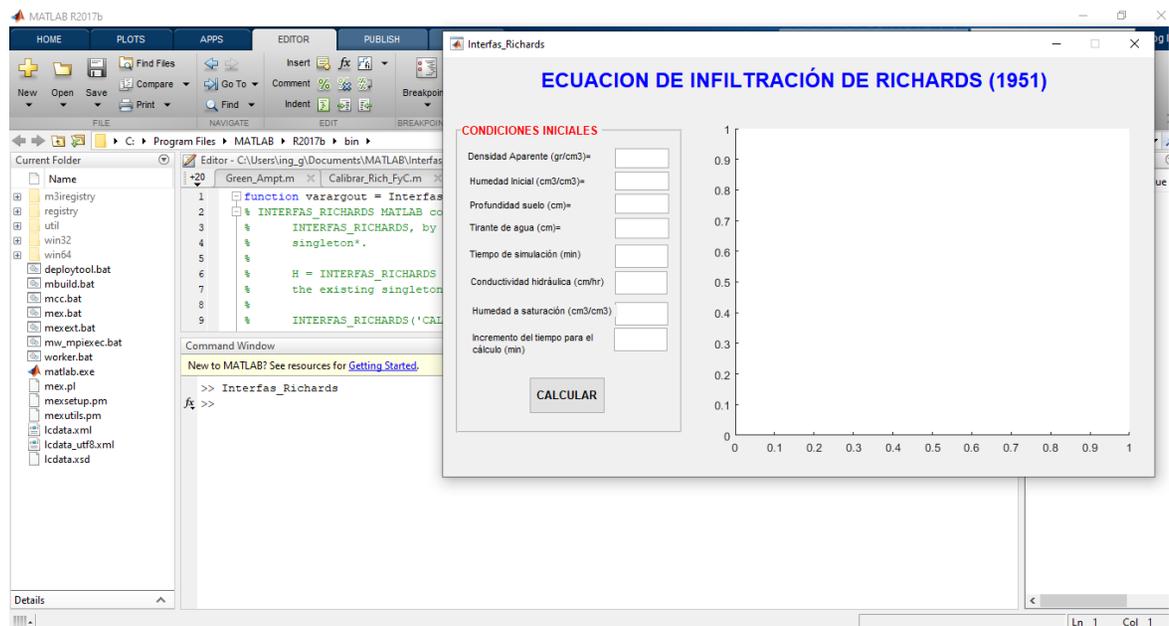


Figura 15. Programa de cálculo del gasto de infiltración en pozo de absorción

6. COMPENDIO DE EXPERIMENTOS.

En este apartado se describen los principales experimentos para la puesta en marcha y operación del modelo físico.

6.1. Experimento 2 bicapa: Arena – Arcilla.

Modelo físico a escala 1:50 del Pozo de infiltración de condiciones homogéneas e isotrópicas de dos capas de suelo, que en este caso es arena en la parte superior y arcilla en la parte inferior.

6.1.1. Flujo Arena – Arcilla

Tabla 8. Principales tiempos del experimento

Concepto	Tiempo
Inicio de la prueba	10:00 hrs
Inicio de salida de agua por la columna	10:37 hrs
Inicio de agregar agua a sifón	10:18:30 hrs
Inicio de Aforos de salida	10:52 hrs
Última carga al sifón	11:47 hrs
Término de la prueba	12:17 hrs

Se agregó agua al pozo de infiltración por medio de un sifón con un bote con agua, se procuró que el nivel del agua se mantuviera en 86 cm, con una carga de 3 cm sobre el suelo de la columna, permitiendo que bajara como un máximo 2 cm de carga, como se muestra en el Tabla 9.

Tabla 9. Medición del gasto de entrada al pozo de infiltración prueba 2

Concepto	Tiempo	nivel Bote inicial	nivel Bote final	consumo nivel cm	Nivel en columna	volumen (l)	Caudal l/s	Caudal ml/s
Nivel suelo	10:00:00	0	16		83			
inicial	10:00:00	16	19		86			
Recarga 1	10:18:30	16	19	3	86	1.847	0.00166	1.66400
Recarga 2	10:29:24	18	19	1	86	0.616	0.00094	0.94155
Recarga 3	11:47:56	18	19	1	86	0.616	0.00013	0.13068
Recarga 4	12:17:08	18	19	1	86	0.616	0.00035	0.35138
			TOTAL	6		3.695	0.00077	0.77190

Volumen suministrado a la prueba = 3.7 litros, con un Caudal promedio a partir de que se empieza a estabilizar a las 10:00, es de $Q_m = 0.7719 \text{ ml/s}$

Se realizaron 11 aforos para determinar el caudal de salina por el método volumétrico (probeta y cronómetro), como se muestra en el Tabla 10.

Tabla 10. Aforo del caudal de salida de la prueba 2

Hora de aforo	Gasto (ml/s)	Gasto (l/s)
10:52:01	0.133	0.00013
11:03:21	0.118	0.00012
11:10:45	0.113	0.00011
11:21:46	0.106	0.00011
11:26:12	0.113	0.00011
11:34:00	0.107	0.00011
11:41:49	0.107	0.00011
11:50:04	0.101	0.00010
12:56:57	0.104	0.00010
13:10:43	0.091	0.00009

Hora de aforo	Gasto (ml/s)	Gasto (l/s)
13:20:12	0.088	0.00009
13:29:42	0.070	0.00007
Promedio	0.104	0.00010

6.1.1.2. Análisis de Caudales entrada y salida

El caudal que se obtuvo con el aforo es de 0.00010415 l/s comparado con la fórmula de fuentes es de 0.01072 l/s, el cual es 102 veces mayor al valor del obtenido, pero esto es debido a que el área de la columna por donde debe pasar toda el agua que se infiltra es muy pequeña en relación con el área de infiltración (área de ademe ranurado), y esto debería ser equivalente con la conductividad hidráulica de cada capa para que no se obstruya el flujo hacia el acuífero, al ser la capa inferior una arcilla la K_s es muy baja, lo que se tendría que ampliar el área

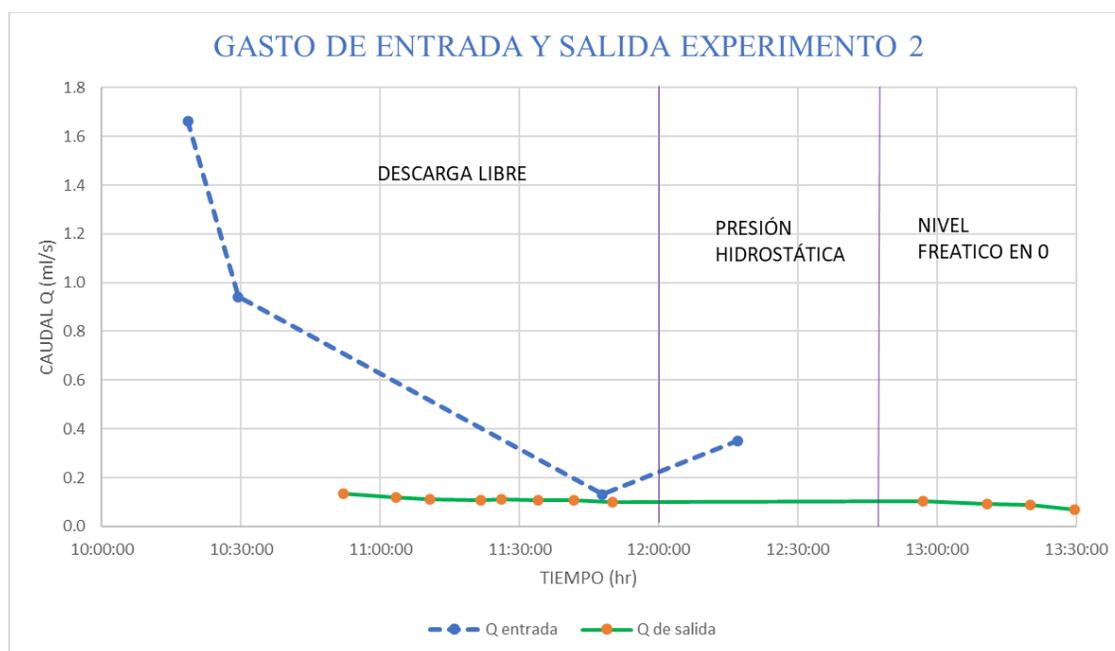


Figura 16. Caudal de entrada y salida del Pozo de infiltración en la prueba 2

6.1.2. Análisis de presiones

Resultado de presiones en los sensores

Tabla 11. Promedio de presiones en la prueba 2

Sensor	altura sensor (cm)	Presión (cm ca)		Presión (cm ca)	
		DESCARGA LIBRE		NIVEL FREATICO 0	
		P-E2-DL	H-E2-DL	P-E2-NF	H-E2-NF
	83	2	85	2	85
A0	78	19.210	97.210	18.522	96.522
A1	72	17.471	89.471	18.404	90.404
A2	66	26.227	92.227	25.553	91.553
A3	60	33.531	93.531	38.596	98.596
A4	54	36.748	90.748	29.468	83.468
A5	48	45.413	93.413	48.147	96.147
A6	42	51.910	93.910	51.242	93.242
A7	36	48.860	84.860	48.379	84.379
A8	30	53.531	83.531	56.263	86.263
A9	24	58.201	82.201	64.146	88.146
A10	18	58.576	76.576	54.957	72.957
A11	12	50.784	62.784	47.463	59.463
A12	10	38.875	48.875	40.527	50.527
A13	6	10.765	16.765	16.981	22.981
A14	2	4.102	6.102	24.561	26.561
0	0	0	0	1	1
Coefficiente de Correlación		0.936	0.982		

Tabla 12. Presión hidrostática en la prueba 2

Sensor	altura sensor (cm)	PRESION HIDROSTATICA		PRESION IDEAL	
		P-E2-PH	H-E2-PH	P-E5-I	H-E5-I
			83	2	85
A0	78	19.467	97.467	7.000	85.000
A1	72	18.369	90.369	13.000	85
A2	66	27.071	93.071	19.000	85
A3	60	37.185	97.185	25.000	85
A4	54	34.228	88.228	31.000	85
A5	48	47.869	95.869	37.000	85
A6	42	52.237	94.237	43.000	85
A7	36	48.825	84.825	49.000	85
A8	30	55.950	85.950	55.000	85
A9	24	63.075	87.075	61.0	85

Sensor	altura sensor (cm)	PRESION HIDROSTATICA		PRESION IDEAL	
		P-E2-PH	H-E2-PH	P-E5-I	H-E5-I
A10	18	65.821	83.821	67.0	85
A11	12	71.519	83.519	73.0	85
A12	10	68.397	78.397	75.0	85
A13	6	79.441	85.441	79.0	85
A14	2	81.996	83.996	83.0	85
	0	85	85	85.0	85
Coeficiente de Correlación		0.987			

Determinación de la conductividad hidráulica (Ks)

Para el estrato que estaba abajo se determinó la Ks con la fórmula de Dary; el método de carga constante con la presión que marca el sensor en el punto y con la carga total de la columna, a la fórmula de fuentes et al (2020) y la fórmula de Hasen, Tabla 13.

Tabla 13. Determinación de la Ks por varias fórmulas experimento 2

Formula	Ks (m/día)
Fuentes	0.0556
Darcy	0.3547
Método de la carga constante (valor de sensor)	0.3881
Método de la carga constante (valor de columna)	0.2496
Hasen	1.2705
promedio	0.4637

Se procede a calcular el gasto por la fórmula de Fuentes et al (2020) que se muestra en el Tabla 14. que determina el caudal infiltrado en un suelo estratificado de capas homogéneas e isotrópicas.

Tabla 14. Cálculo del caudal con la fórmula de Fuentes et al (2020) de la prueba 2

CAPA	H= carga m	hpj=Pj/H m	Pj m	Cj	Ks m/día	Q0j m3/día	Q0j l/s
Estrato 1	0.50	0.960	0.480	7.697	4.480	0.843	0.010
Estrato 2	0.85	0.412	0.350	3.045	0.331	0.084	0.001
$\pi R^2 * K_{s1}$					0.331	0.000	0.000
Q total						0.92631	0.01072

Hacemos el ejercicio de cuánta agua se puede infiltrar en a un pozo de escala 50 veces el tamaño de la prueba tenemos el resultado de la prueba 2 se presenta en la tabla 15.

Tabla 15. Cálculo del caudal con la fórmula de Fuentes et al (2020) a escala 50:1

CAPA	H= carga m	hpj=Pj/H m	Pj m	Cj	Ks m/día	Q0j m3/día	Q0j l/s
Estrato 1	25.0	0.960	24.0	7.696	4.480	2106.718	24.383
Estrato 2	42.5	0.412	17.5	3.045	0.330	209.022	2.419
$\pi R^2 * K_{s1}$					0.330	0.027	0.0003
Q total						2315.77	26.803

Al comparar los resultados con las escalas respectivas (tabla 14 y tabla 15) nos damos cuenta de que 0.01072 l/s escalando este valor es 26.807 l/s, que es prácticamente el mismo que 26.803

El experimento se realizó en el laboratorio de hidráulica de fluidos de la UAQ, el día 17 de febrero del 2022, el cual inició a las 10:00 hrs. y concluyó a las 13:40 hrs, se toman lecturas cada segundo y se hace el promedio cada 20 entradas, tomando 707 lecturas de 15 sensores para 10,605 datos.

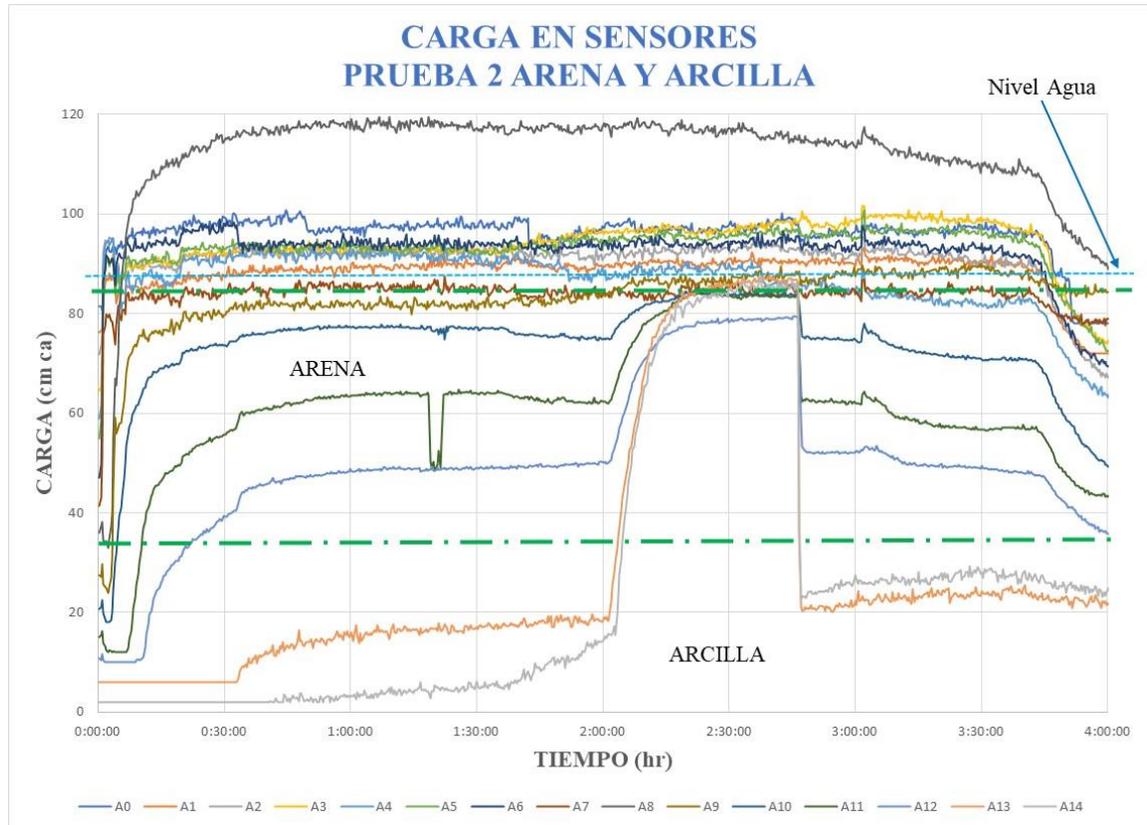


Figura 17. Datos recopilados de la prueba 2 de la Carga Vs tiempo.

En la Figura 5.6. se puede observar la evolución de las presiones a lo largo del tiempo que dura el experimento. Se divide en 5 partes. La primera es a descarga libre con el suelo seco y se va humedeciendo éste; para la segunda a descarga libre, el suelo ya está húmedo y se estabilizan las presiones y el flujo de salida; En la tercera se cierra la válvula de salida, lo que empieza a provocar la presión hidrostática y se estabilizan las presiones; En la cuarta se abre la válvula y se simula el nivel freático en el nivel cero, se estabilizan presiones y flujo de salida; y la quinta parte se suspende el flujo de entrada y se empieza a drenar el suelo saturado.

Finalmente suspende el suministro de agua y se empieza drenado de la columna de suelo. Cabe mencionar que, el sensor A8, se sale de rango por mucho, razón por la que se saca del análisis de los datos, y se sustituyó por una interpolación simple ya que estamos suponiendo un comportamiento lineal teórico.

En esta ocasión se analiza la parte dos de la Figura 5.7., ya que el interés está en conocer el gasto que puede infiltrarse de forma permanente el pozo de infiltración, la primera parte es cuando su descarga es libre.

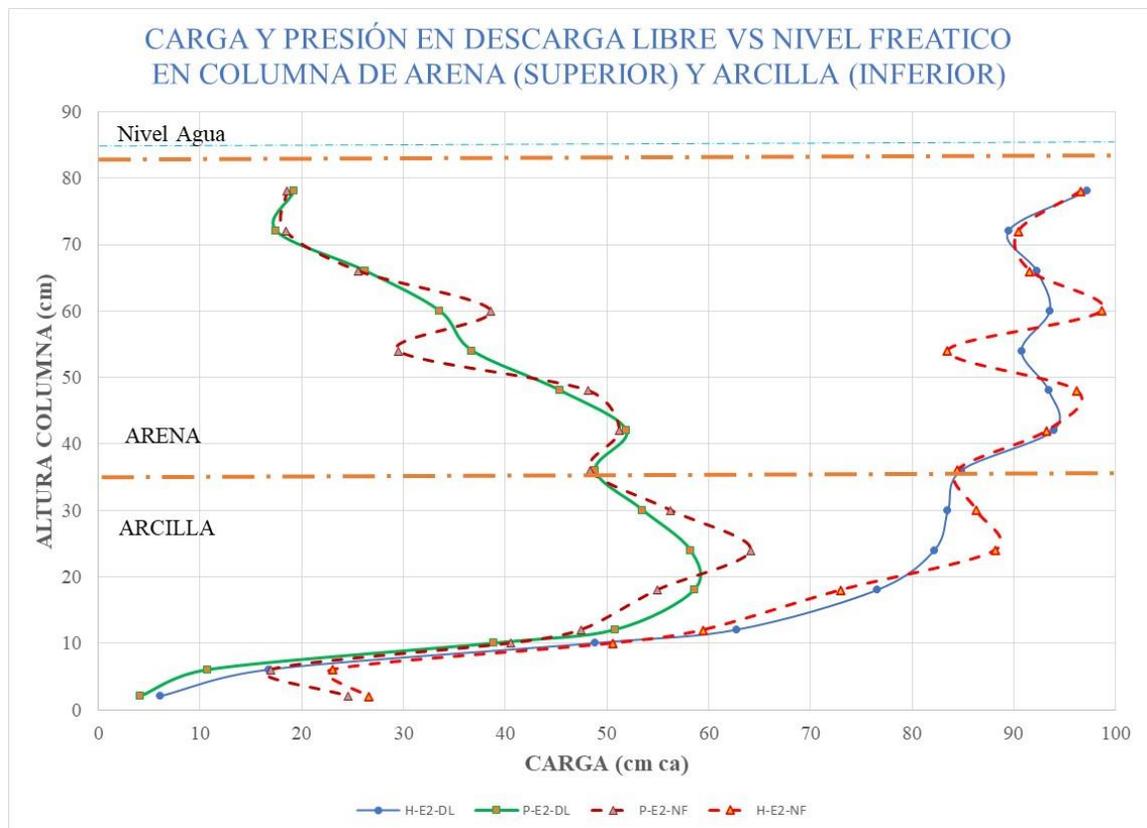


Figura 18. Carga y Presión de la prueba 2.

La Figura 18. se observa como la presión se incrementa hasta que llega al sensor que está a la altura 24 cm con una tendencia lineal y después decae también de una forma lineal, pero con una pendiente más pronunciada, se puede decir que los dos primeros tercios la presión aumenta y la presión decae el último tercio lo que aumentó los primeros dos. Cabe hacer la

observación que las presiones se deberían comportar como la presión hidrostática pero el agua va en movimiento y esto puede ocasionar la pérdida de energía por la fricción y las fuerzas que actúan sobre la partícula de agua en movimiento, lo cual se observa en la Figura 18. en la serie de carga H-E2-DL y H-E2-NF.

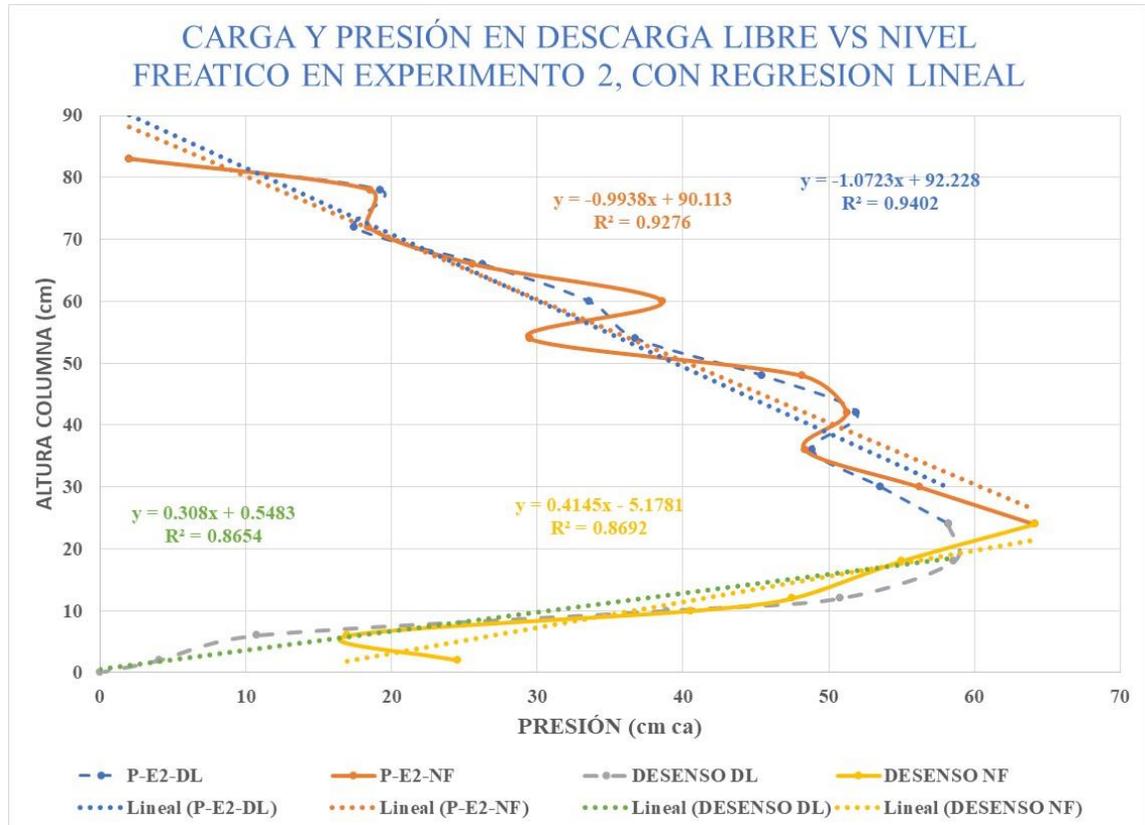


Figura 19. Carga y Presión de la prueba 2 con regresión lineal

La figura 19. presenta la regresión lineal que se realizó con los valores de la presión con descarga libre y con nivel freático, y es una tendencia lineal de aumento de presión con el descenso de la altura, con una R² de 0.92 con nivel freático y 0.94 para descarga libre, y el descenso de la presión también presenta una tendencia lineal, aunque no se ajusta tan bien como el aumento de presión con una R² de 0.86 en ambos casos. Lo anterior nos indica que El coeficiente de correlación entre la Figura de presión con descarga libre (P-E2-DL) y la presión con nivel freático (P-E2-NF), es del 0.9363, que nos indica que existe una gran

6.2. Experimento 4, Multicapa.

La Figura 8. Corte litológico del pozo de Compuertas del Campestre se muestra que existen como el suelo es muy heterogéneo, presentando 4 capas, la capa uno es terreno natural que es arcilloso con un alto contenido de materia orgánica, la capa dos es arcilla compactada y arena fina, la capa tres es grava, la capa 4 es arena fina y arcilla y la capa cinco se consideró igual que la cuatro. la escala que se tenía contemplada es la escala 1:50, pero esta nos deja una altura de suelo superior a la columna que existe en laboratorio por lo que se ajustó a la escala 1:75, quedando las capas como se muestran en el Tabla 16.

Tabla 16. Estratigrafía del suelo para el experimento 4 del pozo de infiltración de Compuertas del Campestre.

Estrato	Material	Espesor capa (cm)
Estrato 1	terreno natural	5.3
Estrato 2	arcilla compacta y arena fina	37.3
Estrato 3	grava	2.7
Estrato 4	Arena fina y arcilla	21.3
Estrato 5	Arena fina y arcilla	13.3
	Total	79.9

Fuente: JUMAPA.

6.2.1. Flujo experimento 4: multicapa

Los resultados del experimento son los siguientes:

Tabla 5.12.- Principales acciones del experimento prueba 4

Concepto	Tiempo
Inicio de la prueba	10:20 hrs
Inicio de salida de agua por la columna	10:44 hrs
Inicio de agregar agua a sifón	10:25 hrs
Inicio de Aforos de salida	10:46 hrs
Cierre de válvula para la presión hidrostática	12:40 hrs
Apertura de válvula para quitar la presión hidrostática	13:40 hrs
Última carga al sifón	14:46 hrs
Término de la prueba	16:10 hrs

Se agregó agua al pozo de infiltración por medio de un sifón con un bote con agua, se procuró que el nivel del agua se mantuviera en 90 cm, con una carga de 5 cm sobre el suelo de la columna, permitiendo que bajara como un máximo 2 cm de carga, como se muestra en el Tabla 17.

Tabla 17. Medición del gasto de entrada al pozo de infiltración en la prueba 4

Concepto	Tiempo	nivel Bote inicial	nivel Bote final	consumo en nivel cm	Nivel en columna	volumen (l)	Caudal l/s	Caudal ml/s
Nivel suelo inicial	10:20:00	0	12		80	0		
arranque	10:22:00	14	16	2	84	1.232	0.02053	20.525
Recarga 1	10:25:58	12	14	2	82	1.232	0.00518	5.175
Recarga 2	10:38:02	13	14	1	82	0.616	0.00085	0.850
Recarga 3	11:14:24	12	14	2	82	1.232	0.00056	0.565
Recarga 4	12:26:24	14	15	1	83	0.616	0.00014	0.143
Recarga 5	14:20:09	14	15	1	83	0.616	0.00009	0.090
Recarga 6	14:46:13	13.6	15.6	2	83.6	1.232	0.00079	0.787
TOTAL				13		8.005	0.00050	0.501

Volumen suministrado a la prueba = 8.005 l,

Se realizaron 7 aforos, 4 a descarga libre y 3 con el nivel freático en cero, como se muestra en el Tabla 18.

Tabla 18. Aforo del caudal de salida del pozo de infiltración prueba 4

Tiempo del Aforo	Caudal (ml/s)	Caudal (l/s)	Tipo de prueba
10:51	0.165	0.00016	DL
10:57	0.134	0.00013	DL
11:09	0.136	0.00014	DL
11:22	0.129	0.00013	DL
11:35	0.130	0.00013	
11:48	0.125	0.00012	
12:15	0.127	0.00013	
12:22	0.119	0.00012	
12:29	0.121	0.00012	
12:35	0.120	0.00012	
13:57	0.123	0.00012	NF
PROMEDIO	0.135	0.00013	TOTAL
PROME DL	0.141	0.00014	DL

PROME NF	0.127	0.00012	NF
-----------------	-------	---------	----

DL= descarga libre, NF= Nivel freático en 0.

6.2.2. Análisis de Caudales

El caudal que se obtuvo con el aforo es de 0.000135188 l/s comparado con la fórmula de fuentes es de 0.05612 l/s, el cual es 415 veces mayor al valor del obtenido, pero esto es debido a que el área de la columna por donde debe pasar toda el agua que se infiltra es muy pequeña en relación con el área de infiltración (área de ademe ranurado), y esto debería ser equivalente con la conductividad hidráulica de cada capa para que no se obstruya el flujo hacia el acuífero. El gasto que se obtuvo en la prueba realizada por el Ing. Vicente Arturo Camargo Valencia el 07 de julio del 2005, según su informe de esa fecha el promedio del gasto fue de 37.71 l/s, con un gasto inicial de 70 l/s y un final de 17.97 l/s. Los resultados obtenidos a escala real con la fórmula de Fuentes et al (2020), dice que el pozo en condiciones de las capas homogéneas, isotrópicas es de 315.68 l/s, que es un excelente gasto para un pozo de infiltración. No es comparable el gasto que se obtuvo en la prueba de infiltración en campo, con las fórmulas utilizadas, ya que en la prueba no se realizó en condiciones adecuadas, las descargas de las pipas se terminaron y no muestran que se saturara el pozo a su nivel máximo.

En la Figura 21, se aprecia cómo el gasto al inicio de la prueba es grande. Esto podría ser porque, en este punto, el suelo está seco y además el ademe se encuentra vacío, por lo que el agua ocupa rápidamente esos espacios; así mismo se muestra cómo la zona de grava es rápidamente llenada por agua. Posteriormente se observa una disminución del gasto, que no concuerda con lo esperado, para finalmente volver a subir. El gasto de salida es constante durante toda la prueba con una desviación estándar 0.0129 ml/s.

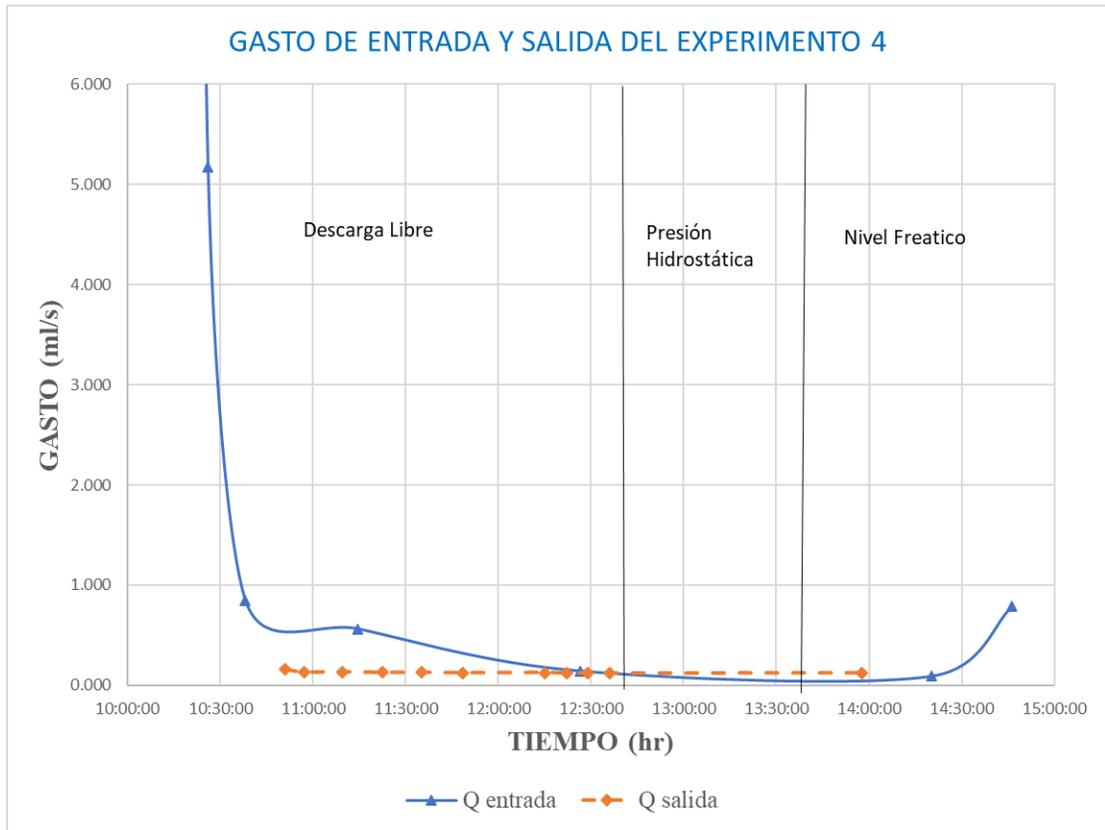


Figura 21. Caudal de entrada y salida del experimento 4

6.3. Análisis de la distribución de presiones

En la Tabla 19, se puede apreciar la presión y la carga para los diferentes sensores. Entre los cuales se encuentran los que tienen presión (P), los utilizados en el experimento 4 (E4), los que presentan descarga libre (DL) o con nivel freático (NF). Así mismo, se muestran las variaciones entre los sensores, mismas que no se esperaba que fueran tan pronunciadas y en diferentes direcciones. El coeficiente de correlación es muy alto del 0.99.

Tabla 19. Promedio de presiones en el Pozo de infiltración prueba 4

Sensor	altura sensor (cm)	Presión (cm ca)		Altura (cm)	
		DESCARGA LIBRE		NIVEL FREATICO EN 0	
		P-E4-DL	H-E4-DL	P-E4-NF	H-E4-NF
A0	78	35.728	113.728	42.886	120.886
A1	72	22.557	94.557	25.417	97.417

Sensor	altura sensor (cm)	Presión (cm ca)		Altura (cm)	
		DESCARGA LIBRE		NIVEL FREATICO EN 0	
		P-E4-DL	H-E4-DL	P-E4-NF	H-E4-NF
A2	66	24.259	90.259	26.998	92.998
A3	60	44.171	104.171	46.574	106.574
A4	54	33.138	87.138	36.795	90.795
A5	48	62.298	110.298	64.842	112.842
A6	42	73.663	115.663	78.707	120.707
A7	36	50.954	86.954	54.345	90.345
A8	30	76.165	106.165	79.480	109.480
A9	24	77.550	101.550	82.203	106.203
A10	18	64.577	82.577	64.822	82.822
A11	12	63.732	75.732	63.444	75.444
A12	10	62.030	72.030	59.376	69.376
A13	6	3.151	9.151	8.718	14.718
A14	2	12.198	14.198	18.211	20.211
Coeficiente de correlación		0.995	0.997		

En la Tabla 20, se presenta la presión hidrostática (PH) comparada con la presión hidrostática ideal (PI), el coeficiente de correlación entre la presión medida y la ideal es del 0.86, lo cual indica que sí existe una buena representatividad.

Tabla 20. Promedio de presiones hidrostáticas en el Pozo de infiltración prueba 4

Sensor	altura sensor (cm)	Presión (cm ca)		Altura (cm)	
		DESCARGA LIBRE		NIVEL FREATICO EN 0	
		P-E4-PH	H-E4-PH	P-E4-PI	H-E4-PI
A0	78	41.629	119.629	6	84
A1	72	24.149	96.149	12	84
A2	66	25.965	91.965	18	84
A3	60	44.771	104.771	24	84
A4	54	35.644	89.644	30	84
A5	48	63.390	111.390	36	84
A6	42	76.349	118.349	42	84
A7	36	52.491	88.491	48	84
A8	30	78.332	108.332	54	84
A9	24	80.602	104.602	60	84
A10	18	65.468	83.468	66	84

Sensor	altura sensor (cm)	Presión (cm ca)		Altura (cm)	
		DESCARGA LIBRE		NIVEL FREÁTICO EN 0	
		P-E4-PH	H-E4-PH	P-E4-PI	H-E4-PI
A11	12	72.429	84.429	72	84
A12	10	70.266	80.266	74	84
A13	6	85.532	91.532	78	84
A14	2	87.333	89.333	82	84
	0	89.333	91.333	84	84
Coeficiente de correlación		0.861322956	0.861		

Determinación de la conductividad hidráulica (Ks)

Para el estrato más profundo se determinó la Ks con la fórmula de Darcy; el método de carga constante con la presión que marca el sensor en el punto y con la carga total de la columna y la fórmula de Hasen, para las otras capas sólo con Hasen ajustado por el promedio de las otras fórmulas en la Tabla 21.

Tabla 21. Determinación de la Ks por varias formas prueba 4

Formula	Ks (m/día)
Fuentes	0.077
Darcy	0.472
Método de la carga constante (valor de sensor)	0.404
Método de la carga constante (valor de columna)	0.349
Hasen	2.363
Promedio	0.733

Se procede a determinar el gasto por la fórmula de Fuentes et al (2021), mismo que se presenta en la Tabla 22 para los 4 estratos. La Ks de los estratos del 1 al 3 se determinó mediante la fórmula de Hasen con base a su granulometría.

Tabla 22. Cálculo del caudal con la fórmula de Fuentes et al (2021), en prueba 4

CAPA	H	$h_{pj}=P_j/H$	P_j	C_j	Ks	Q_{0j}	Q_{0j}
	m	m	m		m/día	m ³ /día	l/s
Estrato 1	0.103	0.515	0.053	1.966	2.363	0.021	0.000

CAPA	H	$h_{pj}=P_j/H$	P_j	C_j	K_s	Q_{0j}	Q_{0j}
	m	m	m		m/día	m ³ /día	l/s
Estrato 2	0.476	0.784	0.373	5.893	1.271	0.188	0.002
Estrato 3	0.503	0.054	0.027	0.144	143.865	4.569	0.053
Estrato 4	0.716	0.297	0.213	1.912	0.472	0.070	0.001
$\pi \cdot R^2 \cdot K_{s1}$					0.472	0.000	0.000
Q Total						4.849	0.056

Si se hace lo mismo considerando las capas reales del pozo de absorción, como se muestra en la Tabla 23, se puede observar que cambia el coeficiente de forma (C_j), pues las condiciones variaron, la conductividad hidráulica es la misma, y el gasto obtenido se muestra en la Tabla 23.

Tabla 23. Cálculo del gasto de infiltración en condiciones ideales Pozo de infiltración Compuertas del Campestre

CAPA	H	$h_{pj}=P_j/H$	P_j	C_j	K_s	Q_{0j}	Q_{0j}
	m	m	m		m/día	m ³ /día	l/s
Estrato 1	6.3	0.640	4.0	2.203	2.363	107.815	1.248
Estrato 2	34.3	0.818	28.0	5.791	1.271	1080.687	12.508
Estrato 3	36.3	0.055	2.0	0.128	143.865	28173.020	326.077
Estrato 4	52.3	0.306	16.0	1.836	0.472	413.661	4.788
$\pi \cdot R^2 \cdot K_{s1}$					0.472	0.138	0.002
Q Total						29775.321	344.622

La escala utilizada es 1:75, aplicando la escala a 0.05612 l/s. El resultado es de 315.6833 l/s, que es el 91.6% del valor, este valor no es cercano al 100% por que los diámetros de los ademes no están escalados, pues no existen tubos comerciales del tamaño requerido.

6.3.2. Análisis de presiones multicapa

El experimento se realizó en el laboratorio de hidráulica de fluidos de la UAQ, el día 22 de abril del 2022, el cual inició a las 10:20 hr. y concluyó a las 16:10 hr. Se tomaron mediciones cada segundo y se promediaron cada 20 entradas, tomando 915 lecturas de 15 sensores para 13,725 datos.

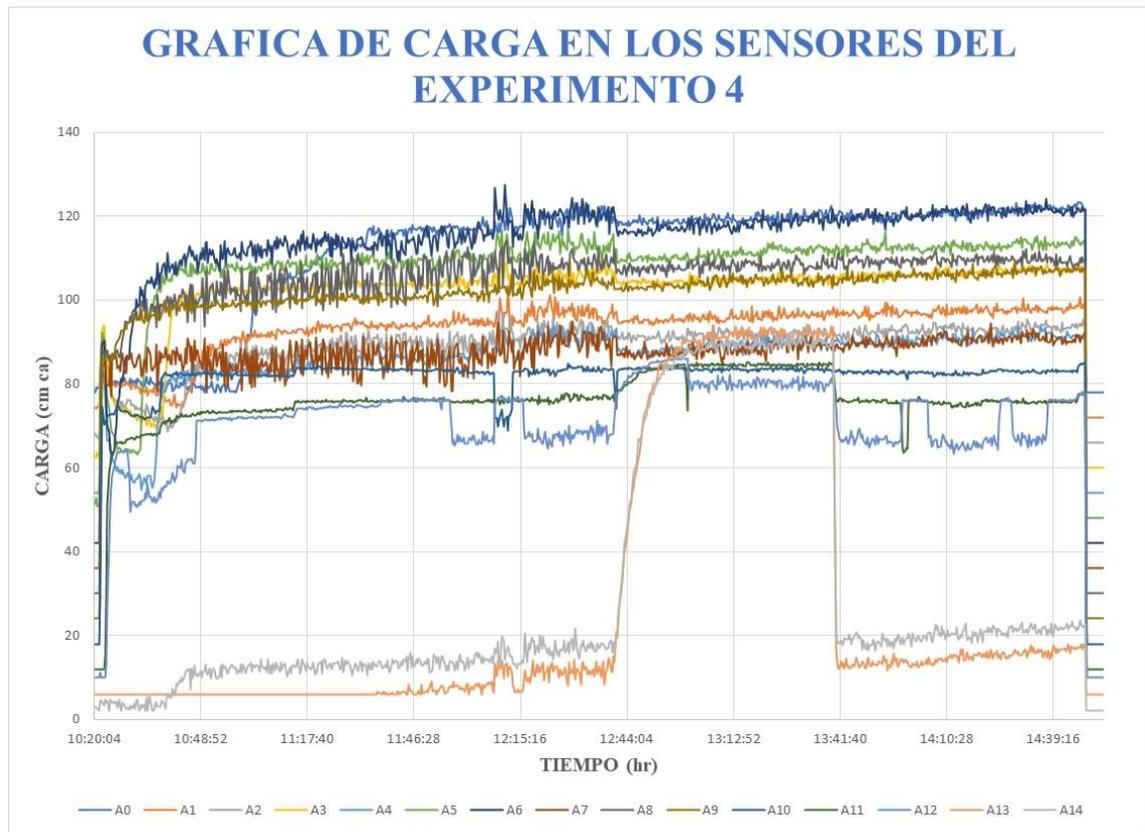


Figura 22. Datos recopilados del experimento 4 de la carga Vs tiempo.

En la Figura 22. se puede observar la evolución de las presiones a lo largo del tiempo que dura el experimento. Se divide en 5 partes: la primera es a descarga libre con el suelo seco, y se va humedeciendo éste; la segunda a descarga libre con el suelo ya húmedo, se estabilizan las presiones y el flujo de salida; en la tercera se cierra la válvula de salida, para provocar la presión hidrostática (como se observa en la Figura 22 en la parte central). Por otra parte, la presión en sensores del 8 al 15 se eleva súbitamente y después se estabiliza; en la cuarta, se abre válvula con el nivel freático en 0, se estabilizan las presiones y el flujo de salida; en la quinta parte se suspende el suministro de agua y se inicia el drenado de la columna de suelo.

En esta ocasión se analizaron las partes dos, tres y cuatro de la Figura 22, ya que el interés se encuentra en conocer el gasto que puede infiltrarse de forma permanente al pozo. La primera parte se presenta cuando la descarga es libre, la segunda es para verificar que los sensores

están trabajando adecuadamente y procurar que el suelo está totalmente saturado y la tercera cuando el nivel freático es cero.

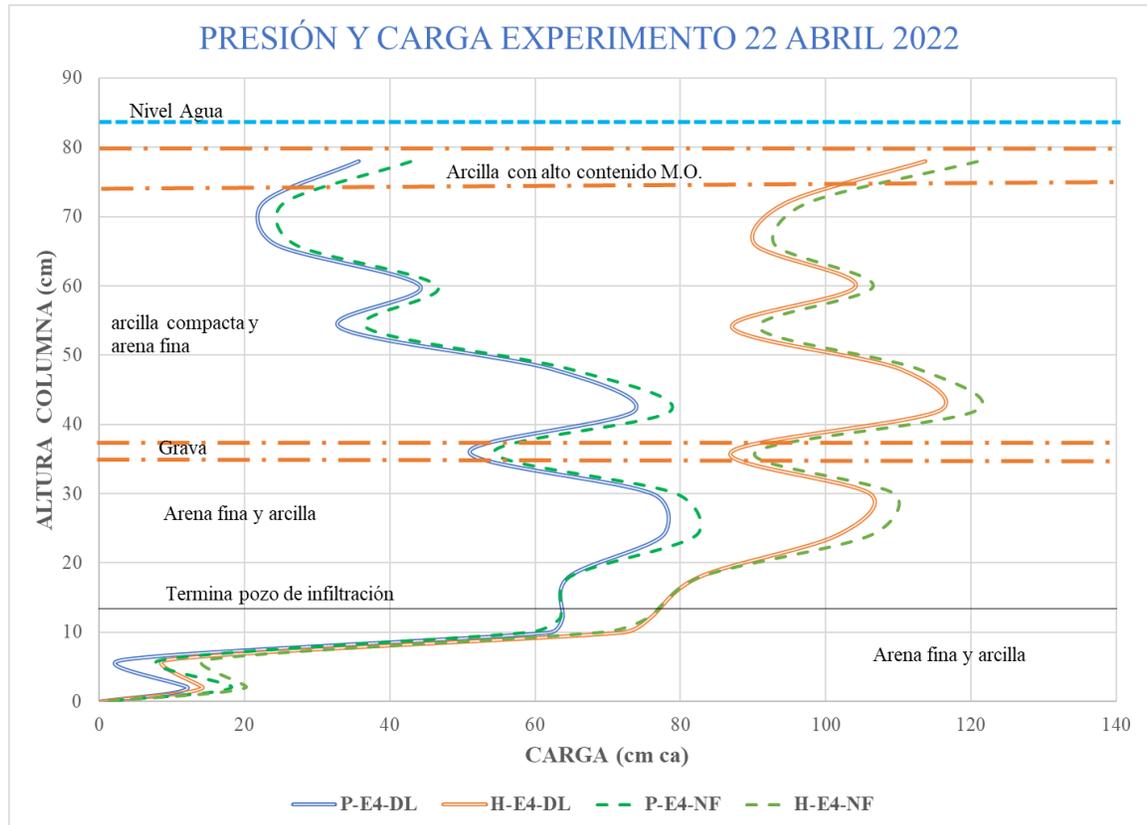


Figura 23. Carga y Presión del experimento 4. P= presión, E4= experimento 7, DL= descarga libre, NF= nivel freático en 0

En la Figura 23, se observa como la presión baja en las capas donde hay grava (K_s alta) y sube en los estratos donde existe arcilla (K_s baja). También es posible decir que presenta una caída de presión muy drástica, en la parte de la descarga libre. Donde termina el pozo de infiltración, a la altura de 10 cm, se presenta una caída de presión muy grande de 58 cm, lo que se muestra en todas las series. El comportamiento de las series con descarga libre (DL) y con nivel freático (NF) es muy similar y presenta la misma tendencia y poca diferencia. La correlación que se genera entre la presión a descarga libre y con nivel freático en 0 es de 0.9948, así mismo la correlación de la carga es de 0.9968, las cuales son muy altas e indican que tienen la misma conducta.

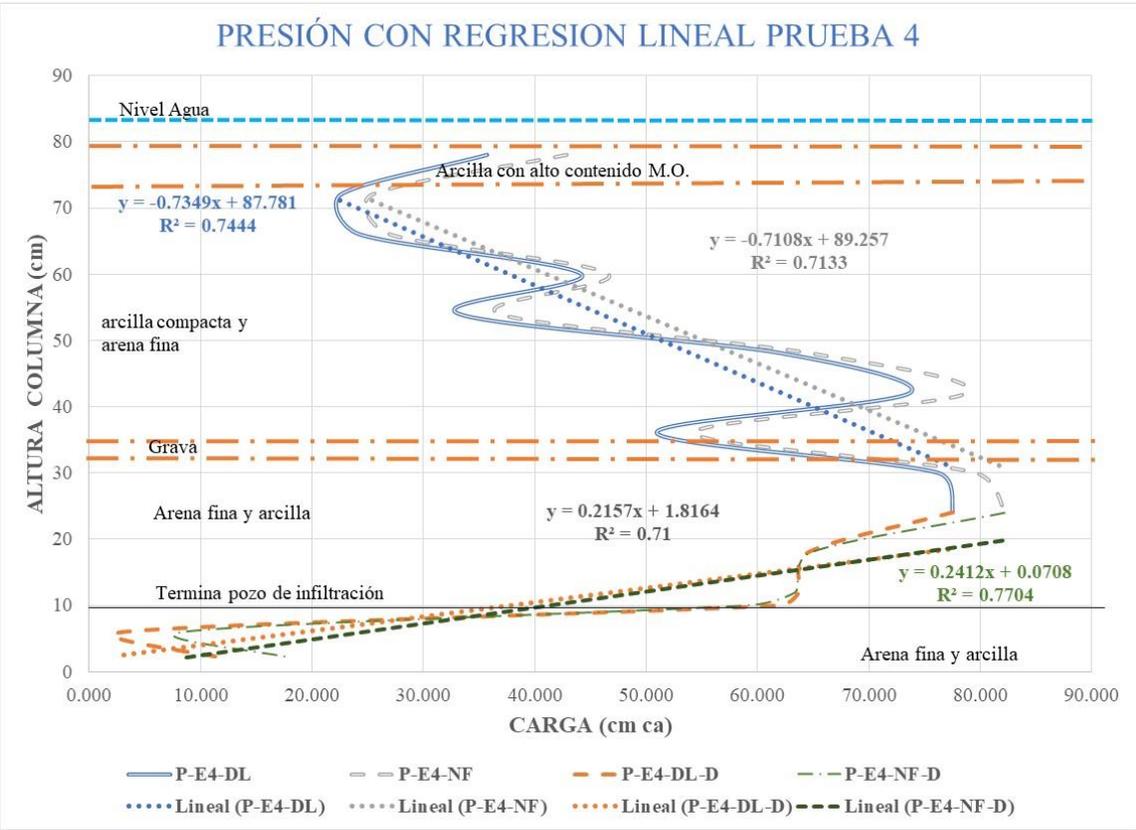


Figura 24. Presión con regresión lineal del experimento 4. P= presión, E4= experimento 7, DL= descarga libre, NF= nivel freático en 0

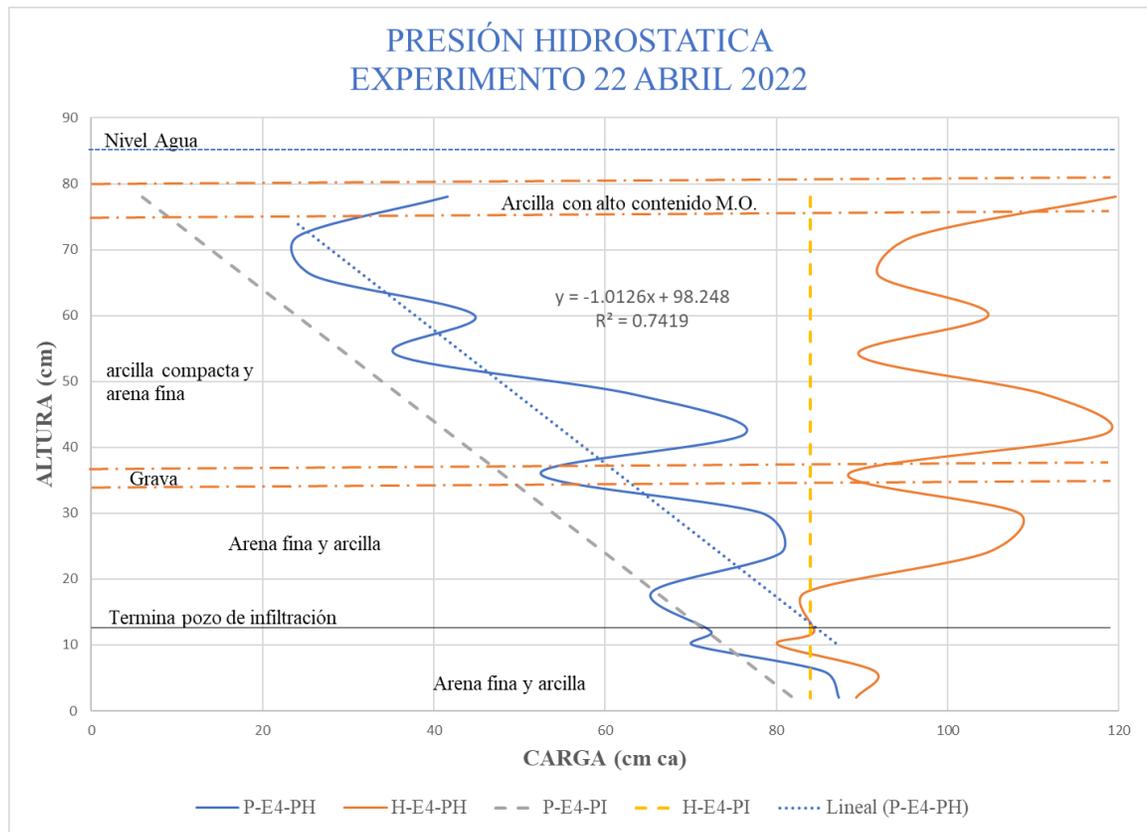


Figura 25. Carga y Presión hidrostática del experimento 4

En la Figura 25. se observa que la presión aumenta en los puntos donde hay arcilla (Ks bajo) y disminuye donde existe la grava (Ks alto). En el sensor del nivel 42 al 36 baja 23 cm ca y sube nuevamente 25.2 cm ca con el sensor del nivel 30, debido al cambio de material, de una arcilla a una grava. En términos generales, el comportamiento de la presión hidrostática a la presión ideal no es tan alta, ya que el coeficiente de correlación es del 0.8613, la regresión es $R^2 = 0.7419$, lo cual indica variaciones de presión en pequeños tramos. Sin embargo, más adelante se muestra la tendencia de aumento a medida que incrementa la profundidad, por lo tanto, el experimento está dentro de parámetros establecidos.

6.4. Sinopsis de los resultados experimentales.

Los resultados de los experimentos del uno al cinco contemplan diversas combinaciones de perfiles de suelo. Se efectuaron pruebas con perfiles de suelo en mono capa, bicapa y multicapa, con el fin de observar la respuesta del flujo de agua y de la presión para identificar la respuesta y los efectos de contacto entre cada capa, las cuales se presentan en el Tabla 5.4. De acuerdo al concepto de similitud, fueron establecidas dos escalas 1:50 y 1:75 por las condiciones de los pozos. Los primeros cuatro experimentos se llevaron a cabo con la escala de 1:50 y el quinto con 1:75, pues la profundidad es mayor, se sale de la zona donde están colocados los sensores, y la capa superior no tendría monitoreo. Finalmente se prefirió tener cobertura a lo largo de la columna.

Tabla 24. Resumen de experimentos

Experimento	Fecha	Tipo de suelo	Propósito
1	10/02/2022	arena sola	Observar comportamiento en suelo homogéneo de alta permeabilidad y prueba de sensores
2	17/02/2022	arcilla abajo-arena arriba	Observar comportamiento en suelo de dos capas de baja y alta permeabilidad
3	15/03/2022	arena abajo- arcilla arriba	Observar comportamiento en suelo de dos capas de alta y baja permeabilidad
4	22/04/2022	cuatro capas de suelo	Comparación con pozo real de Compuertas del Campestre
5	17/05/2022	11 capas de suelo	Comparación con pozo real de K'iin Residencial

La Tabla 24. muestra la lista de experimentos en donde se indican la combinación de capas, todos con descarga libre, y posteriormente se hizo con la descarga a un nivel freático en el punto cero (carga constante) sobre la columna de suelo. Los resultados de la estimación de conservación de masa para condiciones de estado permanente son mostrados en la Tabla 25.

En la Tabla 28 se exponen los resultados de las pruebas de presión hidrostática, donde se espera que ésta aumente linealmente en un ángulo de 45° , a partir de la superficie libre del agua hacia el fondo de la columna de suelo. Se encontró un comportamiento de tendencia de la presión cómo se esperaba teóricamente, aunque con un leve cambio de ángulo.

Tabla 25. Caudal de entrada y salida en los diferentes experimentos o pruebas

Prueba	Fecha	Material		Caudal entrada ml/s	Caudal entrada l/s	Caudal salida ml/s	Caudal salida l/s
		Tipo de suelo					
1	10/02/2022	arena sola		0.747	0.001	0.739	0.001
2	17/02/2022	arcilla abajo-arena arriba		0.772	0.001	0.104	0.000
3	15/03/2022	arena abajo- arcilla arriba		1.481	0.001	1.554	0.002
4	22/04/2022	cuatro capas de suelo		0.501	0.001	0.135	0.000
5	17/05/2022	11 capas de suelo		1.982	0.002	1.545	0.002
PROMEDIO				1.096	0.0011	1.096	0.001

Tabla 26. Resultados de la toma de lectura de la presión (P) y la carga (H) de las diferentes pruebas, todas con descarga libre

FEC HA	EXP. MATERIAL	10/02/2022		E1 17/02/2022		E2 15/03/2022		E3 22/04/2022		E4 17/05/2022		E5
		AREN A		AREN A	ARCI LLA	ARCI LLA	ARE NA	Compuertas del Campestre		Kiin Residencial		
Censor	ALTURA (cm)	P-E1 (cm ca)	H-E1 (cm ca)	P-E2-DL (cm ca)	H-E2-DL (cm ca)	P-E3-DL (cm ca)	H-E3-DL (cm ca)	P-E4-DL (cm ca)	H-E4-DL (cm ca)	P-E5-DL (cm ca)	H-E5-DL (cm ca)	
A0	78	7.34	85.34	19.21	97.21	23.65	101.56	35.73	113.73	21.26	99.26	
A1	72	9.20	81.20	17.47	89.47	15.88	87.86	22.56	94.56	17.02	89.02	
A2	66	21.50	87.50	26.23	92.23	23.70	89.69	24.26	90.26	16.23	82.23	
A3	60	21.65	81.65	33.53	93.53	34.99	94.99	44.17	104.17	38.76	98.76	
A4	54	23.73	77.73	36.75	90.75	39.94	93.94	33.14	87.14	27.53	81.53	
A5	48	36.37	84.37	45.41	93.41	41.64	89.62	62.30	110.30	44.81	92.81	
A6	42	39.47	81.47	51.91	93.91	53.17	95.16	73.66	115.66	64.39	106.39	
A7	36	41.80	77.80	48.86	84.86	68.59	104.60	50.95	86.95	48.78	84.78	
A8	30	51.73	81.73	53.53	83.53	59.52	89.42	76.16	106.16	44.80	74.80	
A9	24	50.51	74.51	58.20	82.20	66.35	90.36	77.55	101.55	35.99	59.99	
A10	18	33.99	51.99	58.58	76.58	65.95	83.95	64.58	82.58	0.25	18.25	
A11	12	34.16	46.16	50.78	62.78	68.63	80.63	63.73	75.73	0.29	12.29	
A12	10	30.94	40.94	38.88	48.88	53.87	63.84	62.03	72.03	5.60	15.60	
A13	6	14.39	20.39	10.76	16.76	24.06	30.03	3.15	9.15	0.39	6.39	
A14	2	4.18	6.18	4.10	6.10	13.95	15.93	12.20	14.20	11.00	13.00	

Tabla 27. Resultados de la toma de lectura de la presión (P) y la carga (H) de las diferentes pruebas, todas con Nivel freático

Cens or	ALTU RA	17/02/2 022	E2	15/03/2 022	E3	22/04/20 22	E4	17/05/2 022	E5
		AREN A P-E2- NF	ARCIL LA H-E2- NF	ARCIL LA P-E3- NF	AREN A H-E3- NF	Compuertas del Campestre P-E4-NF H-E4-NF		Kíin Residencial P-E5- NF H-E5- NF	
A0	78	18.52	96.52	24.93	102.93	42.89	120.89	23.67	101.67
A1	72	18.40	90.40	15.70	87.70	25.42	97.42	24.52	96.52
A2	66	25.55	91.55	23.86	89.86	27.00	93.00	25.39	91.39
A3	60	38.60	98.60	36.24	96.24	46.57	106.57	45.87	105.87
A4	54	29.47	83.47	40.24	94.24	36.80	90.80	38.04	92.04
A5	48	48.15	96.15	42.01	90.01	64.84	112.84	46.31	94.31
A6	42	51.24	93.24	54.28	96.28	78.71	120.71	71.92	113.92
A7	36	48.38	84.38	69.72	105.72	54.34	90.34	60.84	96.84
A8	30	56.26	86.26	66.03	96.03	79.48	109.48	54.99	84.99
A9	24	64.15	88.15	66.31	90.31	82.20	106.20	56.46	80.46
A10	18	54.96	72.96	67.33	85.33	64.82	82.82	22.30	40.30
A11	12	47.46	59.46	71.19	83.19	63.44	75.44	6.85	18.85
A12	10	40.53	50.53	63.68	73.68	59.38	69.38	12.36	22.36
A13	6	16.98	22.98	40.19	46.19	8.72	14.72	17.66	23.66
A14	2	24.56	26.56	33.77	35.77	18.21	20.21	34.25	36.25

Tabla 28. Resultados de la toma de lectura de la presión hidrostática (PH) y la carga hidrostática (H) de las diferentes pruebas, todas con Nivel freático

Cens or	Alt ur a	10/02/ 2022	E1	17/02/ 2022	E2	15/03/ 2022	E3	22/04/ 2022	E4	17/05 /2022	E5
		Arena P-E1- PH	Arena P-E- PH	Arcilla P-E2- PH	Arcilla H-E2- PH	Arena P-E3- PH	Arcilla H- E3- PH	Compuertas Campestre P-E4- PH	Compuertas Campestre H- E4- PH	Kiín Residencial P-E5- PH	Kiín Residencial H-E5- PH
A0	78	15	17	19.47	97.47	24.99	102.99	41.63	119.63	22.35	100.35
A1	72	21	23	18.37	90.37	15.46	87.46	24.15	96.15	22.56	94.56
A2	66	27	29	27.07	93.07	23.24	89.24	25.97	91.97	23.86	89.86
A3	60	33	35	37.19	97.19	35.90	95.90	44.77	104.77	43.87	103.87
A4	54	39	41	34.23	88.23	40.30	94.30	35.64	89.64	36.03	90.03
A5	48	45	47	47.87	95.87	41.66	89.66	63.39	111.39	44.59	92.59

Cens or	Alt ur a	10/02/ 2022	E1	17/02/ 2022	E2	15/03/ 2022	E3	22/04/ 2022	E4	17/05 /2022	E5
		Arena	Arcilla	Arena	Arcilla	Arena	Arcilla	Compuertas	Campestre	Kiin	Residencial
		P-E1- PH	P-E- PH	P-E2- PH	H-E2- PH	P-E3- PH	H- E3- PH	P-E4- PH	H- E4- PH	P-E5- PH	H-E5- PH
A6	42	51	53	52.24	94.24	54.28	96.28	76.35	118.35	70.09	112.09
A7	36	57	59	48.82	84.82	68.89	104.89	52.49	88.49	57.70	93.70
A8	30	63	65	55.95	85.95	65.40	95.40	78.33	108.33	55.38	85.38
A9	24	69	71	63.07	87.07	66.51	90.51	80.60	104.60	63.56	87.56
A10	18	75	77	65.82	83.82	69.80	87.80	65.47	83.47	63.18	81.18
A11	12	81	83	71.52	83.52	75.31	87.31	72.43	84.43	73.15	85.15
A12	10	83	85	68.40	78.40	78.45	88.45	70.27	80.27	74.54	84.54
A13	6	87	89	79.44	85.44	84.13	90.13	85.53	91.53	82.01	88.01
A14	2	91	93	82.00	84.00	87.62	89.62	87.33	89.33	96.11	98.11
	0	93	95	84.00	84.00	89.62	91.62	89.33	91.33	98.11	98.11

Los resultados de caudal de las diferentes pruebas se muestran en la Tabla 29. En la que se comparan los gastos de salida (medidos en el modelo físico a escala), el valor con la escala correspondiente y los valores determinados con el modelo matemático o con la ecuación de Fuentes et al (2020).

Tabla 29. Resultados de los caudales obtenidos en las diferentes pruebas, por modelo físico y el modelo matemático

Prue ba	Fecha	Material Tipo de suelo	Caudal (l/s)					Diferencia			
			M. Físico			M. Matemático		M. físico Vs M. matemático			
			entra da	salid a	Esc. Real	Prue ba	Esc. Real	l/s	%	l/s	%
1	10/02/2022	arena sola	0.001	0.001	1.848	0.019	48.093	0.018	3.843	46.245	3.84
2	17/02/2022	arcilla abajo-arena arriba	0.001	0.000	0.261	0.011	26.803	0.011	0.972	26.542	0.97
3	15/03/2022	arena abajo-arcilla arriba	0.001	0.002	3.884	0.018	45.708	0.017	8.500	41.823	8.50
4	22/04/2022	cuatro capas de suelo	0.001	0.000	0.338	0.056	344.622	0.056	0.241	344.284	0.10
5	17/05/2022	11 capas de suelo	0.002	0.002	8.690	0.015	77.968	0.013	10.439	69.278	11.15
Promedio			0.0011	0.0008	0.001	0.001	3.0041	0.024	108.639	0.023	3.422

6.4.1. Contraste del modelo físico y modelo numérico: Caso Multicapa

La comparación se muestra en la tabla 30.

Tabla 30. Comparación de caudales para los pozos de absorción, de la prueba de infiltración, modelo matemático y modelo físico a escala

Pozo	caudal (l/s)			Diferencias respecto a la prueba	
	prueba infiltración	M. Físico	M. Matemático	Prueba Vs M.F.	Prueba vs M.M.
K'iin Residencial	4.88	8.690	77.968	1.781	15.977
Compuertas del campestre	37.71	0.338	344.620	0.009	9.139

En la Tabla 30 se puede ver que la prueba de infiltración realizada en campo en el pozo de infiltración de K'iin Residencial (experimento 5) es muy baja de 4.88 l/s, esto puede deberse a que un día antes llovió y al pozo se introdujo el agua con mucho material, producto de la excavación y del terreno natural. Cabe aclarar que no se le realizó limpieza al pozo y mucho del material que cayó dentro de éste es material arcilloso, lo que pudo provocar la colmatación de los poros de todo el pozo, lo cual redujo la conductividad hidráulica de éste. El modelo físico al escalar los resultados tiene una infiltración de 8.69 l/s que es 78% mayor de la prueba de infiltración en campo, mientras que el modelo matemático presenta una infiltración teórica de 77.968 l/s, que es casi 16 veces mayor a la prueba de infiltración, lo que es ideal.

Así mismo, en la Tabla 30 es posible ver que la prueba de infiltración, realizada en el pozo compuertas del campestre (experimento 4) obtuvo favorables resultados de 37.71 l/s. Cabe mencionar que, en la prueba en campo nunca se vio saturado el pozo, por lo que no se llegó a la capacidad máxima de éste. El modelo físico al escalar los resultados tiene una infiltración de 0.338 l/s que es 0.9% de la prueba de infiltración en campo, y el modelo matemático tiene una infiltración teórica de 344.62 l/s que es casi 16 veces mayor a la prueba de infiltración, lo que resulta en condiciones ideales.

6.4.2. Análisis de la conductividad hidráulica

La conductividad hidráulica, en laboratorio, se estableció con fundamento en las pruebas realizadas en la columna de fondo profundo.

Para la determinación de la conductividad hidráulica por el método de carga constante, se realizó el cálculo de dos formas: la primera con la carga hidráulica en el pozo y la segunda con la presión que se registró en el sensor en ese punto, ver Figura 26.

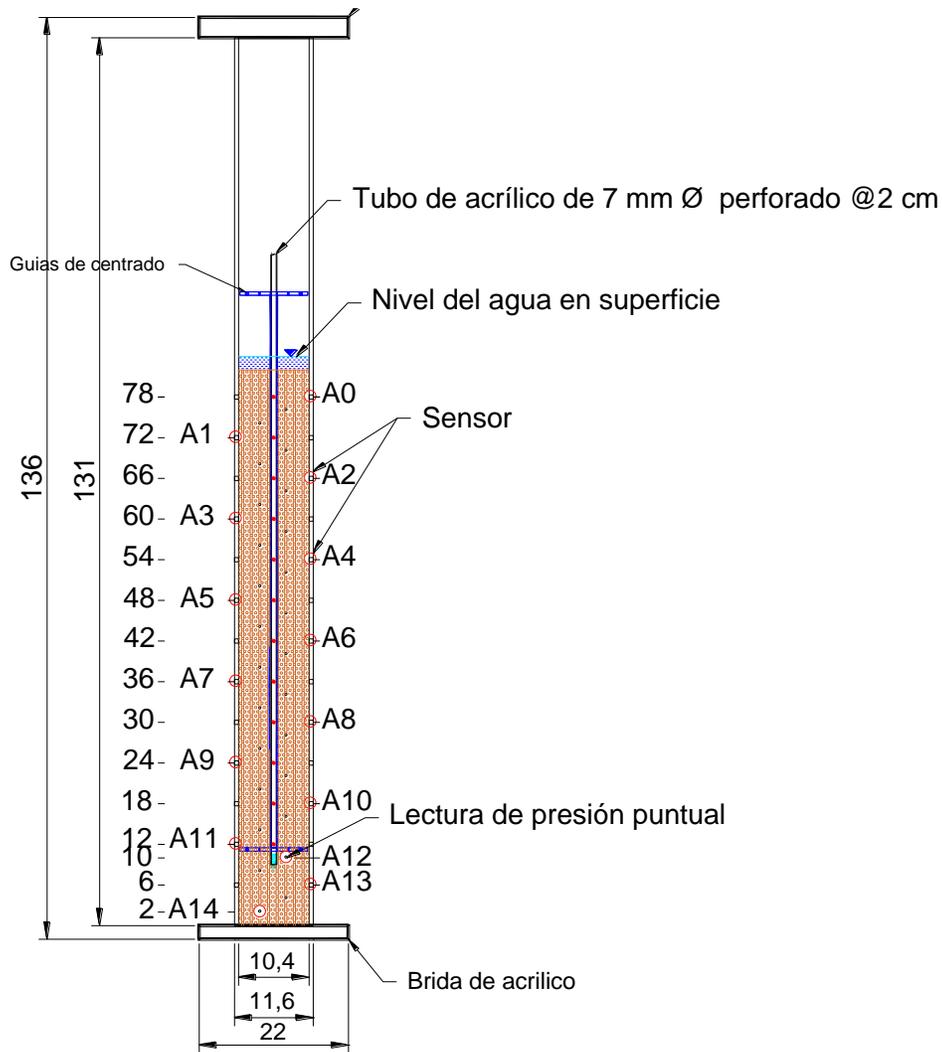


Figura 26. Esquema de medición de la conductividad hidráulica por el método de carga constante

Tabla 31. Comparativa de la conductividad hidráulica por diferentes métodos en las pruebas

Prueba	Tipo de suelo	Fuentes	Darcy	Carga constante (sensor)	Carga constante (nivel agua)	Hasen	promedio
		Ks (m/día)	Ks (m/día)	Ks (m/día)	Ks (m/día)	Ks (m/día)	Ks (m/día)
1	arena sola	0.1679	5.4641	6.0823	2.5668	6.5625	4.1687
2	arcilla abajo-arena arriba	0.0556	0.3547	0.3881	0.2496	1.2705	0.4637
3	arena abajo-arcilla arriba	0.2672	4.6330	5.5035	3.8609	6.5625	4.1654
4	arena fina y arcilla parte baja	0.0769	0.4723	0.4044	0.3488	3.4020	0.9409
5	arena gruesa	1.1982	4.5285	10.0386	4.4029	6.5625	5.3461

Se calculó el coeficiente de correlación entre las diferentes formas de determinar la conductividad hidráulica y se presenta en la Tabla 32.

Tabla 32. Coeficientes de correlación para las diferentes pruebas

	Fuentes	Darcy	Carga constante (sensor)	Carga constante (nivel agua)	Hasen	Prom.
Fuentes		0.4598	0.8420	0.7395	0.5240	0.7167
Darcy	0.4598		0.8656	0.8786	0.9457	0.9438
Carga constante (sensor)	0.8420	0.8656		0.9439	0.8617	0.9738
Carga constante (nivel agua)	0.7395	0.8786	0.9439		0.8979	0.9691
Hasen	0.5240	0.9457	0.8617	0.8979		0.9484
promedio	0.7167	0.9438	0.9738	0.9691	0.9484	
Media del coeficiente de correlación	0.6564	0.8187	0.8974	0.8858	0.8355	0.9103

6.4.2.1. Certidumbre de la conductividad hidráulica teórica, in situ y laboratorio.

Los resultados de la comparación de la conductividad hidráulica, las obtenidas en laboratorio y en campo, contra las reportadas en la literatura.

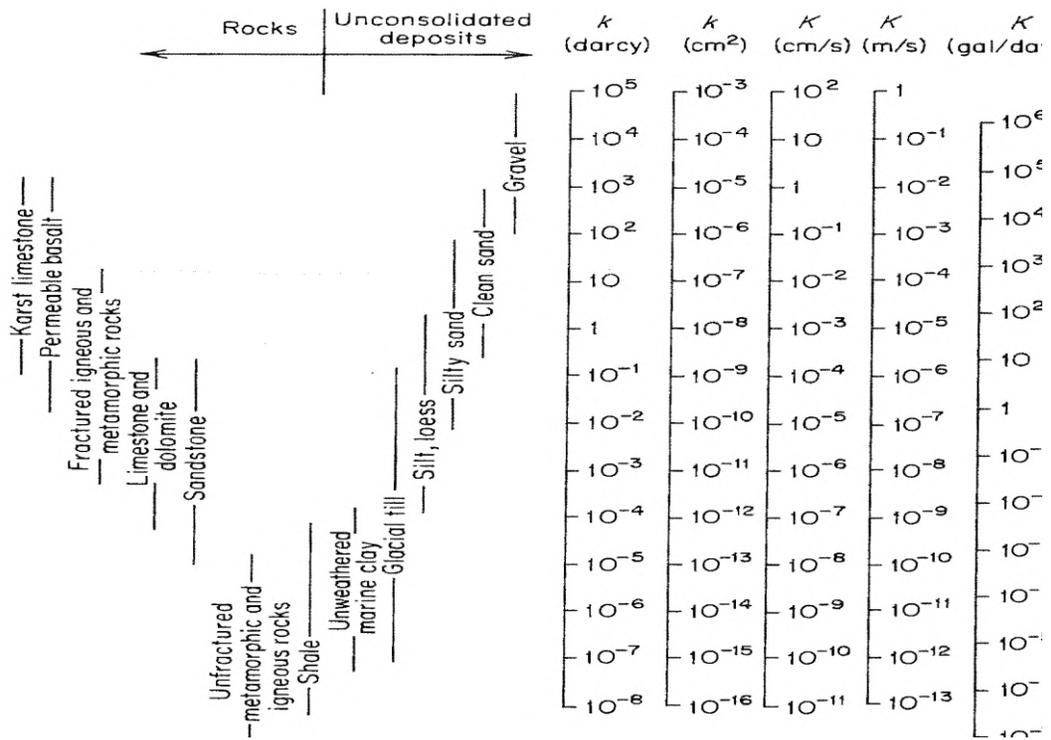


Figura 27. Rango de Valores de Conductividad Hidráulica y Permeabilidad. Fuente: freeze y cherry (1979)

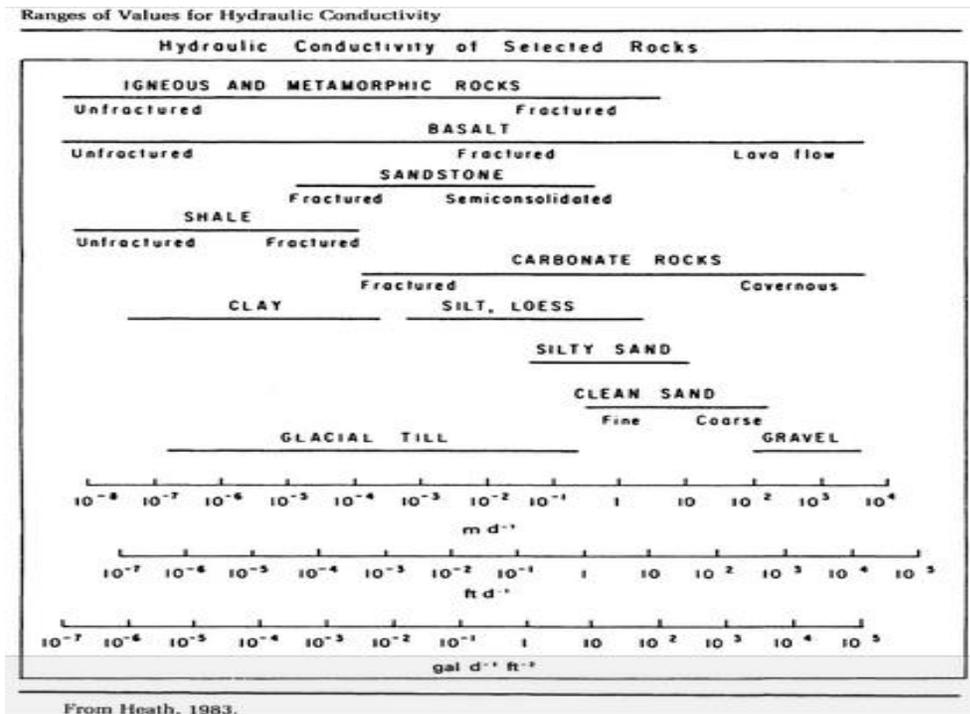


Figura 28. Rango de valores de la Conductividad hidráulica. Fuente: Anderson y Woessner, (1992).

Los valores obtenidos de la conductividad hidráulica se encuentran dentro de los parámetros que marca la literatura (Figura 27 y 28). Para la arena el rango de conductividad va de 10^{-1} a 10^2 em m/día, la arcilla de 10^{-7} hasta 10^{-3} los valores de la conductividad hidráulica están en arena de 4.16 a 5.3×10^1 , arcilla de 4.6×10^{-1} por lo que está dentro del rango que se maneja.

7. ANÁLISIS DE RESULTADOS Y DISCUSIÓN.

7.1. Modelo físico a escala de un pozo de infiltración

El modelo físico utilizado para este estudio, fue adaptado de una estructura de laboratorio, que se emplea para la enseñanza práctica del proceso de infiltración. Lo anterior tiene como consecuencia que no se fijó una escala física del estudio y ésta estuvo sujeta al diseño del dispositivo académico. A pesar de ello, los experimentos fueron cabalmente adecuados a los objetivos de la investigación, facilitando una mejor comprensión del proceso de recarga de acuíferos mediante pozos de inyección.

7.2.1. Análisis de presiones

En la Gráfica 6.1. se puede observar que la presión no se comporta de forma lineal, pero tiene una tendencia hacia la baja. La literatura contempla que la carga debe conducirse linealmente, como la presión hidrostática, pero en este estudio se pudo apreciar que globalmente la presión aumenta hasta $2/3$ de la altura del pozo (modelo físico) con tendencia lineal, y después disminuye lo que aumentó anteriormente, hasta llegar a cero, que es cuando se llega a la descarga libre. Cuando se tiene la descarga con nivel freático en cero, se puede apreciar que la presión vuelve a subir, ya que la capilaridad hace que el suelo esté saturado y aumente la presión relativamente poco.

En contraste, el comportamiento ondular de la presión del agua (medida con los sensores adaptados del modelo físico) deja ver que el flujo sufre una desaceleración y aceleración alterna debido a diversos motivos. Lo primero que podría explicar lo anterior es, que el flujo pasa de zonas de mayor pérdida de energía, a zonas de menor pérdida, lo que se traduce en una mayor conductividad hidráulica.

Lo segundo que daría explicación a este comportamiento es, el grado de compactación de las capas de suelo y su composición. O bien, a la presencia de microporos y macroporos, que reducen o aceleran el flujo según sea el caso. Es decir, que la infiltración puede ser constante, pero el flujo se comporta diferente entre los distintos estratos, a pesar de ser flujo permanente.

En tercer lugar, podría asociarse al aire atrapado en la columna de suelo, como un factor que baja la conductividad hidráulica, lo cual es claro en la parte final del pozo, donde el flujo está a la presión atmosférica; este comportamiento se acentúa o es evidente cuando la columna es multicapa.

Otro efecto adicional que ocurre y que sólo fue posible registrar a través de la observación, es el flujo radial, el cual se vio afectado porque la frontera del pozo induce a que actúe la fuerza de gravedad por el efecto de pared. Cuando se encuentra una capa de mayor conductividad con otra de menor conductividad, el agua tiende a tener un flujo lateral, mayor al flujo vertical, y será así hasta que encuentre un equilibrio entre el ambos. En realidad, no es claro si este efecto es por esta razón o porque el flujo alcanza la zona de influencia, donde las fuerzas alcanzan el equilibrio como lo estableció Matthews and Russel, 1967; donde los efectos del suelo no modifican las condiciones hidráulicas del suelo. De tal forma que el comportamiento propuesto por Bower, 2002, es poco probable, a pesar de ser una sola capa de suelo, como lo constató el experimento para el caso de arena.

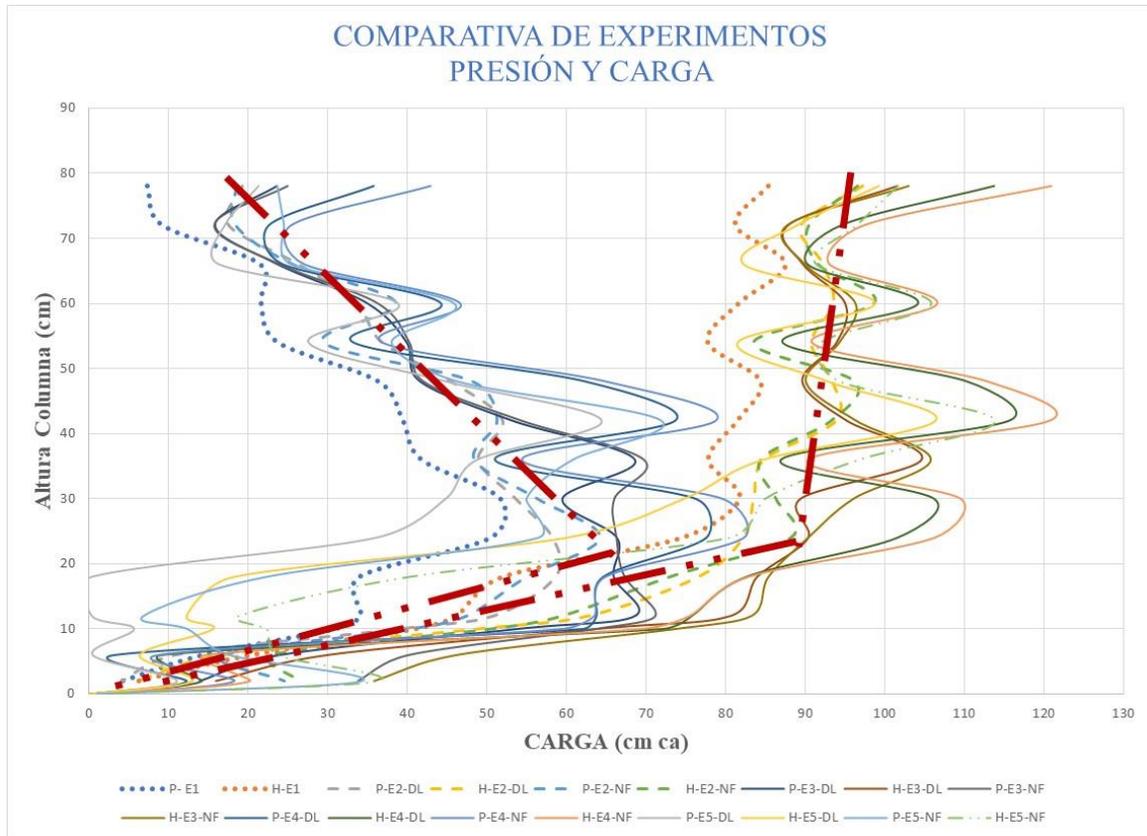


Figura 29. Resultado de las diferentes pruebas en presión y carga

La carga, como es de suponerse, debería permanecer constante con la pérdida de energía por la fricción de los materiales, ver Figura 29. Como la tendencia general es que vaya bajando la carga hasta un aproximado de 2/3 de la altura cuando empieza a bajar hasta llegar a cero al final de la columna en la descarga libre.

Tabla 33. Coeficientes de correlación entre las presiones de los diferentes experimentos

	Exp 1	Exp 2	Exp 3	Exp 4	Exp 5
Exp 1		0.92477077	0.88656898	0.87792056	0.5043202
Exp 2	0.92477077		0.93149412	0.93015391	0.40819289
Exp 3	0.88656898	0.93149412		0.85202093	0.23936145
Exp 4	0.87792056	0.93015391	0.85202093		0.45955028
Exp 5	0.5043202	0.40819289	0.23936145	0.45955028	
media	0.79839513	0.79865292	0.72736137	0.77991142	0.4028562

En el Tabla 33, se puede apreciar que las correlaciones son altas en casi todos los experimentos (menos en el 5) ya que tiene muchas capas y éstas hacen que las presiones

cambien de una a otra. Las correlaciones de las demás pruebas están por encima de 0.85, lo cual indica un comportamiento similar.

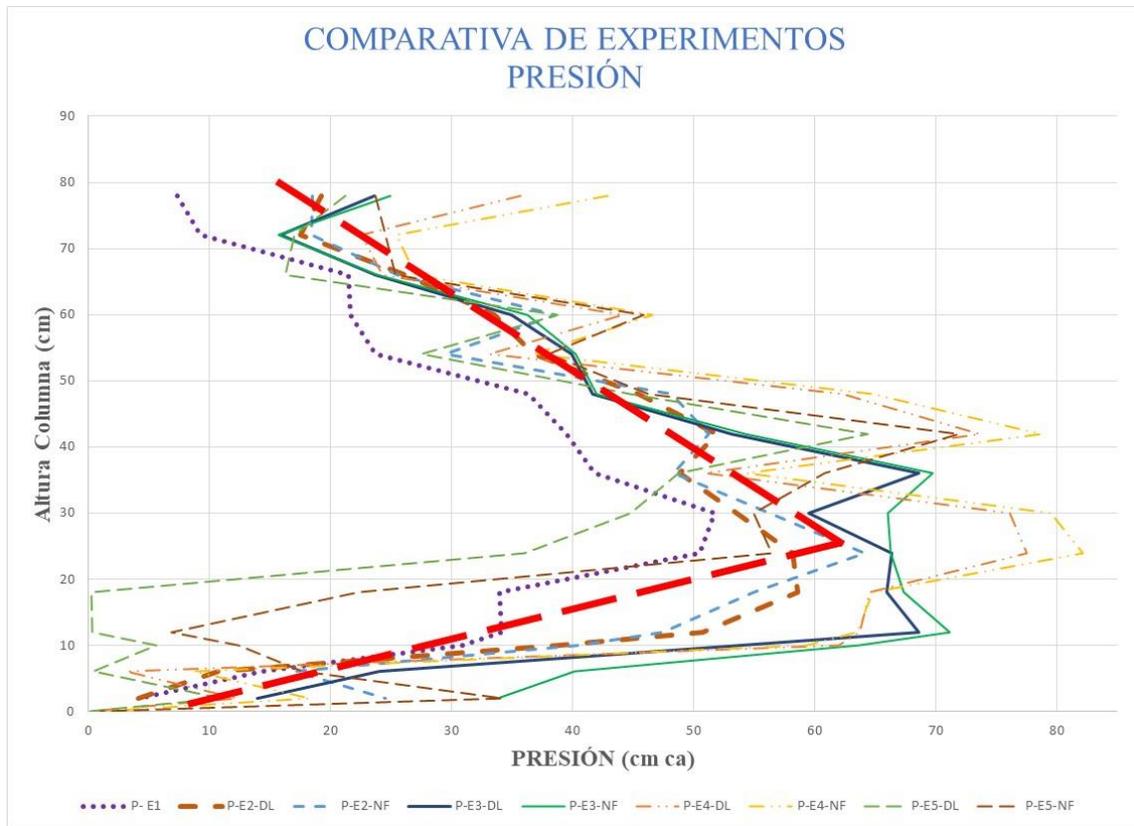


Figura 30. Resultado de las diferentes pruebas en presión

Los diferentes materiales hacen que aumente o disminuya la presión cuando el agua cruza por ellos, lo cual se observa en los diferentes experimentos realizados. Cuando la conductividad hidráulica es más alta, la presión se comporta más lineal (arena), si existe presencia de arcilla aumenta más de lo esperado y si hay un cambio de estrato a otro más permeable vuelve a bajar. Todo esto es por observación, en los 5 experimentos realizados con condiciones de confinamiento en un tubo de acrílico, con sensores piezoresistivos, con una columna de suelo de 80 cm de alto, el agua se suministra por medio de un sifón que desde un bote conduce el agua hacia la comuna de suelo.

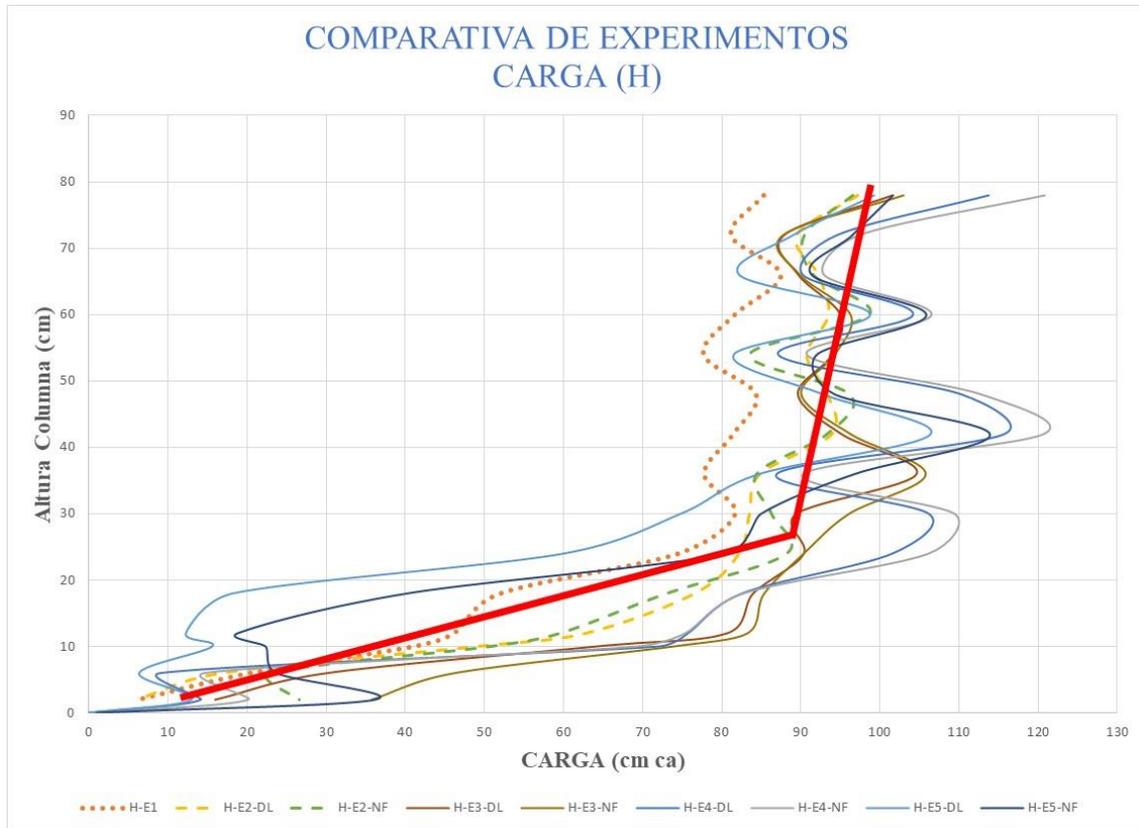


Figura 31. Resultado de las diferentes pruebas en carga

Tabla 34. Coeficientes de correlación entre las cargas de los diferentes experimentos

	Exp 1	Exp 2	Exp 3	Exp 4	Exp 5
Exp 1		0.97313208	0.92881968	0.92326984	0.90230767
Exp 2	0.97313208		0.96989944	0.95335926	0.83741397
Exp 3	0.92881968	0.96989944		0.93205416	0.75521061
Exp 4	0.92326984	0.95335926	0.93205416		0.78885719
Exp 5	0.90230767	0.83741397	0.75521061	0.78885719	
media	0.93188232	0.93345119	0.89649597	0.89938511	0.82094736

En la Tabla 34, se muestran las correlaciones entre las cargas de los diferentes experimentos, todas están arriba del 0.82, y la más baja en promedio es la del experimento cinco, que, al tener muchos estratos, la presión varía entre ellos, lo cual produce una alteración en la tendencia general. Mientras que los experimentos del uno al cuatro tienen una correlación de más del 0.89, lo que indica una misma tendencia.

La presión hidrostática se presentó de acuerdo con lo esperado, la correlación en el experimento dos es de 0.9765, en el tres es de 0.9588, en el cuatro (la más baja) de 0.7699 y la del cinco de 0.9019, lo cual cumple con la expectativa.

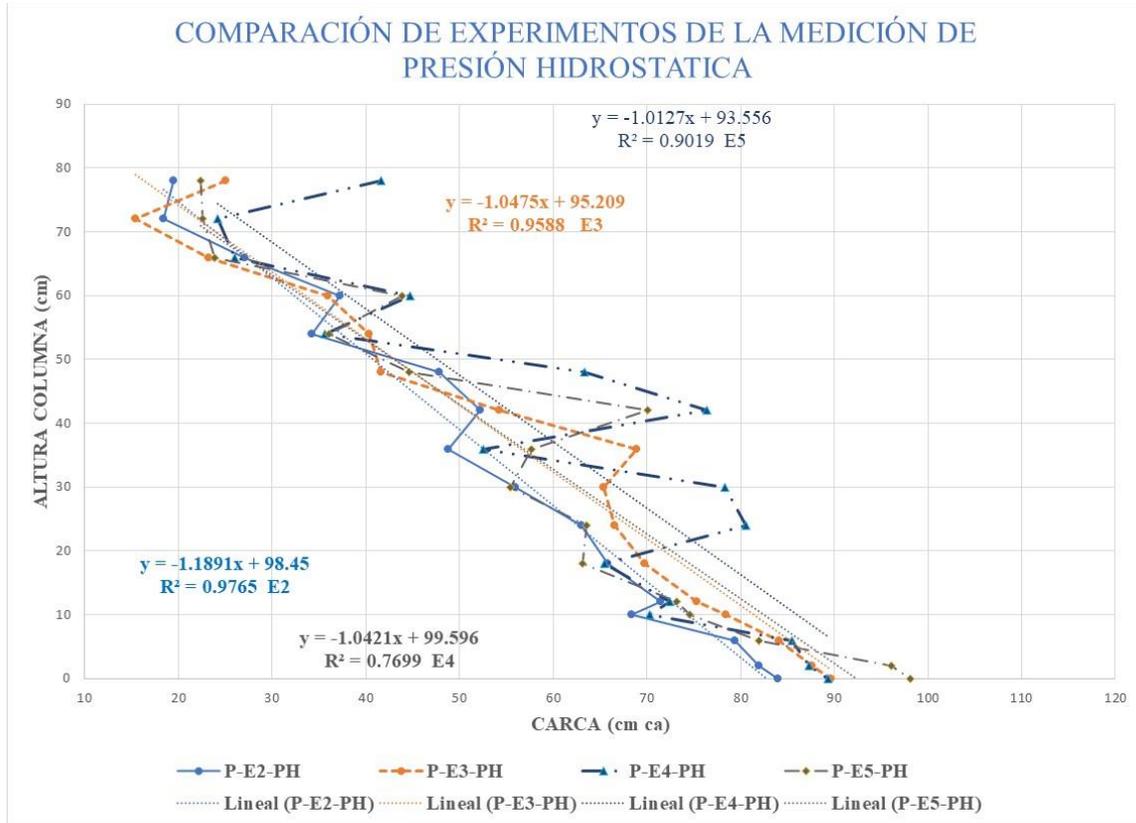


Figura 32. Resultado de las diferentes pruebas en presión hidrostática

Tabla 35. Coeficientes de correlación entre experimentos de la presión hidrostática

	Exp2	Exp3	Exp4	Exp5
Exp2		0.9657688	0.90990995	0.96406578
Exp3	0.9657688		0.87679181	0.9490468
Exp4	0.90990995	0.87679181		0.90199479
Exp5	0.96406578	0.9490468	0.90199479	
Promedio	0.94658151	0.9305358	0.89623218	0.93836912

En la Tabla 35, se puede apreciar como la correlación entre los diferentes experimentos en promedio es mayor a 0.89 y la más alta es mayor a 0.94, lo que demuestra que la presión hidrostática en todos los experimentos se comporta de forma muy similar y en la Figura 32 se indica que la tendencia es lineal y muy próxima a lo esperado.

De los dos pozos de infiltración seleccionados, se puede concluir que uno se encuentra en un lugar adecuado, el de Compuertas del Campestre, ya que la litología permite infiltrar más agua, el segundo de K'iin Residencial, tiene muchas capas de arcilla, por lo tanto, la cantidad de agua que se infiltra es menor. La prueba de infiltración del pozo de K'iin, no está bien detallada ya que no se cuenta con un registro preciso del desarrollo de la prueba, además el reporte de la prueba indica que días antes hubo una lluvia e introdujo dentro del pozo material con alto contenido de arcilla, lo cual produjo una reducción en la capacidad de infiltración. Es conveniente revisar las condiciones del pozo ubicado en Compuertas del Campestre y realizar otra prueba para corroborar el gasto de infiltración, ya que el resultado obtenido mediante el cálculo matemático puede ser mucho mayor, pues no se saturó el pozo y podría tener mayor capacidad a la reportada en la prueba.

Las pruebas de laboratorio son adecuadas para controlar las variables y obtener resultados confiables y en comparación con las pruebas de los pozos de campo se pueden apreciar diferencias y dificultades notorias, por lo que no se pueden comparar los resultados. Para este caso particular no se hicieron las pruebas de infiltración de forma apropiada, y el comportamiento del pozo en el modelo físico fue diferente al esperado (al ser un espacio confinado no permitió un flujo lateral lo que puede haber provocado que los resultados quedaran un poco alejados de la realidad, un valor menor).

En forma práctica, se considera viable utilizar el modelo matemático con los datos de la perforación del pozo de infiltración, después realizar el modelo y con los resultados diseñar la prueba de infiltración en campo, con un gasto máximo y uno mínimo con base en las conductividades hidráulicas de cada capa.

El modelo matemático no se aproximó a los datos obtenidos con el modelo físico, por las condiciones en que se realizó el experimento, el cual fue limitado en cuanto a espacio, los sensores y el presupuesto. El experimento se fundamentó en que el flujo sólo era vertical en un pozo de infiltración, pero es tridimensional, sobre todo cuando se encuentran capas con muy diferentes conductividades hidráulicas, lo que hace que se tengan que ajustar los modelos matemáticos seleccionados a modelos tridimensionales.

Los modelos numéricos son una buena herramienta en la planeación, ya que se pueden hacer en menor tiempo y son aproximados a la realidad. Con los datos de la conductividad

hidráulica y las características del pozo, los valores son aproximados, lo cual proporciona una certeza en los resultados, sí y sólo sí, los datos con los que se alimenta el modelo matemático son lo más próximo a la realidad.

Cabe resaltar que, en el modelo físico, se observó que el comportamiento del flujo en estado permanente (estático) es congruente con lo reportado en la literatura, mientras que el flujo en estado no permanente (dinámico) es todo lo contrario. Lo que permite plantear la pregunta ¿las ecuaciones realmente reflejan la realidad? no lo sabemos, ya que esta fuera del alcance de esta investigación y los datos con los que se cuenta no son suficientes para poder determinar con buena precisión, ya es que es un fenómeno universal. Sin embargo, se debe investigar más al respecto para verificar si las ecuaciones que se han obtenido a lo largo del tiempo consideran el fenómeno observado en el modelo físico a escala.

8. CONCLUSIONES

El área seleccionada es adecuada para los objetivos de esta investigación, ya que cuenta con las características del pozo, el corte litológico y la prueba de infiltración, de las ubicaciones fue posible obtener material de la primera capa para las pruebas de laboratorio.

A partir de los datos recabados se puede deducir que la prueba de infiltración realizada en el pozo de K'iin Residencial, no fue adecuada y los datos pueden tener un margen de error muy grande, pues un día antes de la prueba llovió y el suelo arcilloso que estaba afuera del pozo se introdujo y no se realizó ninguna acción para corregirlo.

Para el caso del pozo de compuertas del Campestre se puede concluir que la prueba de infiltración fue deficiente, ya que nunca se alcanzó a saturar el pozo y no se obtuvo el gasto máximo.

Las pruebas de infiltración para las dos ubicaciones tienen deficiencias. Es recomendable verificar si los pozos están en condiciones para realizar nuevas pruebas con una metodología más adecuada a las características de cada pozo.

El modelo físico cumplió con el objetivo, que fue la observación del fenómeno de infiltración. Se realizaron pruebas y se tomaron datos, con los cuales el comportamiento fue diferente al esperado.

Las limitaciones que se tienen al ser un el espacio confinado (solo permite el flujo vertical, movimiento unidimensional) no permitió un flujo lateral (bidimensional) lo que puede haber provocado que los resultados quedaran un poco alejados de la realidad (un valor menor).

Los resultados de los caudales no son comparables entre las pruebas de infiltración en campo, el modelo físico y el modelo matemático, por lo tanto, no se puede decir que la hipótesis es correcta o incorrecta.

El modelo matemático no se aproximó a los datos obtenidos con el modelo físico, por las condiciones en las que se realizó el experimento que fue limitado en cuanto al espacio, los sensores y el presupuesto. Este trabajo se fundamentó en que el flujo sólo es vertical en un pozo de infiltración, sin embargo, es tridimensional, sobre todo cuando se encuentran capas con diferentes conductividades hidráulicas (experimento cinco). Por lo tanto, es preciso

realizar un ajuste en los modelos matemáticos seleccionados a modelos tridimensionales, haciendo más complicada la modelación en cuanto al tiempo, equipo y recursos.

Los modelos numéricos, que reproducen los fenómenos naturales de manera aproximada, son una herramienta útil en la planeación de obras hidráulicas, ya que se pueden hacer en menor tiempo, con menor costo, fáciles de variar y reproducen la realidad de manera simplificada, con los datos de la conductividad hidráulica y las características del pozo, los valores correctos de las variables, nos proporcionan la certeza de que lo que planeamos al realizarlo va a estar aproximado a lo calculado, sí y sólo sí, los datos con los que alimentan el modelo son lo más próximos a la realidad.

En este caso podemos concluir que la conductividad hidráulica que se reporta en literatura presenta rangos muy amplios, lo cual hace que las características de los suelos sean preponderantes en su consideración, para tener valores adecuados a las condiciones del pozo de infiltración y tener un modelo adecuado a las condiciones reales.

En cuanto al modelo físico puede concluirse que las condiciones fueron muy específicas, y lo que se observó es diferente a lo esperado. Así mismo, el flujo no permanente (dinámico) se comportó diferente a lo planeado, el comportamiento de la presión a lo largo de la columna permite plantear la pregunta de ¿Las fórmulas utilizadas reflejan la realidad del fenómeno físico? lo cual queda fuera de los alcances de esta investigación.

En lo referente a las pruebas de infiltración en campo, es necesario hacer una revisión minuciosa y realizar una comparativa con el modelo matemático para verificar si están en el orden esperado, o sí la prueba presenta algo que no permitirá la comparativa.

Para el modelo físico, se recomienda hacer el diseño con base en el fenómeno que se quiere modelar, para saber el diámetro, la altura y la distribución de los sensores. Utilizar sensores de rango de medición de 0 a 6 psi, todos uniformes y realizar la calibración después de cada experimento. Automatizar la medición de caudales de entrada y salida, con la toma de lecturas directas al Arduino.

La metodología de las pruebas de infiltración se puede mejorar con el modelo matemático, al diseñar la prueba con los gastos aproximados, el volumen requerido y los tiempos de respuesta que pueda tener el pozo infiltración, esto para tener una prueba más efectiva.

9. REFERENCIAS

1. Abreu López Ailet, Abreu García José Rafael, Iglesias Navarro Iván. 2016. Interfaz gráfica en MATLAB para el cálculo de criterios de bondad de ajuste. *Rev. Ingeniería, Matemáticas y Ciencias de la Información*. Vol. 3 / Núm. 5 / enero-junio de 2016; pág. 13-21. DOI: <http://dx.doi.org/10.21017/rimci.2016.v3.n5.a1>.
2. Blaesig Schlotfeldt Horts y Arrijoa Juárez Raúl. 1994. Simulación de la infiltración en suelos. *Ingeniería Hidráulica en México* Vol. IX, Núm. 1, Págs: 5-12, enero-abril de 1994
3. Bonnet, J. a. 1960. El Agua en el Suelo. *Agronomy Journal*, 52, 491. <https://doi.org/10.2134/agronj1960.00021962005200080030x>
4. Bouwer Herman. 2002. Artificial recharge of groundwater: hydrogeology and engineering. *Hydrogeology Journal* (2002) 10:121–142. DOI 10.1007/s10040-001-0182-4. Published online: 26 January 2002.
5. Comisión Nacional del Agua. 2019. Atlas del Agua en México, edición 2018. Impreso en México, 143 pág. CONAGUA.
6. Comisión Nacional del Agua. 2019. Estadísticas del Agua en México, edición 2018. Impreso en México, 225 pág. CONAGUA.
7. Comisión Nacional del Agua. 2015. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS). CONAGUA.
8. Cortez, F., Javier, 2012. Recarga artificial de acuíferos mediante Pozos de absorción. Tesis de licenciatura. Santiago de Chile, 2012
9. Cristian, I., Reina, N., Alexis, G., Proaño, A., Alfonso, R., Flores, C., ... Cabrera, I. (2016). Modelación y simulación numérica de la Ecuación de Richards para problemas de infiltración. *Enfoque UTE*, V.7-N1, 7(1), 46–58. Retrieved from <http://ingenieria.ute.edu.ec/enfoqueute/>
10. Daus Anthony. 2019. Almacenamiento y Recuperación de Agua en Acuíferos Mejoramiento de la Seguridad en el Abastecimiento de Agua en el Caribe. Oportunidades y Desafíos. Banco Interamericano de Desarrollo. División de Agua y Saneamiento. Documento para discusión IDB-DP-00712. Pág. 81
11. DOF 2015. Actualización de la disponibilidad media anual del agua en el acuífero Valle de Celaya (1115), Estado de Guanajuato, CONAGUA.
12. Edwards Emily C., Harter Thomas, Fogg Graham E., Washburn Barbara, Hamad Hamad. 2016. Assessing the effectiveness of drywells as tools for stormwater management and aquifer recharge and their groundwater contamination potential. *Journal of Hydrology* 539 (2016) 539–553. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.05.059>
13. EDWARDS EMILY CLARE. 2017. Assessing the Groundwater Contamination Risk of Drywell-Induced Stormwater Infiltration Using Analytical and Numerical Methods.
14. Escolero Fuentes Óscar; Gutiérrez Ojeda Carlos; Mendoza Cazares Edgar Yuri. 2017. Manejo de la recarga de acuíferos: un enfoque hacia Latinoamérica. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, ©2017. Jiutepec, Mor. Pág. 978.
15. Espinoza Elizarraraz Benjamín Alberto. 2011. Modelos físicomatemático para flujos multifásicos en medios con porosidad fractal. Tesis que para obtener el grado de doctor en ciencias en ingeniería de sistemas. Instituto Politécnico Nacional. Escuela Superior De Ingeniería Mecánica Y Eléctrica. México D.F. Pág. 229.

16. Fuentes C. Zataráin F. Quevedo A. y Chávez C. 2018. UNA RELACIÓN ENTRE LA POROSIDAD Y LA DIMENSIÓN FRACTAL. IV Congreso Nacional COMEII 2018, Aguascalientes, del 15 al 18 de octubre 2018.
17. Fuentes C. Brambila F. Vauchlin M. Parlange J. y Haverkamp R. 2001. Modelación fractal de la conductividad hidráulica de los suelos no saturados. Ingeniería Hidráulica en México vol. XVI, No. 2. Pp 119-137, abril-junio de 2001.
18. Fuentes C. Rendón L. Hernández F. Dantas A. De León B. Saucedo H. Chávez C. Parlange J. Zatarain F. Brambila F. Haverkamp R. Vauclin M. Zavala M. Palacios O. 2012. Riego por Gravedad, Universidad Autonoma Querétaro, noviembre 2012.
19. Fuentes C. y Zataráin F. 2016. Modelación en régimen permanente de pozos de infiltración en suelos estratificados. II congreso nacional de riego y drenaje COMEII 2016. Chapingo, Edo. de México, del 08 al 10 de septiembre. COMEII-16054.
20. García Coronado Jorge. 2011. Las curvas de retención de humedad y su estimación mediante funciones de pedotransferencia en suelos agrícolas de Artemisa y Mayabeque. Tesis en opción al grado científico de Doctor en Ciencias Agrícolas. Universidad Agraria de La Habana. Mayabeque, 2011. Pág. 124.
21. Hayek Mohamed. 2016. An exact explicit solution for one-dimensional, transient, nonlinear Richards' equation for modeling infiltration with special hydraulic functions. *Journal of Hydrology* 535 (2016) 662–670 <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.02.021>
22. Hayek, Mohamed. 2014. An analytical model for steady vertical flux through unsaturated soils with special hydraulic properties. *Journal of Hydrology* 527 (2015) 1153–1160 <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2015.06.010>
23. Hayek, Mohamed. 2015. Water pulse migration through semi-infinite vertical unsaturated porous column with special relative-permeability functions: exact solutions. *J. Hydrol.* 517, 668–676. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2014.06.001>
24. Jifa Azarine Nabila, Rachmansyah Arief y Afandhi Aminudin. 2018. Analysis of Infiltration Well Dimensional in Kedungkandang District, Malang City, Indonesia. *J-PAL*, Vol. 9, No. 1, 2018. ISSN: 2087-3522. E-ISSN: 2338-1671
25. Justino Eliane Aparecida, Furtado Failache Moisés & Paceli Barbassa Ademir. 2021. Estimation of potential groundwater recharge by a drywell in sandy clay soil. *Brazilian Journal of Water Resources* Versão On-line ISSN 2318-0331RBRH, Porto Alegre, v. 26, e03, 2021. Scientific/Technical Article. <https://doi.org/10.1590/2318-0331.262120200117>
26. Kavuri M, Boddu M and Annamdas V G M (2011) “New Methods of Artificial Recharge of Aquifers: A Review” IPWE 2011, Proceedings of 4th International Perspective on Water Resources & the Environment, January 4-6, 2011, National University of Singapore (NUS), Singapore. Poster on: Artificial Recharge of Aquifer, No: 1j
27. Kumar a Gopal, Sena b D.R., Rao c, Kurothe d R.S., Yadav e Nyonand, Bhatnagar d P.R., Mandal Uday. 2021. Empirical evaluation of sand filters to evolve practical designs for artificial recharge through dry wells. *Journal of Hydrology* 593 (2021) 125839. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2020.125839>
28. LASGRWC, 2010. A Project of the Los Angeles & San Gabriel Rivers Watershed Council, Water Augmentation Study. Research, Strategy, and Implementation Report. Los Angeles and San Gabriel Rivers Watershed Council (LASGRWC), 2010.

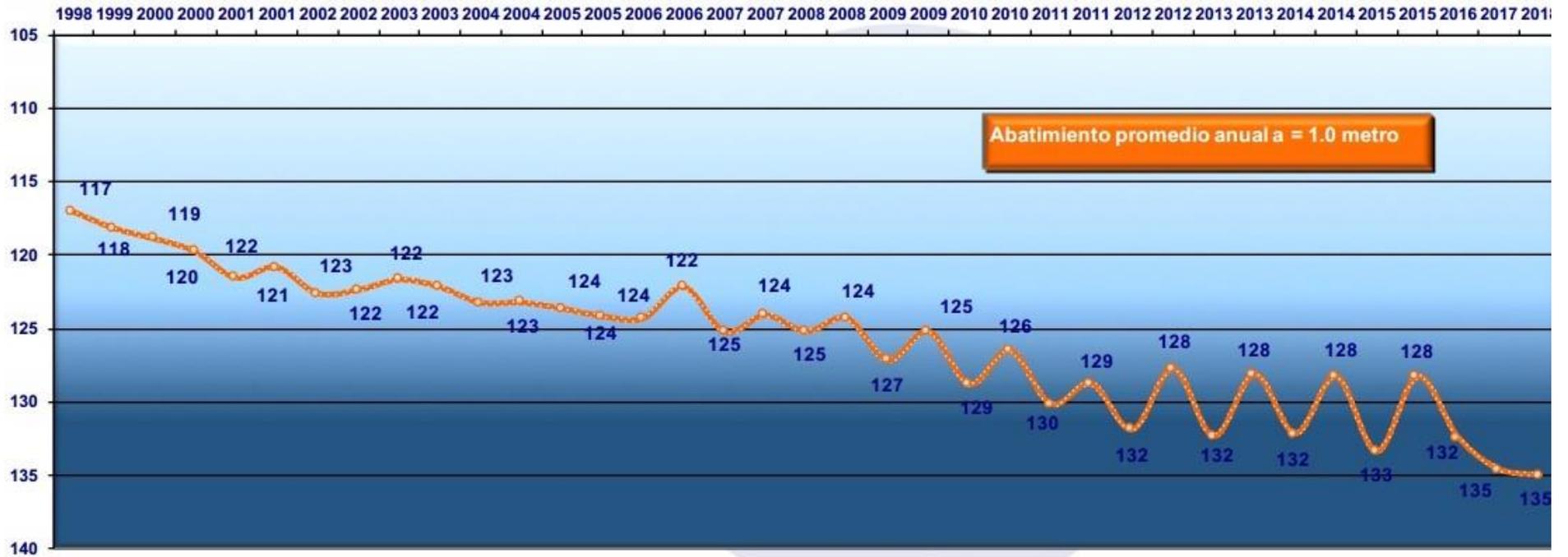
29. Lilik Sudiajeng, I Wayan Wiraga, I Gusti Lanang Parwita, and Gede Santosa. 2017. Domestic recharge wells for rainwater-harvesting in Denpasar City, Bali -Indonesia. *International Journal of GEOMATE*, Aug, 2017, Vol.13, Issue 36, pp.50-57. *Geotec., Const. Mat. & Env.*, ISSN:2186-2990, Japan, DOI: <http://dx.doi.org/10.21660/2017.36.2828>.
30. Lilik Sudiajeng, I Wayan Wiraga, I Gusti Lanang Parwita, and Gede Santosa. 2017. Domestic recharge wells for rainwater-harvesting in Denpasar City, Bali -Indonesia. *International Journal of GEOMATE*, Aug, 2017, Vol.13, Issue 36, pp.50-57. *Geotec., Const. Mat. & Env.*, ISSN:2186-2990, Japan, DOI: <http://dx.doi.org/10.21660/2017.36.2828>.
31. Markovič G. Zeleňáková M. Káposztásová D. & Hudáková g. 2014. Rainwater infiltration in the urban areas. *WIT Transactions on Ecology and The Environment*, Vol 181, © 2014 WIT Press. Pág 313-320. doi:10.2495/EID140271
32. [Mathworks. 2021. MATLAB. https://la.mathworks.com/products/matlab.html](https://la.mathworks.com/products/matlab.html)
33. Murillo Díaz José Manuel. 2004. Tesis Doctoral. Recarga de acuíferos, evaluación y análisis de condicionantes técnicos y económicos. Acuífero aluvial del bajo Guadalquivir. Departamento de Ingeniería. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas de Madrid. Universidad Politécnica de Madrid.
34. Nabila A., Rachmansyah A., Afandhi A. 2018. Analysis of Infiltration Well Dimensional in Kedungkandang District, Malang City, Indonesia.
35. NORMA Oficial Mexicana NOM-014-CONAGUA-2003, Requisitos para la recarga artificial de acuíferos con agua residual tratada. *DIARIO OFICIAL*. 18 de agosto de 2009
36. Norma Oficial Mexicana NOM-015-CONAGUA-2007, Recarga artificial de agua a los acuíferos, características y especificaciones de las obras y del agua. *Diario Oficial*, martes 18 de agosto del 2009.
37. Palma A., Mendoza A., Cruickshank C., González F., Salas M. y Val R. Inventario de la recarga artificial en México.
38. Perforación de pozo de absorción 1. Ciudad del sol, para la infiltración inducida, en el subsuelo del valle de Querétaro. Términos de referencia. Centro de Investigación y desarrollo tecnológico en Electroquímica SC.
39. Posadas A. Giménez D. Quiroz R. 2002. Análisis multifractal de la variabilidad espacial de la conductividad hidráulica de un suelo estratificado. *Revista de investigación de física*. ISSN 1605-7744 V. 5 (2002) Pág. 36-43.
40. Puerto Piedra, Z. Y. 2015. Diseño de un pozo de infiltración para captación de agua pluvial en San Luis Tlaxiátemalco, Xochimilco. Universidad Nacional Autónoma de México.
41. Revisión de páginas Web
42. SACMEX, 2012. El gran reto del agua en la Ciudad de México. Impresión talleres de Offset Santiago, S.A. México D.F. octubre 2012. Pag. 192.
43. SACMEX, 2018. Diagnóstico, logros y desafíos. Realización: Helios Comunicación, S.A. de C.V. Impreso por Grupo Editorial RAF. México D.F. noviembre 2012. Pag. 212.
44. Sasidharan Salini, Bradford Scott A., Šimůnek Jiří, Kraemer Stephen R. 2021. Comparison of recharge from drywells and infiltration basins: A modeling study, *Journal of Hydrology*, Volume 594, 2021, 125720, ISSN 0022-1694,

- <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2020.125720>.
(<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022169420311811>)
45. Sasidharana Salini, Bradfordb Scott A., Šimůneka Jiří, DeJong Bill, Kraemerc Stephen R. 2018. Evaluating drywells for stormwater management and enhanced aquifer recharge. *Advances in Water Resources* 116 (2018) 167–177. <https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2018.04.003>
 46. Sasidharana Salini, Bradfordb Scott A., Šimůneka Jiří, Kraemerc Stephen R. 2020. Groundwater recharge from drywells under constant head conditions. *Journal of Hydrology* 583 (2020) 124569. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2020.124569>
 47. Skaggs R., Youssef M. y Chescheir G. 2012. DRAINMOD: model use, calibration, and validation. 2012 American Society of Agricultural and Biological Engineers ISSN 2151-0032. Vol. 55(4): 1509-1522. DOI: 10.13031/2013.42259
 48. Steven. A Huges, 1993. Physical models and laboratory Techniques in Coastal Engineering. *Advanced series in Coastal Engineering, Volume 7*. World Scientific.
 49. Susilo E., Suripin and Suharyanto. 2018. Field performance of shallow recharge well. *MATEC Web Conf.*, 195 (2018) 05006. DOI: <https://doi.org/10.1051/mateconf/201819505006>
 50. Tamayo y Tamayo Mario, 2003, *El proceso de la investigación Científica*, Cuarta Edición, Editorial Limusa S.A. de C.V. México DF.
 51. Tao, Liting (2018). Feasibility Study and Numerical Modeling on Managed Aquifer Recharge Using Dry Wells in Harris County, Texas. Master's thesis, Texas A & M University. Available electronically from <https://hdl.handle.net/1969.1/174069>.
 52. Veitia-Rodríguez E. Villegas-Zulueta A. Martínez-López Y. Montalbán-Estrada A. 2013. Dimensión fractal del cambio global y la sostenibilidad ambiental del suelo. *Hombre, Ciencia y Tecnología* ISSN: 1028-0871 Vol. 17, No.1, enero-marzo pp. 73-82, 2013.
 53. Vivas Miranda J. García, Chomiczak S., Paz González A. 1999. Fractal theory and scale change effect application for studying soil porosity. *Cuadernos Lab. Xeolóxico de Laxe Coruña*. 1999. Vol. 24, pp. 99-119.
 54. Zavala Manuel. Saucedo Heber, Fuentes Carlos. 2014. Programa de cómputo para analizar la dinámica del agua en sistemas de drenaje agrícola subterráneo. *Agrociencia* 48: 71-85. 2014
 55. UNESCO. 2022. Informe Mundial de las Naciones Unidas sobre el Desarrollo de los Recursos Hídricos 2022. *AGUAS SUBTERRÁNEAS Hacer visible el recurso invisible*. Fontenoy, 75352 París 07 SP, Francia.
 56. EPA. ABRIL 17 2023. Protección de las fuentes subterráneas de agua potable frente a la inyección subterránea (UIC). Disposiciones sobre el control de la inyección subterránea de la Ley de Agua Potable Segura. <https://espanol.epa.gov/espanol/proteccion-de-las-fuentes-subterraneas-de-agua-potable-frente-la-inyeccion-subterranea-uic>.
 57. Gasca Granados Rubén y González Sosa Enrique. 2023. Modelo físico a escala de un pozo de infiltración. (2023). *Perspectivas De La Ciencia Y La Tecnología*, 6(11), 90-99. <https://revistas.uaq.mx/index.php/perspectivas/article/view/1073>
 58. Matthews, C. S., & Russel, D. G. (1967). Pressure Buildup and Flow Tests in Wells, *Monograph Series, Society of Petroleum Engineers*. Dallas, 1967.–172 p.

10. ANEXOS

ANEXO 1

Hidrógrafo de Aguas subterráneas en Guanajuato 2000-2018



Fuente: Comisión Estatal del Agua 2019

ANEXO 2.

Balance de agua subterránea en Guanajuato 1999-2017



Fuente: Comisión Estatal del Agua 2019



Universidad Autónoma de Querétaro

Facultad de Ingeniería

ANEXO 3

PRUEBAS DE LABORATORIO DE UN POZO DE INFILTRACIÓN A ESCALA REDUCIDA

Para la Tesis

**Infiltración en pozos de absorción utilizando la
teoría de fractales. Caso acuífero del Valle de
Celaya**

Presenta

Rubén Gasca Granados

Dirigido por:

Dr. Enrique González Sosa

Querétaro, Qro. a enero del 2025

Contenido

1.- Construcción de Modelo físico a escala de un pozo de infiltración	1
2. Determinación del caudal de infiltración	3
2.1. Determinación de la conductividad hidráulica en campo o laboratorio	4
2.2. El método de la carga constante.....	5
2.3. Método de la carga variable	6
3. Experimento 1.....	8
3.1. RESULTADOS.....	8
3.2. ANALISIS DE RESULTADOS PRUEBA 1	11
3.2.1. Análisis de presiones	11
3.2.2. Análisis de Caudales.....	13
4. EXPERIMENTO 2	15
4.1. RESULTADOS.....	15
4.2. ANALISIS DE RESULTADOS	19
4.2.1. Análisis de presiones	19
4.2.2. Análisis de Caudales.....	22
5. EXPERIMENTO 3	24
5.1. RESULTADOS PRUEBA 3.....	24
5.2. ANALISIS DE RESULTADOS	28
5.2.1. Análisis de presiones	28
5.2.2. Análisis de Caudales.....	32
6. EXPERIMENTO 4	34
6.1. RESULTADOS.....	35
6.2. ANALISIS DE RESULTADOS	39

6.2.1. Análisis de presiones	39
6.2.2. Análisis de Caudales.....	43
7. EXPERIMENTO 5	46
7.1. RESULTADOS.....	48
7.2. ANALISIS DE RESULTADOS	52
7.2.1. Análisis de presiones	52
7.2.2. Análisis de Caudales.....	57
8. CONCENTRADO	59
8.1. RESULTADOS.....	59
8.2. ANALISIS DE RESULTADOS	63
8.2.1. Análisis de presiones	63
9.- Referencias	68
10. Abreviaturas.....	69

Como parte de la tesis de titulación del Modelo físico de un pozo de infiltración, caso: acuífero Valle de Celaya, se construyó un modelo físico a escala reducida y se realizaron pruebas para ver el funcionamiento del modelo y después hacer la comparativa del modelo con pruebas que se realizaron en pozos de infiltración en campo.

1.- Construcción de Modelo físico a escala de un pozo de infiltración

En el laboratorio de fluidos de la UAQ "Ing. Felipe Jesús Zepeda Garrido", se tienen varios equipos para prácticas de diferentes fenómenos hidráulicos, y el equipo de Columna de Filtración con Lecho Profundo Armfield - W5-MkII-A (Figura 1), al cual se le pueden hacer adecuación para que funcione como un pozo de infiltración a escala.



Figura 1.1.- Foto del equipo de Columna de Filtración con Lecho Profundo Armfield - W5-MkII-A, ubicado en el laboratorio de fluidos de la UAQ. A) Condiciones iniciales, conectados con piezómetros de manguera. B) Adecuado con los transductores de presión.

El modelo físico del pozo está constituido por un tubo de acrílico transparente de perspex, de 10.4 cm de diámetro interno y 1.35 m de altura, con un extremo con bridas, orificios a cada 4 cm en 6 columnas a cada 60°, iniciando a la altura de 2 cm hasta 78 cm de profundidad. El tubo fue adaptado para colocar transductores de presión en lugar de piezómetros. En la parte

central del tubo se instaló un tubo de acrílico de diámetro 7 mm, ranurado, y se puso una tela para simular un filtro de grava que permita el flujo de agua. EL flujo en estado permanente fue simulado mediante un sifón con una manguera transparente de ¼” conectada a un bote de 19L, en el cual la carga se mantuvo constante

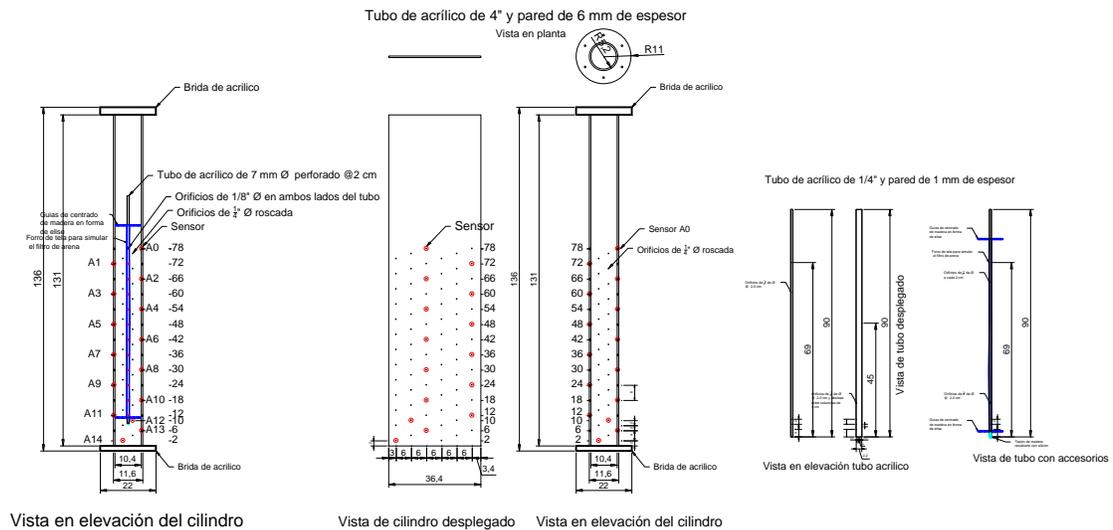


Figura 1.2.- Modelo físico de un pozo de infiltración en laboratorio.

El sifón que se utilizó para agregar el agua al pozo de infiltración a escala está conectado a un bote de plástico de 19 l, el cual se midió su diámetro (14 cm) y se marcó por entro una escala vertical, se toma el nivel del agua en bote y hacer la relación con la carga en la columna de suelo. Se tomo el volumen que tiene el bote para un centímetro de carga, que es de 0.6167 litros, se llenaron varios recipientes con el volumen indicado para mantener la carga constante en el bote.

Los transductores de presión piezoresistivos- mandan una señal eléctrica hacia una tarjeta Arduino Mega que transforma la señal analógica a digital, controla las señales y las va a almacenar en una micro tarjeta SD. Se adaptaron 15 sensores (Figura 2) centralizados a la tarjeta Arduino Mega, con una fuente de energía 5 V cc y 2 Amp, que lleve energía a los sensores y a la tarjeta. De esta forma se tienen la señal del avance del flujo y facilita su registro para periodos cortos de tiempo incluso de milisegundos sobre la respuesta del suelo en condiciones de flujo permanente.

El sistema de adquisición de datos está compuesto por 15 transductores de presión piezoresistivos (se componen de una membrana de silicio y cuentan con galgas extensométricas, las que detectan las deformaciones por presiones aplicadas. Al formar un puente de Wheatstone, las galgas extensométricas reducen la sensibilidad y aumentan la potencia de salida del instrumento), de los cuales 10 sensores de 0-30, PSI, 3 sensores de 0-10 PSI, y 2 sensores de 0-5 PSI, con las siguientes características: cuerpo de acero inoxidable para aceite, combustible, agua; Voltaje: DC 5V; Tipo de rosca: 1/8" NPT; Salida: salida de voltaje lineal de 0,5 V ~ 4,5 V. 0 psi salidas 0,5 V, 15psi salidas 2,5 V, 30 psi salidas 4,5 V; Precisión: Dentro del 2% de la lectura (escala completa). Tarjeta Arduino Mega Atmega2560 que posee pines de entradas y salidas (E/S), analógicas y digitales, programada en un entorno de lenguaje Processing/Wiring., utilizada para comunicarse a un PC a través del puerto serial (conversión con USB) utilizando lenguajes como Flash, Processing, MaxMSP, etc. Contiene un microcontrolador ATmega2560. Tiene 54 entradas/salidas digitales (de las cuales 15 pueden ser usadas como salidas PWM), 16 entradas analógicas, 4 UARTs, un cristal de 16Mhz, conexión USB, jack para alimentación DC, conector ICSP, y un botón de restauración. El lenguaje de programación nativo de Arduino para su programación de alto nivel basado en Processing. Tiene similitudes con otros lenguajes, ya que se basa en C++, con una sintaxis y formas parecidas.

Una de las limitantes de este modelo a escala por adaptar un instrumento con dimensiones establecidas, es la distancia que se tiene del pozo de infiltración hacia las paredes del tubo de acrílico, ya que la distancia es de 48.5 mm, si consideramos la escala de 1:50 y 1:75, tenemos distancias de 2.425 m y 3.637 m en escala real, lo que nos indica que el flujo solo es vertical y no se considera el flujo lateral por no tener el suficiente espacio para ello.

2. Determinación del caudal de infiltración

La determinación del gasto de infiltración se realiza por el aforo del agua en la salida del experimento, por el método volumétrico, volumen entre el tiempo. Para este caso se tomó una probeta de 500 ml, y un cronometro, cada 100 ml, se tomó el tiempo hasta que se llene la probeta. Se realizaron varios aforos a lo largo de cada prueba.

Para el análisis de los caudales medidos se hace el cálculo de infiltración de manera teórica, para poder hacer una comparación.

Fuentes y Zatarain en el 2016, desarrollaron una solución analítica clásica para medios homogéneos e isotropos en régimen permanente de pozos de infiltración en flujo permanente, y llegan a un modelo para medios porosos estratificados

$$Q = \sum_{j=1}^N Q_{oj} + \pi R^2 K_{s1} \quad \text{Ec. 1}$$

Donde Q es el gasto total, j es el número de estrato, N el total de estratos, Q_{oj} es el gasto del estrato j, R es el radio del pozo, K_{s1} es la conductividad hidráulica del estrato 1,

$$Q_{oj} = \frac{2\pi K_{sj} P_j^2}{C_j} \quad \text{Ec. 2}$$

Donde K_{sj} y C_j son la conductividad hidráulica saturada y el coeficiente de forma del j-ésimo estrato, respectivamente

$$C_j = 4 \left[\frac{1}{2} \operatorname{asinh} \left(\frac{P_j}{2R} \right) \frac{R}{P_j} - \sqrt{\left(\frac{R}{P_j} \right)^2 + \frac{1}{4}} \right] h_{pj} \quad \text{Ec. 3}$$

2.1. Determinación de la conductividad hidráulica en campo o laboratorio

Básicamente un permeámetro es un recipiente de sección constante por el que se hace circular agua conectando a uno de sus extremos un depósito elevado de nivel constante. En el otro extremo se regula el caudal de salida mediante un grifo que en cada experimento mantiene el caudal también constante. Finalmente, se mide la altura de la columna de agua en varios puntos (como mínimo en dos).

Darcy dedujo que el caudal que atravesaba el permeámetro era linealmente proporcional a la sección y al gradiente hidráulico. Y que la constante de proporcionalidad era característica de cada material que llenaba el permeámetro.

La expresión de la Ley de Darcy es la siguiente:

$$q = -K \left(\frac{dh}{dl} \right) \quad \text{Ec. 4}$$

Donde: $q = Q / \text{sección}$ (es decir: caudal que circula por m^2 de sección): $K =$ Conductividad hidráulica; $dh/dl =$ gradiente hidráulico expresado en incrementos infinitesimales; El signo menos se debe a que el nivel disminuye en el sentido del flujo; es decir, que dh o dh son negativos y el signo menos hace que el caudal sea positivo.

Aplicando directamente la ley de Darcy se puede calcular la conductividad hidráulica K

2.2. El método de la carga constante

Este método consiste en una columna de suelo poner agua en la parte superior con un nivel constante, medir el gasto de entrada, hasta que el suelo se termine de saturar y el gasto de entrada y salida permanezca constante o con una variación muy pequeña, que la curva se vuelva asintótica al eje de tiempo con respecto al gasto.

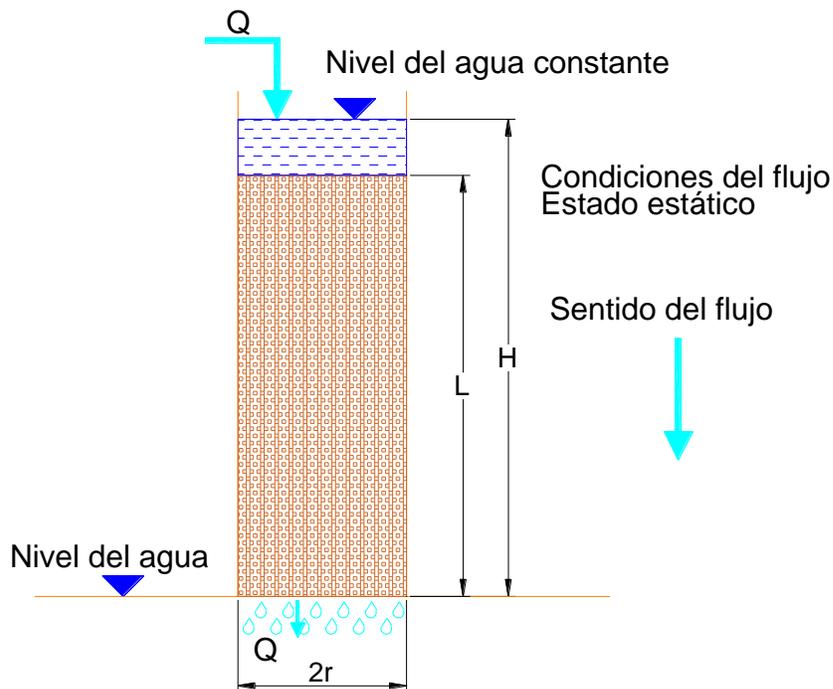


Figura 2.1. Método de carga constante para determinar la K_s

La fórmula es la siguiente:

$$K = \frac{L_s Q}{H A} \quad \text{Ec. 5}$$

Donde K= conductividad hidráulica saturada (m/día), L_s = longitud del suelo por donde pasa el agua (m), H= carga total (m), Q = gasto que pasa (m³/día) y A= área del cilindro (m²) (πr_o^2), r_o es el radio del cilindro (m).

2.3. Método de la carga variable

Para el cálculo de la conductividad hidráulica (K_s) en campo, según el método de Darcy. El infiltrómetro se introduce al suelo a una profundidad de 0.7 m y medir las profundidades para diferentes intervalos de tiempo (t₀, t₁, t₂ y t_n). Calcular el decremento de la columna de agua restando la profundidad medida en cada intervalo de la longitud del infiltrómetro. Figurar los valores de K_s de cada prueba en escala logarítmica en función del tiempo y tomar los valores que más cercanos a la asíntota de la Figura como el valor de K_s buscado.

$$K_s = \frac{L}{t} \ln \frac{H_0}{H_1} \quad \text{Ec. 6}$$

Donde, K_s = conductividad hidráulica, L = longitud de la columna de agua, H₀ = altura inicial de la columna de agua, H₁ = altura de la columna de agua en el tiempo t₁, t = tiempo requerido para descender una altura de H₁ a H₂.

Una forma que se va a utilizar es con la Ec. 1, donde se despeja la K y como ya conocemos los demás valores se despeja y se obtiene el valor.

Otra forma para determinar la conductividad hidráulica es por métodos empíricos a través de la granulometría y en algunos casos en función de la porosidad. Sólo se aplican a sedimentos granulares, no a rocas consolidadas (Sánchez San Román 2011). En este caso tomaremos una de las fórmulas más usada por su sencillas que es la de Hasen (1893 y 1911):

Para materiales granulares se han establecido diversas fórmulas y gráficos que permiten evaluar la conductividad hidráulica a partir de la granulometría y en algún caso en función de la porosidad. Todas estas expresiones son estimaciones, pero a veces cualquier aproximación es mejor que nada. No hay que olvidar que todas estas fórmulas se refieren a sedimentos granulares, no a rocas consolidadas, aunque se ha aplicado a areniscas

$$K = C_H * d_{10}^2 * (0.7 + 0.03T) \quad \text{Ec. 7}$$

Donde K es la conductividad hidráulica en m/día, C_H es un coeficiente con valor 1000, d_{10} tamaño de partículas que es el 10% inferior de la granulometría del suelo en mm, T es la temperatura del agua en grados centígrados.

3. Experimento 1

Realizado el 10 de febrero del 2022 en el laboratorio de hidráulica de Fluidos UAQ

Modelo físico a escala 1:50 del Pozo de infiltración de condiciones homogéneas e isotrópicas de una sola capa de suelo, que en este caso es arena.

Estratigrafía

Arena de 0 a 80 cm.

Suelo homogéneo e isotrópico, compuesto por arena el cual se utilizó para llenar el modelo a escala de un pozo de infiltración,

3.1. RESULTADOS

Los resultados del experimento son los siguientes:

Tabla 3.1.- Principales acciones del experimento 1

Concepto	Tiempo
Inicio de la prueba	10:00 hrs
Inicio de salida de agua por la columna	10:06 hrs
Inicio de agregar agua a sifón	10:02:10 hrs
Inicio de Aforos de salida	10:10 hrs
Última carga al sifón	11:47 hrs
Término de la prueba	12:33 hrs

Se agrego agua al pozo de infiltración por medio de un sifón con un bote con agua, se procuró que el nivel del agua se mantuviera en 90 cm, con una carga de 5 cm sobre el suelo de la columna, permitiendo que bajara como un máximo 2 cm de carga, como se muestra en el Tabla 3.2.

Tabla 3.2. Medición del gasto de entrada al pozo de infiltración prueba 1

Concepto	Tiempo	nivel Bote inicial	nivel Bote final	consumo en nivel cm	Nivel en columna	volumen (l)	Caudal l/s	Caulda l ml/s
Nivel suelo	10:00:00	0	11		83			
inicial	10:00:00	11	15		87			

Concepto	Tiempo	nivel Bote inicial	nivel Bote final	consumo en nivel cm	Nivel en columna	volumen (l)	Caudal l/s	Caulda l ml/s
Recarga 1	10:02:11	11	13	4	84	2.463	0.01884	18.838
Recarga 2	10:05:39	11	13	2	85	1.232	0.00619	6.194
Recarga 3	10:12:49	12	13	1	85	0.616	0.00140	1.400
Recarga 4	10:31:45	12	13	1	85	0.616	0.00054	0.542
Recarga 5	10:44:46	12	13	1	85	0.616	0.00079	0.789
Recarga 6	10:58:15	12	13	1	85	0.616	0.00076	0.761
Recarga 7	11:07:23	12	13	1	85	0.616	0.00112	1.124
Recarga 8	11:46:54	11	13	2	85	1.232	0.00052	0.519
Recarga 9		12	11	1	83	0.616		
			TOTAL	14		8.621	0.00075	0.747

Volumen suministrado a la prueba = 8.621 litros, con un Caudal promedio a partir de que se empieza a estabilizar a las 10:30, es de $Q_m = 0.747$ ml/s

Se realizaron 7 aforos, 4 a descarga libre y 3 con el nivel freático en cero, como se muestra en el Tabla 3.3.

Tabla 3.3. Aforo del caudal de salida del pozo de infiltración, prueba 1

Hora de aforo	Caudal (ml/s)	Caudal (l/s)
10:10:00	1.0417	0.0010
10:30:00	0.9470	0.0009
10:45:00	0.8264	0.0008
11:16:12	0.8065	0.0008
11:26:48	0.7862	0.0008
11:37:58	0.7463	0.0007
11:44:24	0.6477	0.0006
11:52:42	0.6225	0.0006
Promedio	0.7392	0.0007

Resultado de presiones medidas en los sensores, en promedio

Tabla 3.4.- Promedio de presiones en el Pozo de infiltración experimento 1

Sensor	altura sensor (cm)	Presión (cm ca)	
		DESCARGA LIBRE P-E1-DL	H-E1-DL
A0	78	7.649	85.649

Sensor	altura sensor (cm)	Presión (cm ca)	
		DESCARGA LIBRE P-E1-DL	H-E1-DL
A1	72	9.276	81.276
A2	66	21.587	87.587
A3	60	22.034	82.034
A4	54	23.651	77.651
A5	48	36.002	84.002
A6	42	38.947	80.947
A7	36	40.962	76.962
A8	30	51.315	81.315
A9	24	50.011	74.011
A10	18	34.171	52.171
A11	12	33.682	45.682
A12	10	31.650	41.650
A13	6	13.282	19.282
A14	2	3.465	5.465
	0	0	0

Determinación de la conductividad hidráulica (Ks)

Para el estrato que estaba abajo se determinó la Ks con la fórmula de Darcy; el método de carga constante con la presión que marca el sensor en el punto y con la carga total de la columna y la fórmula de Hasen.

Tabla 3.5. Determinación de la Ks por varias fórmulas experimento 1

Fórmula	Ks (m/día)
Fuentes	0.1689
Darcy	5.4962
Método de la carga constante (valor de sensor)	6.1180
Método de la carga constante (valor de columna)	2.5818
Hasen	6.5625
promedio	4.1855

Se procede a determinar el gasto por la fórmula de Fuentes et al (2021)

Tabla 3.6. Cálculo del caudal con la fórmula de Fuentes et al (2021)

Concepto	Unidades	Experimento	Escala real	Pozo de 55 m
Carga H	m	0.75	37.5	55
Radio del ademe (R)	m	0.0033	0.1625	0.1625
Coeficiente de forma (C)		8.9001	8.9001	8.9001
Conductividad hidráulica (Ks)	m/día	4.1855	4.1855	4.1855
Caudal Q	m ³ /día	1.6621	4155.2079	8234.6849
Caudal Q	l/s	0.0192	48.0927	95.3089

Sí escalamos el gasto del experimento de 0.0192 por la escala de 1:50 nos da un resultado de 48 l/s, que es prácticamente el mismo que da la fórmula de Fuentes a escala real de 48.09 l/s

3.2. ANALISIS DE RESULTADOS PRUEBA 1

3.2.1. Análisis de presiones

El experimento se realizó en el laboratorio de hidráulica de fluidos de la UAQ, el día 10 de febrero del 2022, el cual inicio a las 10:00 hr y termino a la 13:42 hr, se toman lecturas cada segundo y se hace el promedio cada 20 segundos, tomando 653 lecturas de 15 sensores para 9,795 datos.

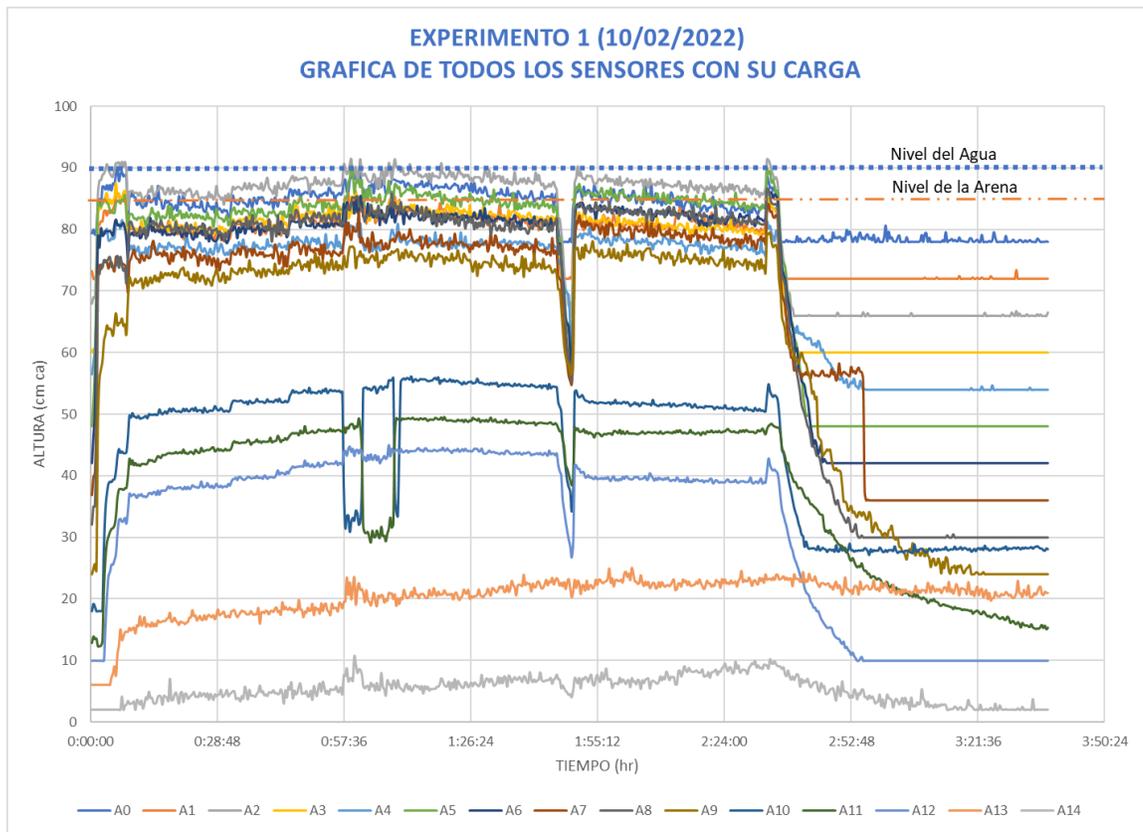


Figura 3.1. Datos recopilados del experimento 1 de la presión Vs tiempo

En la Figura 3.1. se puede observar la evolución de las presiones a lo largo del tiempo que dura el experimento, se divide en 3 partes, la primera es a descarga libre con el suelo seco, como se va humedeciendo; la segunda a descarga libre el suelo ya húmedo y se estabilizan las presiones y el flujo de salida; en la tercera suspende el suministro de agua y se empieza drenado de la columna de suelo. Cabe mencionar que, a la hora con 46 minutos, se pierde el sifón por la entrada de aire, por lo que se ve una caída en las presiones, pero se volvió a restablecer y se continuo, esa parte se sacó del análisis.

En esta ocasión analizaremos la parte dos de la Figura, ya que nos interesa conocer el gasto que puede infiltrarse de forma permanente el pozo de infiltración, la primera parte es cuando su descarga es libre.

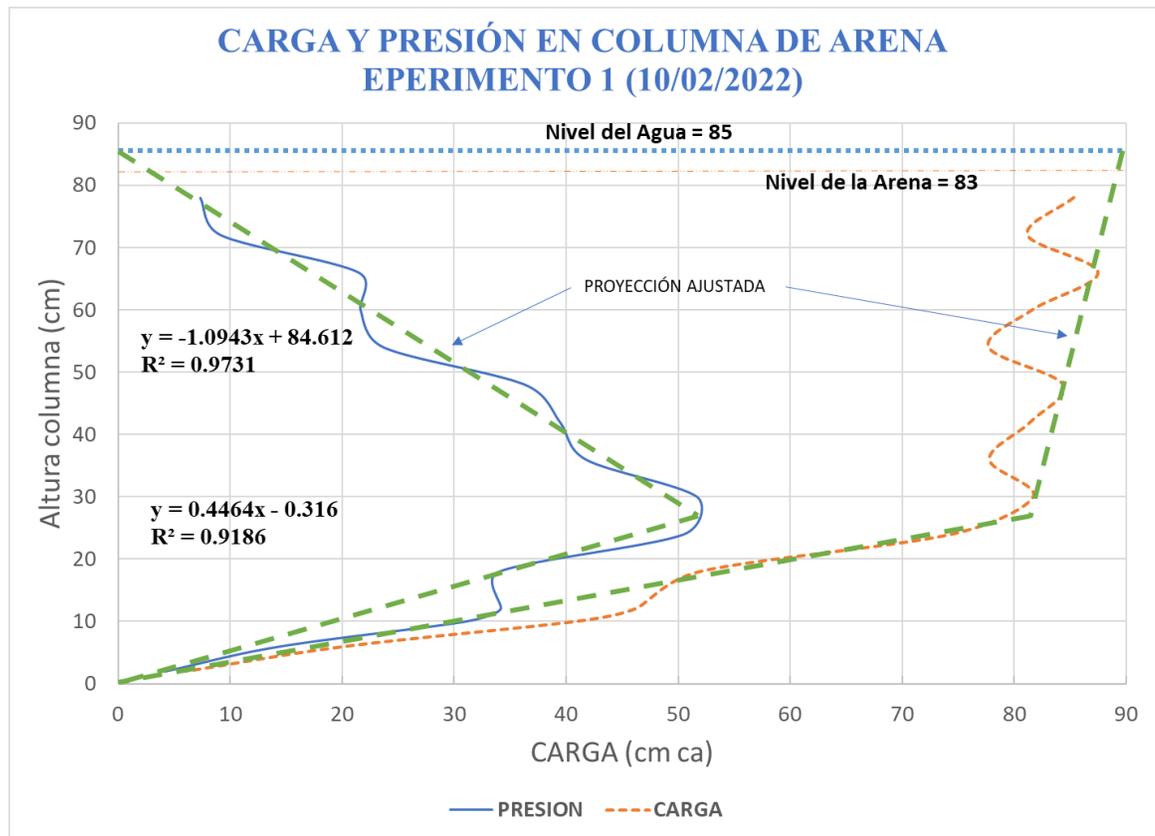


Figura 3.2.- Carga y Presión del experimento 1.

La figura 3.2 se observa como la presión se incrementa hasta que llega al sensor que está a la altura 30 con una tendencia lineal y después decae también de una forma lineal, pero con una pendiente más pronunciada, se puede decir que los dos primeros tercios la presión aumenta y la presión decae el último tercio lo que aumentó los primeros dos. Cabe hacer la observación que las presiones se deberían comportar como la presión hidrostática pero el agua va en movimiento y esto puede ocasionar la pérdida de energía por la fricción y las fuerzas que actúan sobre la partícula de agua en movimiento, lo cual se observa en la Figura en la serie de carga. Cabe hacer la aclaración, que es recomendable dejar más tiempo el experimento para que se ajuste mejor el valor de todos los sensores.

3.2.2. Análisis de Caudales

El caudal que se obtuvo con el aforo es de 0.00075 l/s comparado con la fórmula de Fuentes et al (2020) es de 0.0192 l/s, el cual es 25.75 veces mayor al valor del obtenido, pero esto es

debido a que el área de la columna por donde debe pasar toda el agua que se infiltra es muy pequeña en relación con el área de infiltración (área de ademe ranurado), y esto debería ser equivalente con la conductividad hidráulica de cada capa para que no se obstruya el flujo hacia el acuífero.

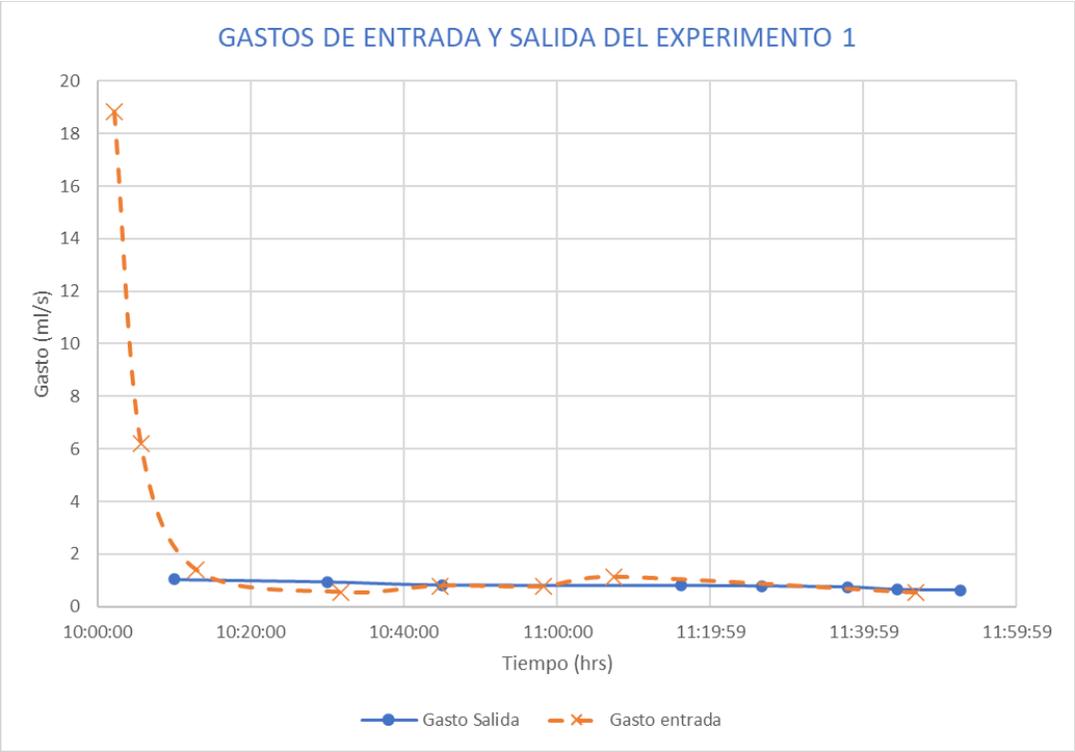


Figura 3.3.- Caudal de entrada y salida del Pozo de infiltración en el experimento 1.

4. EXPERIMENTO 2

Realizado el 17 de febrero del 2022 en el laboratorio de hidráulica de Fluidos UAQ

Modelo físico a escala 1:50 del Pozo de infiltración de condiciones homogéneas e isotrópicas de dos capas de suelo, que en este caso es arena en la parte superior y arcilla en la parte inferior.

4.1. RESULTADOS

Los resultados del experimento son los siguientes:

Tabla 4.1.- Principales acciones del experimento

Concepto	Tiempo
Inicio de la prueba	10:00 hrs
Inicio de salida de agua por la columna	10:37 hrs
Inicio de agregar agua a sifón	10:18:30 hrs
Inicio de Aforos de salida	10:52 hrs
Última carga al sifón	11:47 hrs
Término de la prueba	12:17 hrs

Se agrego agua al pozo de infiltración por medio de un sifón con un bote con agua, se procuró que el nivel del agua se mantuviera en 86 cm, con una carga de 3 cm sobre el suelo de la columna, permitiendo que bajara como un máximo 2 cm de carga, como se muestra en el Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Medición del gasto de entrada al pozo de infiltración prueba 2

Concepto	Tiempo	nivel Bote inicial	nivel Bote final	consumo nivel cm	Nivel en columna	volumen (l)	Caudal l/s	Caudal ml/s
Nivel suelo	10:00:00	0	16		83			
inicial	10:00:00	16	19		86			
Recarga 1	10:18:30	16	19	3	86	1.847	0.00166	1.66400
Recarga 2	10:29:24	18	19	1	86	0.616	0.00094	0.94155
Recarga 3	11:47:56	18	19	1	86	0.616	0.00013	0.13068
Recarga 4	12:17:08	18	19	1	86	0.616	0.00035	0.35138
			TOTAL	6		3.695	0.00077	0.77190

Volumen suministrado a la prueba = 3.7 litros, con un Caudal promedio a partir de que se empieza a estabilizar a las 10:00, es de $Q_m = 0.7719$ ml/s

Se realizaron 11 aforos para determinar el caudal de salina por el método volumétrico (probeta y cronometro), como se muestra en el Tabla 4.3.

Tabla 4.3. Aforo del caudal de salida de la prueba 2

Hora de aforo	Gasto (ml/s)	Gasto (l/s)
10:52:01	0.133	0.00013
11:03:21	0.118	0.00012
11:10:45	0.113	0.00011
11:21:46	0.106	0.00011
11:26:12	0.113	0.00011
11:34:00	0.107	0.00011
11:41:49	0.107	0.00011
11:50:04	0.101	0.00010
12:56:57	0.104	0.00010
13:10:43	0.091	0.00009
13:20:12	0.088	0.00009
13:29:42	0.070	0.00007
Promedio	0.104	0.00010

Resultado de presiones en los sensores

Tabla 4.4.- Promedio de presiones en la prueba 2

Sensor	altura sensor (cm)	Presión (cm ca)		Presión (cm ca)	
		DESCARGA LIBRE		NIVEL FREÁTICO 0	
		P-E2-DL	H-E2-DL	P-E2-NF	H-E2-NF
	83	2	85	2	85
A0	78	19.210	97.210	18.522	96.522
A1	72	17.471	89.471	18.404	90.404
A2	66	26.227	92.227	25.553	91.553
A3	60	33.531	93.531	38.596	98.596
A4	54	36.748	90.748	29.468	83.468
A5	48	45.413	93.413	48.147	96.147
A6	42	51.910	93.910	51.242	93.242
A7	36	48.860	84.860	48.379	84.379
A8	30	53.531	83.531	56.263	86.263
A9	24	58.201	82.201	64.146	88.146

Sensor	altura sensor (cm)	Presión (cm ca)		Presión (cm ca)	
		DESCARGA LIBRE		NIVEL FREATICO 0	
		P-E2-DL	H-E2-DL	P-E2-NF	H-E2-NF
A10	18	58.576	76.576	54.957	72.957
A11	12	50.784	62.784	47.463	59.463
A12	10	38.875	48.875	40.527	50.527
A13	6	10.765	16.765	16.981	22.981
A14	2	4.102	6.102	24.561	26.561
0	0	0	0	1	1
Coeficiente de Correlación		0.936	0.982		

Tabla 4.5.- Presión hidrostática en la prueba 2

Sensor	altura sensor (cm)	PRESION HIDROSTATICA		PRESION IDEAL	
		P-E2-PH	H-E2-PH	P-E5-I	H-E5-I
			83	2	85
A0	78	19.467	97.467	7.000	85.000
A1	72	18.369	90.369	13.000	85
A2	66	27.071	93.071	19.000	85
A3	60	37.185	97.185	25.000	85
A4	54	34.228	88.228	31.000	85
A5	48	47.869	95.869	37.000	85
A6	42	52.237	94.237	43.000	85
A7	36	48.825	84.825	49.000	85
A8	30	55.950	85.950	55.000	85
A9	24	63.075	87.075	61.0	85
A10	18	65.821	83.821	67.0	85
A11	12	71.519	83.519	73.0	85
A12	10	68.397	78.397	75.0	85
A13	6	79.441	85.441	79.0	85
A14	2	81.996	83.996	83.0	85
	0	85	85	85.0	85
Coeficiente de Correlación		0.987			

Determinación de la conductividad hidráulica (Ks)

Para el estrato que estaba abajo se determinó la K_s con la fórmula de Dary; el método de carga constante con la presión que marca el sensor en el punto y con la carga total de la columna, a la fórmula de fuentes et al (2020) y la fórmula de Hasen.

Tabla 4.6. Determinación de la K_s por varias fórmulas experimento 2

Formula	K_s (m/día)
Fuentes	0.0556
Darcy	0.3547
Método de la carga constante (valor de sensor)	0.3881
Método de la carga constante (valor de columna)	0.2496
Hasen	1.2705
promedio	0.4637

Se procede a determinar el gasto por la fórmula de Fuentes et al (2020) que se muestra en el Tabla 4.7. que determina el caudal infiltrado en un suelo estratificado de capas homogéneas e isotrópicas.

Tabla 4.7. Cálculo del caudal con la fórmula de Fuentes et al (2020) de la prueba 2

CAPA	H= carga m	$h_{pj}=P_j/H$ m	P_j m	C_j	K_s m/día	Q_{0j} m ³ /día	Q_{0j} l/s
Estrato 1	0.50	0.960	0.480	7.697	4.480	0.843	0.010
Estrato 2	0.85	0.412	0.350	3.045	0.331	0.084	0.001
$\pi R^2 * K_{s1}$					0.331	0.000	0.000
Q total						0.92631	0.01072

Hacemos el ejercicio de cuánta agua se puede infiltrar en a un pozo de escala 50 veces el tamaño de la prueba tenemos el resultado de la prueba 2.

Tabla 4.8. Cálculo del caudal con la fórmula de Fuentes et al (2020) a escala 50:1

CAPA	H= carga m	$h_{pj}=P_j/H$ m	P_j m	C_j	K_s m/día	Q_{0j} m ³ /día	Q_{0j} l/s
Estrato 1	25.0	0.960	24.0	7.696	4.480	2106.718	24.383
Estrato 2	42.5	0.412	17.5	3.045	0.330	209.022	2.419
$\pi R^2 * K_{s1}$					0.330	0.027	0.0003
Q total						2315.77	26.803

Al comparar los resultados con las escalas respectivas nos damos cuenta de que 0.01072 l/s escalando este valor es 26.807 l/s, que es prácticamente el mismo que 26.803

4.2. ANALISIS DE RESULTADOS

4.2.1. Análisis de presiones

El experimento se realizó en el laboratorio de hidráulica de fluidos de la UAQ, el día 17 de febrero del 2022, el cual inicio a las 10:00 hr y termino a la 13:40 hr, se toman lecturas cada segundo y se hace el promedio cada 20 segundos, tomando 707 lecturas de 15 sensores para 10,605 datos.

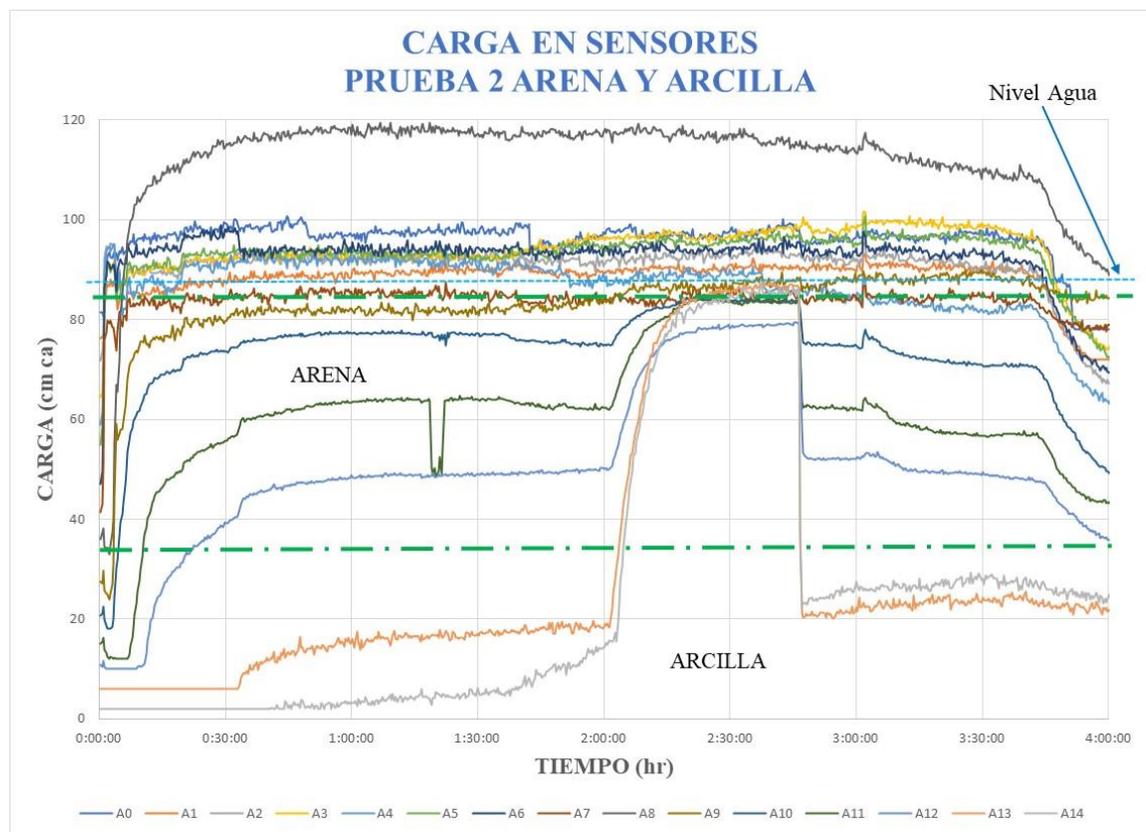


Figura 4.1. Datos recopilados de la prueba 2 de la Carga Vs tiempo

En la Figura 1 se puede observar la evolución de las presiones a lo largo del tiempo que dura el experimento, se divide en 5 partes, la primera es a descarga libre con el suelo seco, como se va humedeciendo este; la segunda a descarga libre el suelo ya húmedo y se estabilizan las presiones y el flujo de salida; en la tercera se cierra la válvula de salida y empieza a provocar la presión hidrostática, se estabilizan las presiones; la cuarta se abre la válvula y se simula el nivel freático en el nivel cero, se estabilizan presiones y flujo de salida; y la quinta parte se suspende el flujo de entrada y se empieza a drenar el suelo saturado.

suspende el suministro de agua y se empieza drenado de la columna de suelo. Cabe mencionar que, el sensor A8, se sale de rango por mucho, razón por la que se saca del análisis de los datos, y se sustituyó por una interpolación simple ya que estamos suponiendo un comportamiento lineal teórico.

En esta ocasión analizaremos la parte dos de la Figura, ya que nos interesa conocer el gasto que puede infiltrarse de forma permanente el pozo de infiltración, la primera parte es cuando su descarga es libre.

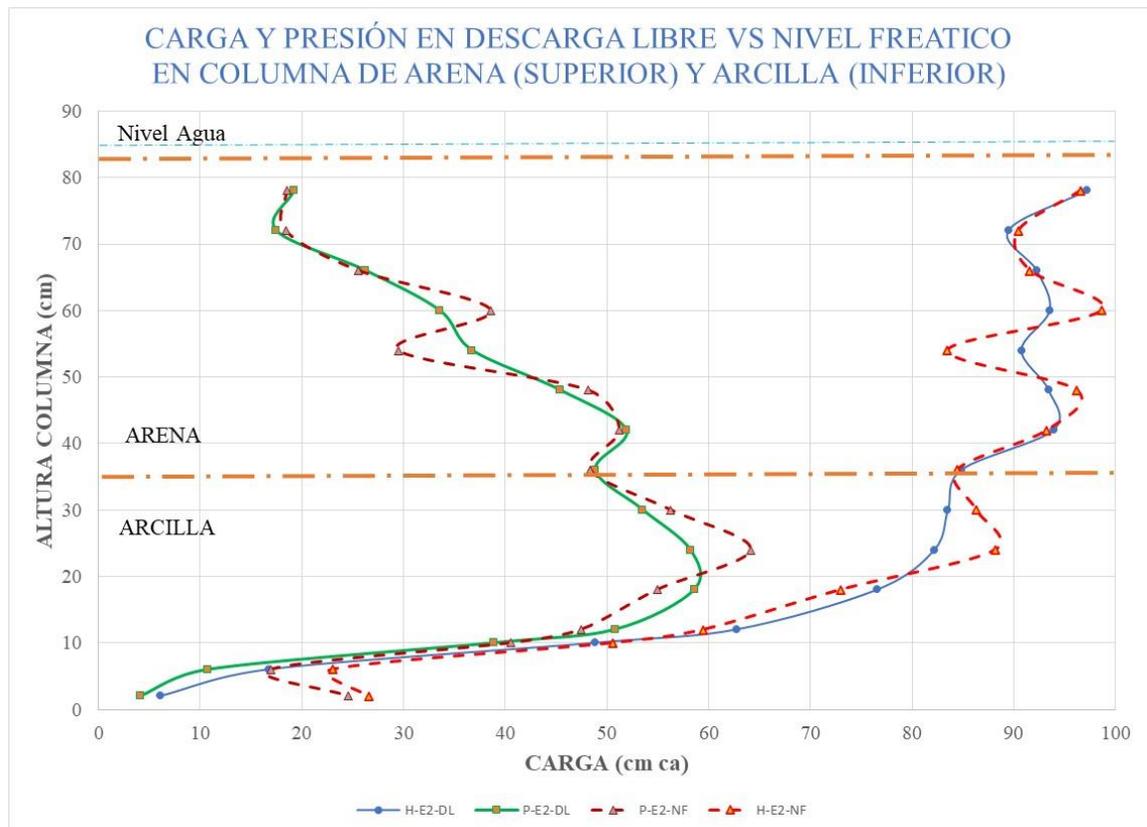


Figura 4.2.- Carga y Presión de la prueba 2.

El Gráfico 4.2 se observa como la presión se incrementa hasta que llega al sensor que está a la altura 24 cm con una tendencia lineal y después decae también de una forma lineal, pero con una pendiente más pronunciada, se puede decir que los dos primeros tercios la presión aumenta y la presión decae el último tercio lo que aumento los primeros dos. Cabe hacer la observación que las presiones se deberían comportar como la presión hidrostática pero el agua va en movimiento y esto puede ocasionar la pérdida de energía por la fricción y las

fuerzas que actúan sobre la partícula de agua en movimiento, lo cual se observa en la Figura 4.2. en la serie de carga H-E2-DL y H-E2-NF.

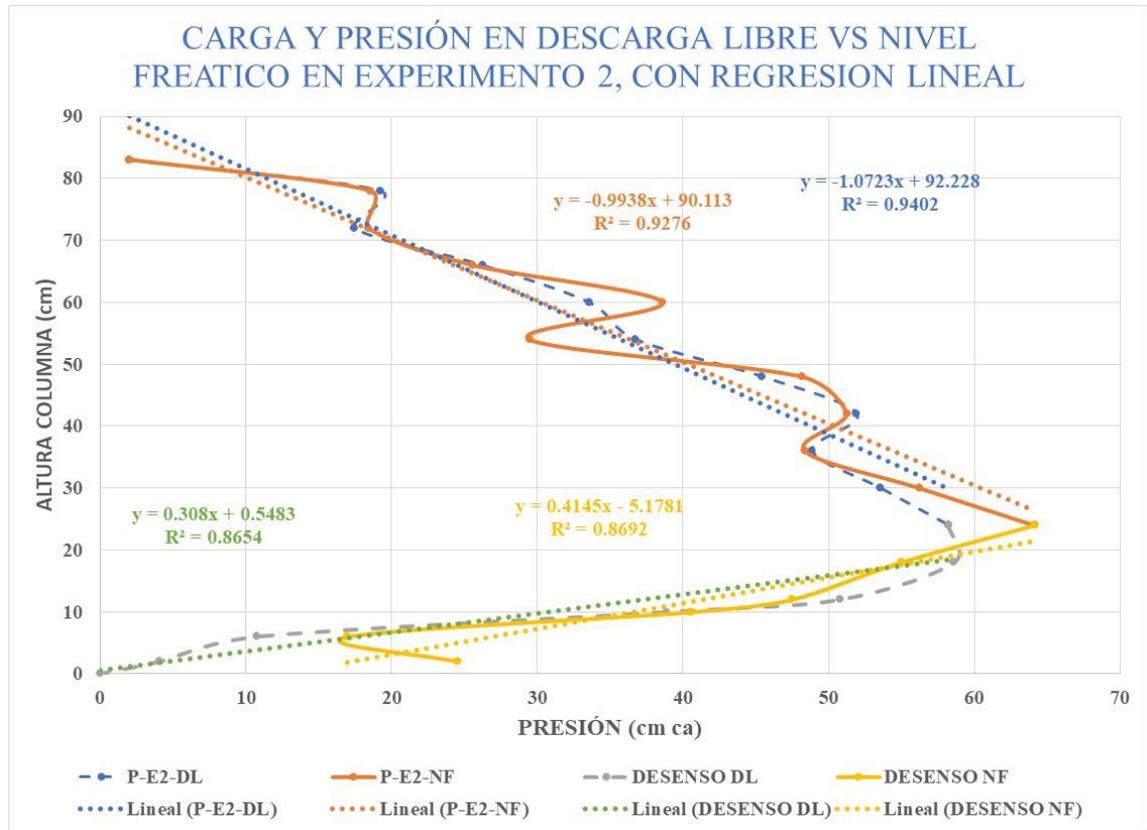


Figura 4.3.- Carga y Presión de la prueba 2 con regresión lineal

La figura 4.3. presenta la regresión lineal que se realizó con los valores de la presión con descarga libre y con nivel freático, y es una tendencia lineal de aumento de presión con el descenso de la altura, con una R^2 de 0.92 con nivel freático y 0.94 para descarga libre, y el descenso de la presión también presenta una tendencia lineal, aunque no se ajusta tan bien como el aumento de presión con una R^2 de 0.86 en ambos casos. Lo anterior nos indica que El coeficiente de correlación entre la Figura de presión con descarga libre (P-E2-DL) y la presión con nivel freático (P-E2-NF), es del 0.9363, que nos indica que existe una gran relación, entre ambas, Así como la carga hidráulica con descarga libre (H-E2-DL) y la carga hidráulica con nivel freático (H-E2-NF), el coeficiente de correlación es 0.9819. Lo anterior

nos indica que el nivel freático no modifica sustancialmente el comportamiento de las presiones y cargas hidráulicas dentro de un pozo de infiltración.

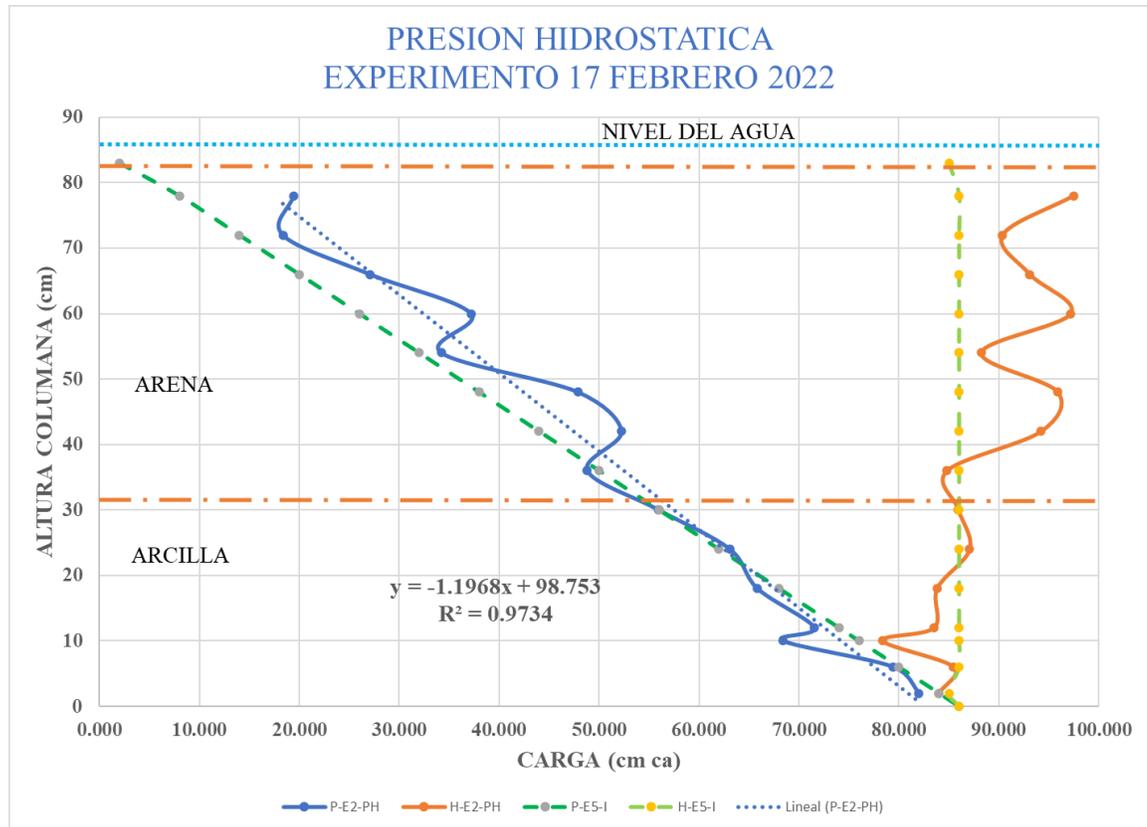


Figura 4.4.- Carga y Presión hidrostática del experimento 2.

En la Figura 4.4 se observa que la presión es muy cercana a la presión ideal en los puntos donde hay arcilla (K_s bajo) y aumenta un poco donde existe la arena (K_s alto), aunque se deben de ajustar los sensores ya que puede ser que estén marcando un poco fuera de rango, el sensor del nivel 42 y 60, el coeficiente de correlación es 0.98659102 que nos indica que es muy cercanos los datos esperados con los datos obtenidos. En términos generales, el comportamiento de la presión hidrostática es muy cercana a lo ideal, la regresión que se sacó con los datos es $R^2 = 0.9734$, lo que podemos pensar que está muy cerca a lo esperado, por lo tanto, el experimento está dentro de parámetros establecidos.

4.2.2. Análisis de Caudales

El caudal que se obtuvo con el aforo es de 0.00010415 l/s comparado con la fórmula de fuentes es de 0.01072 l/s, el cual es 102 veces mayor al valor del obtenido, pero esto es debido a que el área de la columna por donde debe pasar toda el agua que se infiltra es muy pequeña

en relación con el área de infiltración (área de ademe ranurado), y esto debería ser equivalente con la conductividad hidráulica de cada capa para que no se obstruya el flujo hacia el acuífero, al ser la capa inferior una arcilla la K_s es muy baja, lo que se tendría que ampliar el área

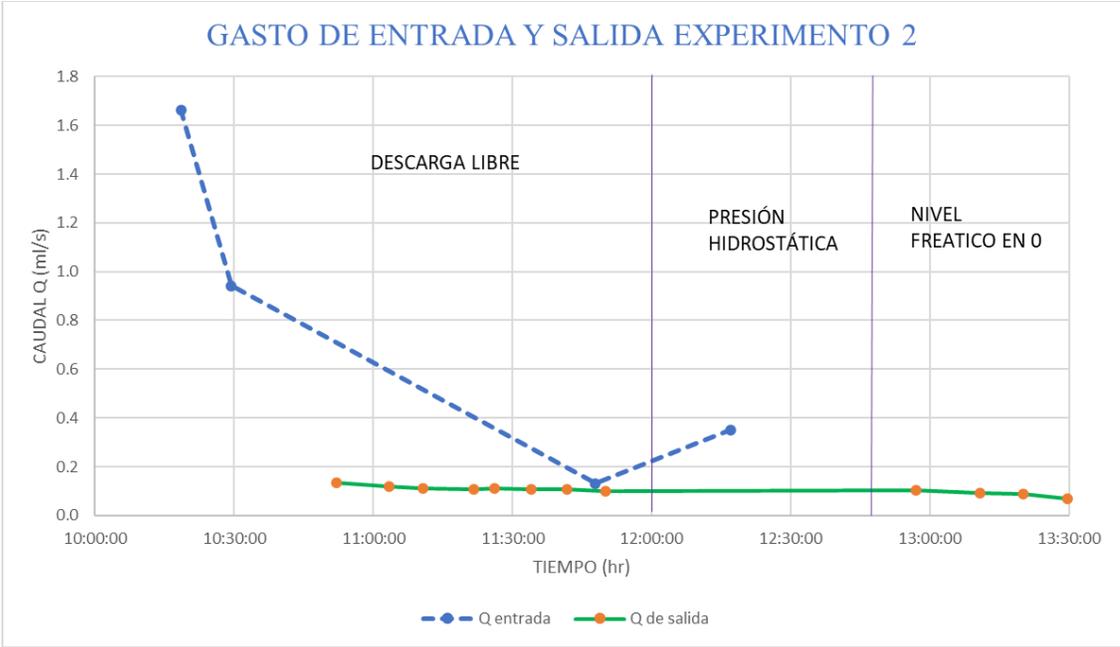


Figura 4.4.- Caudal de entrada y salida del Pozo de infiltración en la prueba 2.

5. EXPERIMENTO 3

Realizado el 15 de marzo del 2022 en el laboratorio de hidráulica de Fluidos UAQ

Modelo físico a escala 1:50 del Pozo de infiltración de condiciones homogéneas e isotrópicas de dos capas de suelo, que en este caso es arena en la parte superior y arcilla en la parte inferior.

5.1. RESULTADOS PRUEBA 3

Los resultados del experimento son los siguientes:

Tabla 5.1.- Principales acciones del experimento 3

Concepto	Tiempo
Inicio de la prueba	09:55 hrs
Inicio de salida de agua por la columna	09:54 hrs
Inicio de agregar agua a sifón	10:21:33 hrs
Inicio de Aforos de salida	10:04 hrs
Última carga al sifón	11:34:28 hrs
Término de la prueba	12:57 hrs

Se agrego agua al pozo de infiltración por medio de un sifón con un bote con agua, se procuró que el nivel del agua se mantuviera en 89 a 90 cm, con una carga de 3 cm sobre el suelo de la columna, permitiendo que bajara como un máximo 2 cm de carga, como se muestra en el Tabla 5.2.

Tabla 5.2. Medición del gasto de entrada al pozo de infiltración prueba 3

Concepto	Tiempo	nivel Bote inicial	nivel Bote final	consumo nivel cm	Nivel en columna	volumen (ml)	Caudal l/s	Caudal ml/s
Niv. suelo	09:55:00	0	22		87			
inicial	09:55:00	22	25	25	89			
Recarga 1	10:08:50	23	25	3	90	1847.256	0.0022	2.226
Recarga 2	10:23:01	23	25	2	90	1231.504	0.0014	1.447
Recarga 3	10:30:46	24	25	1	90	615.752	0.0013	1.324

Recarga 4	10:38:55	24	25	1	90	615.752	0.0013	1.259
Recarga 5	11:04:45	23	25	3	90	1847.256	0.0011	1.147
			TOTAL			6157.522	0.0015	1.481

Volumen suministrado a la prueba = 4.926 litros, con un Caudal promedio a partir de que se empieza a estabilizar a las 10:00, es de $Q_m = 1.4807 \text{ ml/s}$

Se realizaron 5 aforos para determinar el caudal de salina por el método volumétrico (probeta y cronometro), como se muestra en el Tabla 5.3.

Tabla 5.3. Aforo del caudal de salida de la prueba 3

Hora de aforo	Gasto (ml/s)	Gasto (l/s)
10:04	2.222	0.0022
10:05	1.961	0.0020
10:06	1.887	0.0019
10:07	1.852	0.0019
10:08	1.818	0.0018
10:15	1.613	0.0016
10:16	1.515	0.0015
10:17	1.471	0.0015
10:18	1.515	0.0015
10:19	1.449	0.0014
10:30	1.538	0.0015
10:31	1.370	0.0014
10:32	1.389	0.0014
10:34	1.379	0.0014
11:05	1.235	0.0012
11:06	1.429	0.0014
11:07	1.299	0.0013
11:09	1.282	0.0013
11:10	1.299	0.0013
PROMEDIO	1.554	0.0016

Resultado de presiones en los sensores

Tabla 5.4.- Promedio de presiones en la prueba 3

Sensor	altura sensor (cm)	Presión (cm ca)		Presión (cm ca)	
		DESCARGA LIBRE		NIVEL FREATICO 0	
		P-E3-DL	H-E3-DL	P-E3-NF	H-E3-NF
A0	78	21.261	99.261	23.671	101.671
A1	72	17.020	89.020	24.520	96.520
A2	66	16.231	82.231	25.391	91.391
A3	60	38.758	98.758	45.868	105.868
A4	54	27.531	81.531	38.044	92.044
A5	48	44.808	92.808	46.307	94.307
A6	42	64.392	106.392	71.916	113.916
A7	36	48.784	84.784	60.844	96.844
A8	30	44.805	74.805	54.988	84.988
A9	24	35.992	59.992	56.455	80.455
A10	18	0.248	18.248	22.299	40.299
A11	12	0.288	12.288	6.851	18.851
A12	10	5.601	15.601	12.356	22.356
A13	6	0.389	6.389	17.661	23.661
A14	2	10.998	12.998	34.246	36.246
Coeficiente de Correlación		0.942	0.987		

Tabla 5.5.- Presión hidrostática en la prueba 3

Sensor	altura sensor (cm)	PRESION HIDROSTATICA		PRESION IDEAL	
		P-E3-PH	H-E3-PH	P-E3-PI	H-E3-PI
A0	78	24.986	102.986	13	91
A1	72	15.461	87.461	19	91
A2	66	23.244	89.244	25	91
A3	60	35.901	95.901	31	91
A4	54	40.300	94.300	37	91
A5	48	41.658	89.658	43	91
A6	42	54.280	96.280	49	91
A7	36	68.892	104.892	55	91
A8	30	65.395	95.395	61	91
A9	24	66.510	90.510	67	91

Sensor	altura sensor (cm)	PRESION HIDROSTATICA		PRESION IDEAL	
		P-E3-PH	H-E3-PH	P-E3-PI	H-E3-PI
A10	18	69.795	87.795	73	91
A11	12	75.306	87.306	79	91
A12	10	78.451	88.451	81	91
A13	6	84.131	90.131	85	91
A14	2	87.616	89.616	89	91
	0	89.616	91.616	91	91
Coefficiente de Correlación		0.979			

Determinación de la conductividad hidráulica (Ks)

Para el estrato que estaba abajo se determinó la Ks con la fórmula de Darcy; el método de carga constante con la presión que marca el sensor en el punto y con la carga total de la columna y la fórmula de Hasen.

Tabla 5.6. Determinación de la Ks por varias fórmulas experimento 3

Formula	Ks (m/día)
Fuentes	0.267
Darcy	4.633
Método de la carga constante (valor de sensor)	5.504
Método de la carga constante (valor de columna)	3.861
Hasen	6.563
promedio	4.165

Se procede a determinar el gasto por la fórmula de Fuentes et al (2020)

Tabla 5.7. Cálculo del caudal con la fórmula de Fuentes et al (2020) prueba 3

CAPA	H= carga	hpj=Pj/H	Pj	Cj	Ks	Q0j	Q0j
	m	m	m		m/día	m3/día	l/s
Estrato 1	0.430	0.90698	0.39000	6.90044	0.33079	0.04581	0.00053
Estrato 2	0.910	0.52747	0.48000	4.22888	4.48023	1.53369	0.01775
$\pi R^2 * K_{s1}$					4.48023	0.00015	0.00000

Q total						1.57965	0.01828
----------------	--	--	--	--	--	---------	---------

Hacemos el ejercicio de cuánta agua se puede infiltrar en a un pozo de escala 50 veces el tamaño de la prueba tenemos el resultado de la prueba 3.

Tabla 5.8. Cálculo del caudal con la fórmula de Fuentes et al (2020) a escala 50:1, prueba 3

CAPA	H= carga	hpj=Pj/H	Pj	Cj	Ks	Q0j	Q0j
	m	m	m		m/día	m3/día	l/s
Estrato 1	21.500	0.90698	19.50000	6.90044	0.33079	114.53177	1.32560
Estrato 2	45.500	0.52747	24.00000	4.22888	4.48023	3834.22526	44.37761
$\pi R^2 * K_{s1}$					4.48023	0.37167	0.00430
Q total						3949.12869	45.70751

5.2. ANALISIS DE RESULTADOS

5.2.1. Análisis de presiones

El experimento se realizó en el laboratorio de hidráulica de fluidos de la UAQ, el día 15 de marzo del 2022, el cual inicio a las 09:55 hr y termino a la 12:57 hr, se toman lecturas cada segundo y se hace el promedio cada 20 segundos, tomando 541 lecturas de 15 sensores para 8,115 datos.

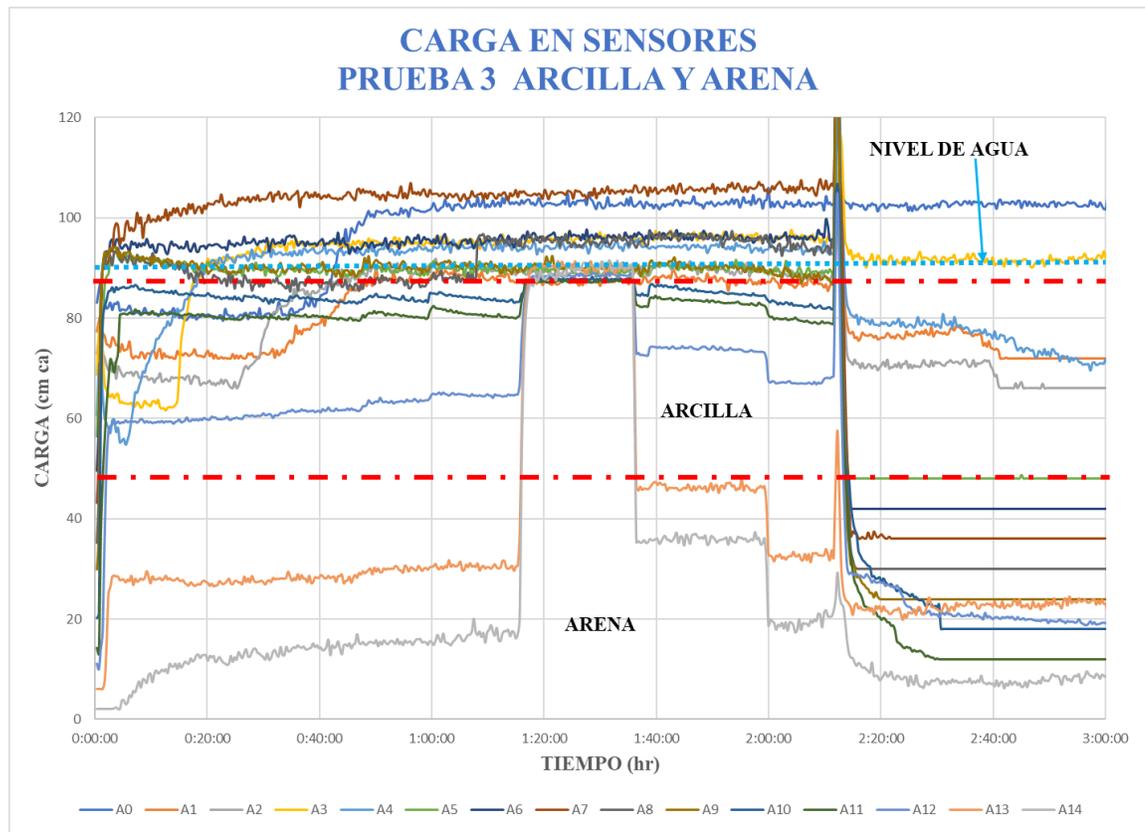


Figura 5.1. Datos recopilados de la prueba 3 de la Carga Vs tiempo

En la Figura 5.1. se puede observar la evolución de las presiones a lo largo del tiempo que dura el experimento, se divide en 5 partes, la primera es a descarga libre con el suelo seco, como se va humedeciendo este; la segunda a descarga libre el suelo ya húmedo y se estabilizan las presiones y el flujo de salida; en la tercera se cierra la válvula de salida y empieza a provocar la presión hidrostática, se estabilizan las presiones; la cuarta se abre la válvula y se simula el nivel freático en el nivel cero, se estabilizan presiones y flujo de salida; y la quinta parte se suspende el flujo de entrada y se empieza a drenar el suelo saturado. Cabe mencionar que, el sensor A7, se sale de rango por mucho, razón por la que se saca del análisis de los datos, y se sustituyó por una interpolación simple ya que estamos suponiendo un comportamiento lineal teórico.

En esta ocasión analizaremos la parte dos de la Figura, ya que nos interesa conocer el gasto que puede infiltrarse de forma permanente el pozo de infiltración, la primera parte es cuando su descarga es libre.

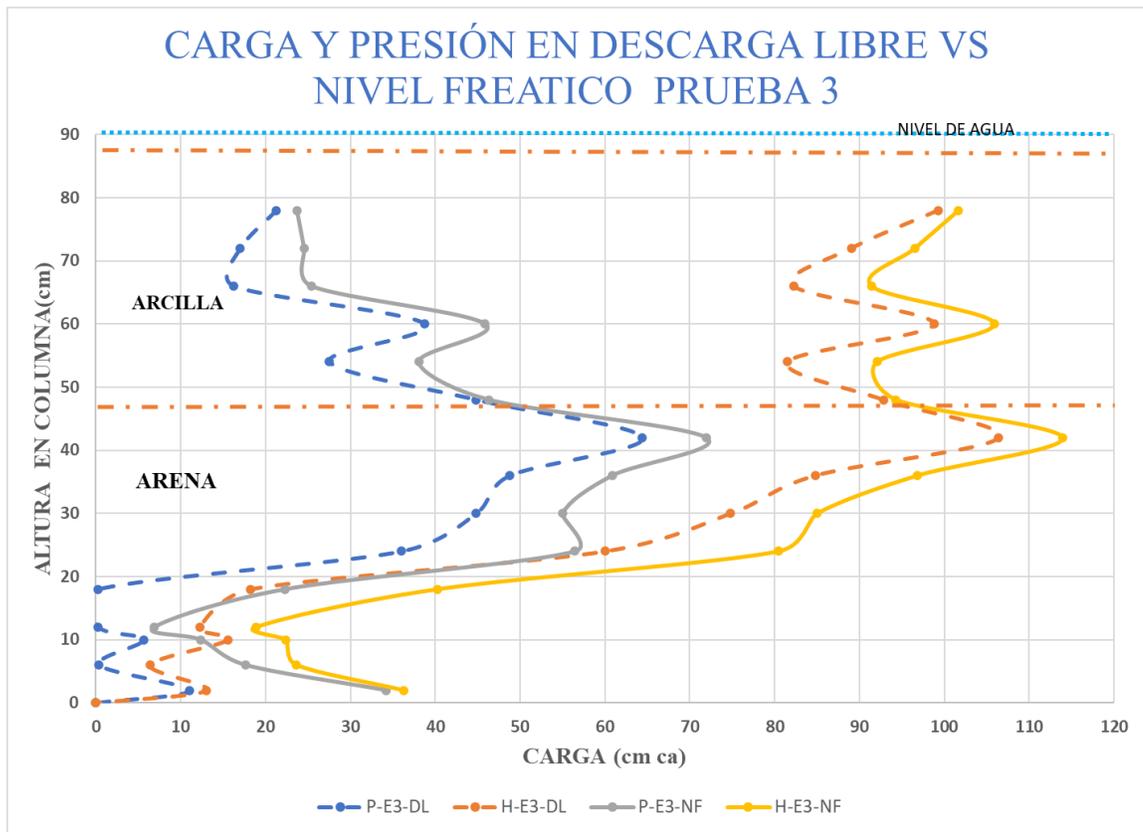


Figura 5.2.- Carga y Presión de la prueba 3.

El Gráfico 5.2. se observa como la presión se incrementa hasta que llega al sensor que está a la altura 42 cm con una tendencia lineal y después decae también de una forma lineal, pero con una pendiente más pronunciada hasta el nivel 18 y vuelve a levantar la presión. Cabe hacer la observación que las presiones se deberían comportar como la presión hidrostática pero el agua va en movimiento y esto puede ocasionar la pérdida de energía por la fricción y las fuerzas que actúan sobre la partícula de agua en movimiento, lo cual se observa en la Figura en la serie de carga, así como en la parte inicial, se puede decir que la presión hidrostática se manifiesta, pero no en agua limpia, sino con material en suspensión.

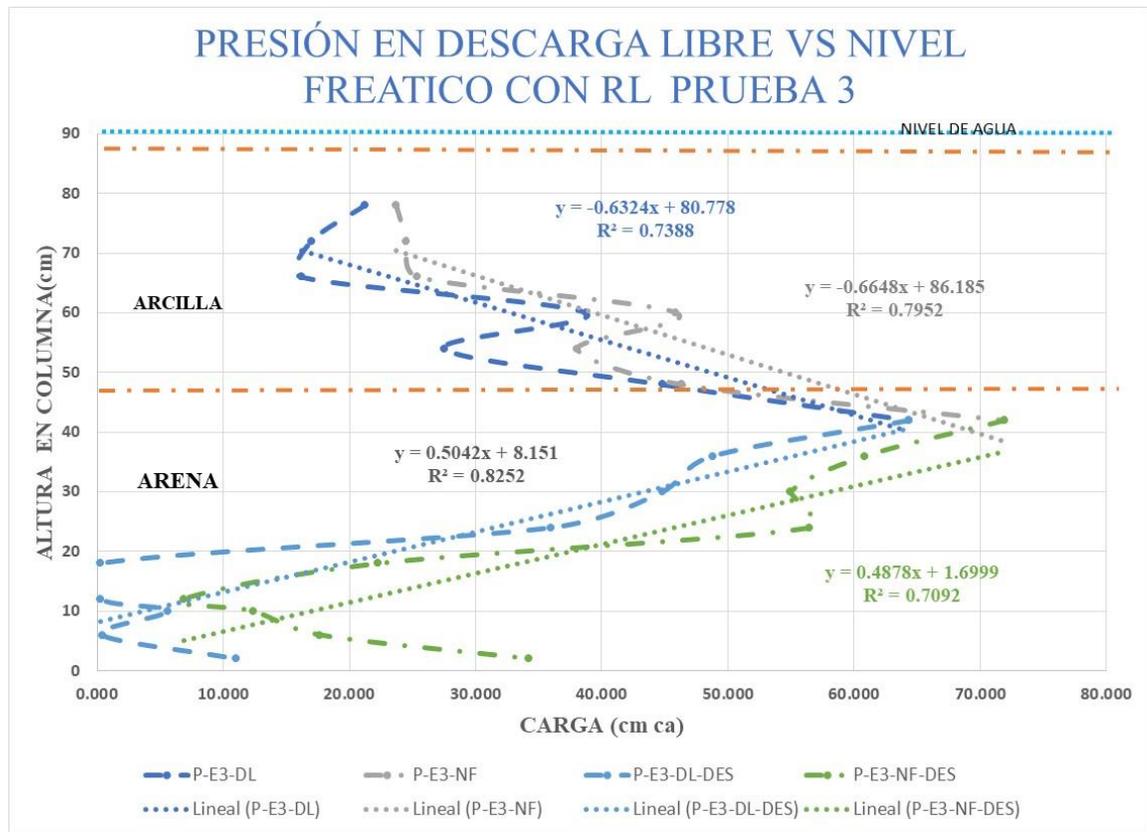


Figura 5.3.- Presión con regresión lineal de la prueba 3

El coeficiente de correlación entre la presión con descarga libre (P-E3-DL) y la presión con nivel freático (P-E3-NF), es del 0.942298306, que nos indica que existe una gran relación, entre ambas, Así como la carga hidráulica con descarga libre (H-E3-DL) y la carga hidráulica con nivel freático (H-E3-NF), el coeficiente de correlación es 0.986743694. Lo anterior nos indica que el nivel freático no modifica sustancialmente el comportamiento de las presiones y cargas hidráulicas dentro de un pozo de infiltración.

El gráfico 5.3. se puede apreciar que la regresión lineal de la parte superior de la gráfica tiene una $R^2 = 0.74$ y 0.79 de las líneas de presión con descarga libre y con descarga con nivel freático, como la arcilla esta en la parte superior hace que la presión se vaya incrementando un poco más que donde hay arena, y cuando pasa a la arena la caída de presión es mayor, hasta que llega a un nivel arriba del cero en las dos líneas (descarga libre y con nivel freático) por la mayor conductividad hidráulica. Las regresiones lineales con valores de $R^2 = 0.71$ y 0.82 , la primera con descarga libre y la segunda con nivel freático, en este caso la línea con

nivel freático presento mejor tendencia hacia lo teórico, aunque el ajuste es bajo, pero nos brinda una imagen del comportamiento de las presiones.

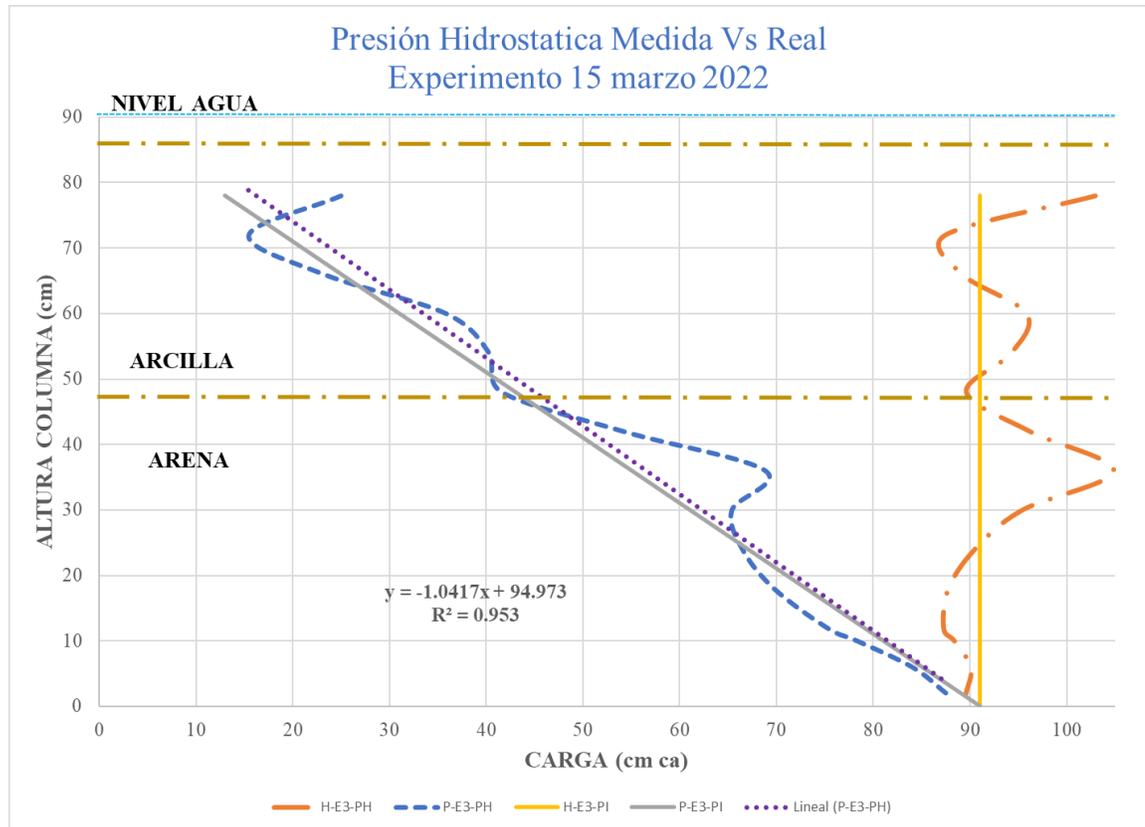


Figura 5.4.- Presión Hidrostática de la prueba 3.

En la Figura 5.4. se puede observar que la regresión lineal, la línea de la presión Ideal (Lineal P-E3-PH), es muy cercana a la presión ideal teórica (P-E3-PI), y dicha regresión lineal tiene una r^2 de 0.953

5.2.2. Análisis de Caudales

El caudal que se obtuvo con el aforo es de 0.001554 l/s comparado con la fórmula de fuentes es de 0.01828 l/s, el cual es 12.18 veces mayor al valor del obtenido, pero esto es debido a que el área de la columna por donde debe pasar toda el agua que se infiltra es muy pequeña en relación con el área de infiltración (área de ademe ranurado), y esto debería ser equivalente con la conductividad hidráulica de cada capa para que no se obstruya el flujo hacia el acuífero, al ser la capa inferior una arena la K_s , lo que se tendría que ampliar el área

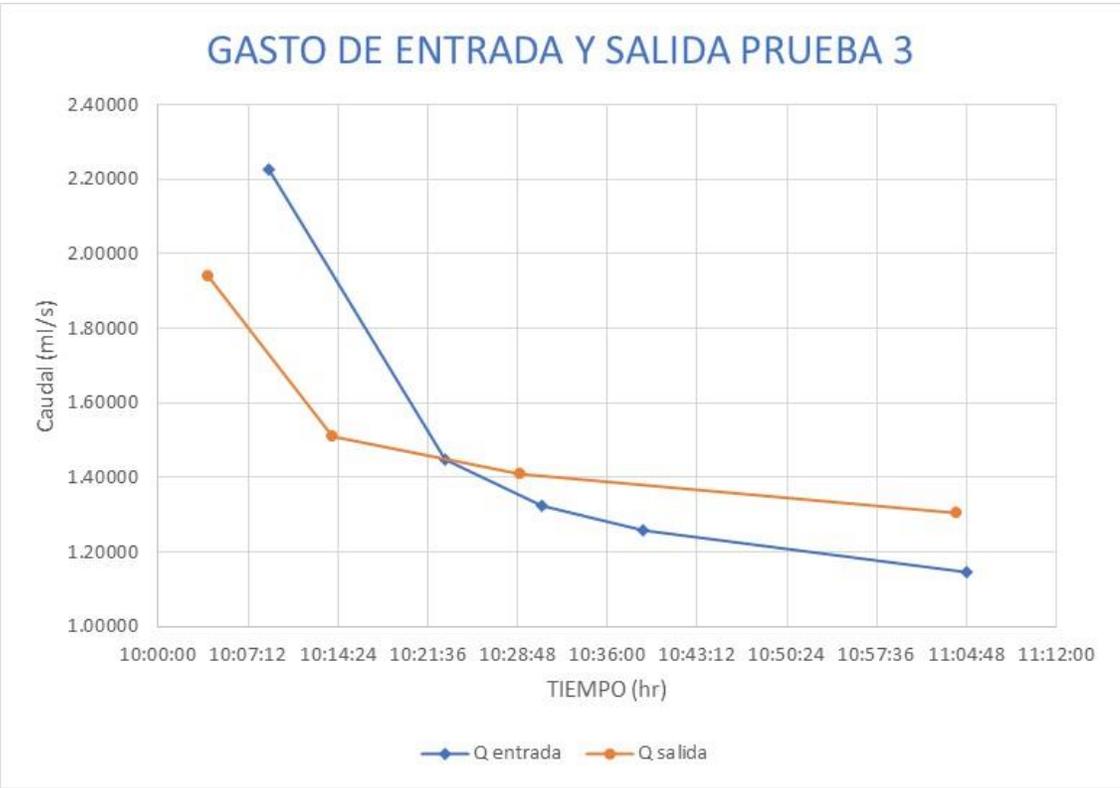


Figura 5.5.- Caudal de entrada y salida del Pozo de infiltración en la prueba 3.

6. EXPERIMENTO 4

Realizado el 22 de abril del 2022 en el laboratorio de Hidráulica de Fluidos de la UAQ

Modelo físico a escala 1:75 del Pozo de infiltración ubicado en el fraccionamiento de Compuertas del Campestre, en la Cd de Celaya, Gto.

Estratigrafía

Corte litológico del pozo de absorción		Compuertas del Campestre			
PROFUNDIDAD (m)		MATERIAL ENCONTRADO			
0		0			
2		ARCILLA CON ALTO CONTENIDO			
4		4 DE MATERIA ORGANICA			
6					
8					
10					
12					
14					
16		ARCILLA COMPACTA, ARENA MUY FINA Y			
18		GRANULOS DE CALICHE,			
20		CON GRANULOS DE ROCAS IGNEAS ACIDAS			
22					
24					
26					
28					
30					
32		32 GRAVA (2-5 CM DE DÍAM.) GRANULOS DE			
34		34 ROCAS IGNEAS ACIDAS, ARENA DE GRANO MUY FINO			
36		A MEDIO. ALTO CONTENIDO DE CUARZO			
38					
40					
42		ARENAS DE GRANO MUY FINO A MEDIO, GRANULOS			
44		DE ROCAS IGNEAS ACIDAS, ARCILLA COMPACTA,			
46		TRAZAS DE CALICHE			
48					
50		50			

Figura 6.1.- Corte litológico del Pozo de infiltración de Compuertas del Campestre, Celaya, Gto. Fuente: JUMAPA.

La Figura 6.1. muestra que existen como el suelo es muy heterogéneo, presentando 4 capas, la escala que se tenía contemplada es la escala 1:50, pero esta nos deja una altura de suelo superior a la columna que existe en laboratorio por lo que se ajustó a la escala 1:75, quedando las capas como se muestran en el Tabla 6.1.

Tabla 6.1.- Estratigrafía del suelo para el experimento del pozo de infiltración de Compuertas del Campestre.

Estrato	Material	Espesor capa (cm)
Estrato 1	terreno natural	5.3
Estrato 2	arcilla compacta y arena fina	37.3
Estrato 3	grava	2.7
Estrato 4	Arena fina y arcilla	21.3
Estrato 5	Arena fina y arcilla	13.3
	Total	79.9

Fuente: JUMAPA.

6.1. RESULTADOS

Los resultados del experimento son los siguientes:

Tabla 6.2.- Principales acciones del experimento prueba 4

Concepto	Tiempo
Inicio de la prueba	10:20 hrs
Inicio de salida de agua por la columna	10:44 hrs
Inicio de agregar agua a sifón	10:25 hrs
Inicio de Aforos de salida	10:46 hrs
Cierre de válvula para la presión hidrostática	12:40 hrs
Apertura de válvula para quitar la presión hidrostática	13:40 hrs
Última carga al sifón	14:46 hrs
Término de la prueba	16:10 hrs

Se agrego agua al pozo de infiltración por medio de un sifón con un bote con agua, se procuró que el nivel del agua se mantuviera en 90 cm, con una carga de 5 cm sobre el suelo de la columna, permitiendo que bajara como un máximo 2 cm de carga, como se muestra en el Tabla 6.3.

Tabla 6.3. Medición del gasto de entrada al pozo de infiltración en la prueba 4

Concepto	Tiempo	nivel Bote inicial	nivel Bote final	consumo en nivel cm	Nivel en columna	volumen (l)	Caudal l/s	Caudal ml/s
Nivel suelo inicial	10:20:00	0	12		80	0		
arranque	10:20:00	12	14	2	82	1.232		
Recarga 1	10:22:00	14	16	2	84	1.232	0.02053	20.525
Recarga 2	10:25:58	12	14	2	82	1.232	0.00518	5.175
Recarga 3	10:38:02	13	14	1	82	0.616	0.00085	0.850
Recarga 4	11:14:24	12	14	2	82	1.232	0.00056	0.565
Recarga 5	12:26:24	14	15	1	83	0.616	0.00014	0.143
Recarga 6	14:20:09	14	15	1	83	0.616	0.00009	0.090
Recarga 6	14:46:13	13.6	15.6	2	83.6	1.232	0.00079	0.787
TOTAL				13		8.005	0.00050	0.501

Volumen suministrado a la prueba = 8.005 l,

Se realizaron 7 aforos, 4 a descarga libre y 3 con el nivel freático en cero, como se muestra en el Tabla 6.4,

Tabla 6.4. Aforo del caudal de salida del pozo de infiltración prueba 4

Tiempo del Aforo	Caudal (ml/s)	Caudal (l/s)	Tipo de prueba
10:51	0.165	0.00016	DL
10:57	0.134	0.00013	DL
11:09	0.136	0.00014	DL
11:22	0.129	0.00013	DL
11:35	0.130	0.00013	
11:48	0.125	0.00012	
12:15	0.127	0.00013	
12:22	0.119	0.00012	
12:29	0.121	0.00012	
12:35	0.120	0.00012	
13:57	0.123	0.00012	NF
PROMEDIO	0.135	0.00013	TOTAL
PROME DL	0.141	0.00014	DL
PROME NF	0.127	0.00012	NF

DL= descarga libre, NF= Nivel freático en 0.

Resultado de presiones en los sensores

Tabla 6.5.- Promedio de presiones en el Pozo de infiltración prueba 4

Sensor	altura sensor (cm)	Presión (cm ca)		Altura (cm)	
		DESCARGA LIBRE		NIVEL FREATICO EN 0	
		P-E4-DL	H-E4-DL	P-E4-NF	H-E4-NF
A0	78	35.728	113.728	42.886	120.886
A1	72	22.557	94.557	25.417	97.417
A2	66	24.259	90.259	26.998	92.998
A3	60	44.171	104.171	46.574	106.574
A4	54	33.138	87.138	36.795	90.795
A5	48	62.298	110.298	64.842	112.842
A6	42	73.663	115.663	78.707	120.707
A7	36	50.954	86.954	54.345	90.345
A8	30	76.165	106.165	79.480	109.480
A9	24	77.550	101.550	82.203	106.203
A10	18	64.577	82.577	64.822	82.822
A11	12	63.732	75.732	63.444	75.444
A12	10	62.030	72.030	59.376	69.376
A13	6	3.151	9.151	8.718	14.718
A14	2	12.198	14.198	18.211	20.211
Coeficiente de correlación		0.995	0.997		

Tabla 6.6.- Promedio de presiones hidrostáticas en el Pozo de infiltración prueba 4

Sensor	altura sensor (cm)	Presión (cm ca)		Altura (cm)	
		DESCARGA LIBRE		NIVEL FREATICO EN 0	
		P-E4-PH	H-E4-PH	P-E4-PI	H-E4-PI
A0	78	41.629	119.629	6	84
A1	72	24.149	96.149	12	84
A2	66	25.965	91.965	18	84
A3	60	44.771	104.771	24	84
A4	54	35.644	89.644	30	84
A5	48	63.390	111.390	36	84
A6	42	76.349	118.349	42	84
A7	36	52.491	88.491	48	84
A8	30	78.332	108.332	54	84
A9	24	80.602	104.602	60	84
A10	18	65.468	83.468	66	84
A11	12	72.429	84.429	72	84
A12	10	70.266	80.266	74	84
A13	6	85.532	91.532	78	84

A14	2	87.333	89.333	82	84
	0	89.333	91.333	84	84
Coeficiente de correlación		0.861322956	0.861		

Determinación de la conductividad hidráulica (Ks)

Para el estrato que estaba abajo se determinó la Ks con la fórmula de Darcy; el método de carga constante con la presión que marca el sensor en el punto y con la carga total de la columna y la fórmula de Hasen, para las otras capas sólo con Hasen ajustado por el promedio de las otras fórmulas.

Tabla 6.7. Determinación de la Ks por varias formas prueba 4

Formula	Ks (m/día)
Fuentes	0.077
Darcy	0.472
Método de la carga constante (valor de sensor)	0.404
Método de la carga constante (valor de columna)	0.349
Hasen	2.363
Promedio	0.733

Se procede a determinar el gasto por la fórmula de Fuentes et al (2021)

Tabla 6.8. Cálculo del caudal con la fórmula de Fuentes et al (2021), en prueba 4

CAPA	H	$h_{pj}=P_j/H$	P_j	C_j	Ks	Q_{0j}	Q_{0j}
	m	m	m		m/día	m ³ /día	l/s
Estrato 1	0.103	0.515	0.053	1.966	2.363	0.021	0.000
Estrato 2	0.476	0.784	0.373	5.893	1.271	0.188	0.002
Estrato 3	0.503	0.054	0.027	0.144	143.865	4.569	0.053
Estrato 4	0.716	0.297	0.213	1.912	0.472	0.070	0.001
$\pi * R^2 * K_{s1}$					0.472	0.000	0.000
Q Total						4.849	0.056

Sí hacemos lo mismo considerando las capas reales del pozo de absorción, como se muestra en el Tabla 6.9. Se puede observar que cambia el coeficiente de forma (C_j), por las

condiciones que variaron, la conductividad hidráulica es la misma, y el gasto obtenido es el que se muestra en el Tabla 6.9.

Tabla 6.9.- Cálculo del gasto de infiltración en condiciones ideales Pozo de infiltración Compuertas del Campestre

CAPA	H	$h_{pj}=P_j/H$	P_j	C_j	K_s	Q_{0j}	Q_{0j}
	m	m	m		m/día	m ³ /día	l/s
Estrato 1	6.3	0.640	4.0	2.203	2.363	107.815	1.248
Estrato 2	34.3	0.818	28.0	5.791	1.271	1080.687	12.508
Estrato 3	36.3	0.055	2.0	0.128	143.865	28173.020	326.077
Estrato 4	52.3	0.306	16.0	1.836	0.472	413.661	4.788
$\pi \cdot R^2 \cdot K_{s1}$					0.472	0.138	0.002
Q Total						29775.321	344.622

La escala que se utilizo es 1:75, aplicando la escala a 0.05612 l/s el resultado es de 315.6833 l/s, que es el 91.6% del valor, este valor no es más cercano al 100% por que los diámetros de los ademes no están escalados, porque no existen tubos comerciales del tamaño requerido.

6.2. ANALISIS DE RESULTADOS

6.2.1. Análisis de presiones

El experimento se realizó en el laboratorio de hidráulica de fluidos de la UAQ, el día 22 de abril del 2022, el cual inicio a las 10:20 hr y termino a la 16:10 hr, se toman lecturas cada segundo y se hace el promedio cada 20 segundos, tomando 915 lecturas de 15 sensores para 13,725 datos.

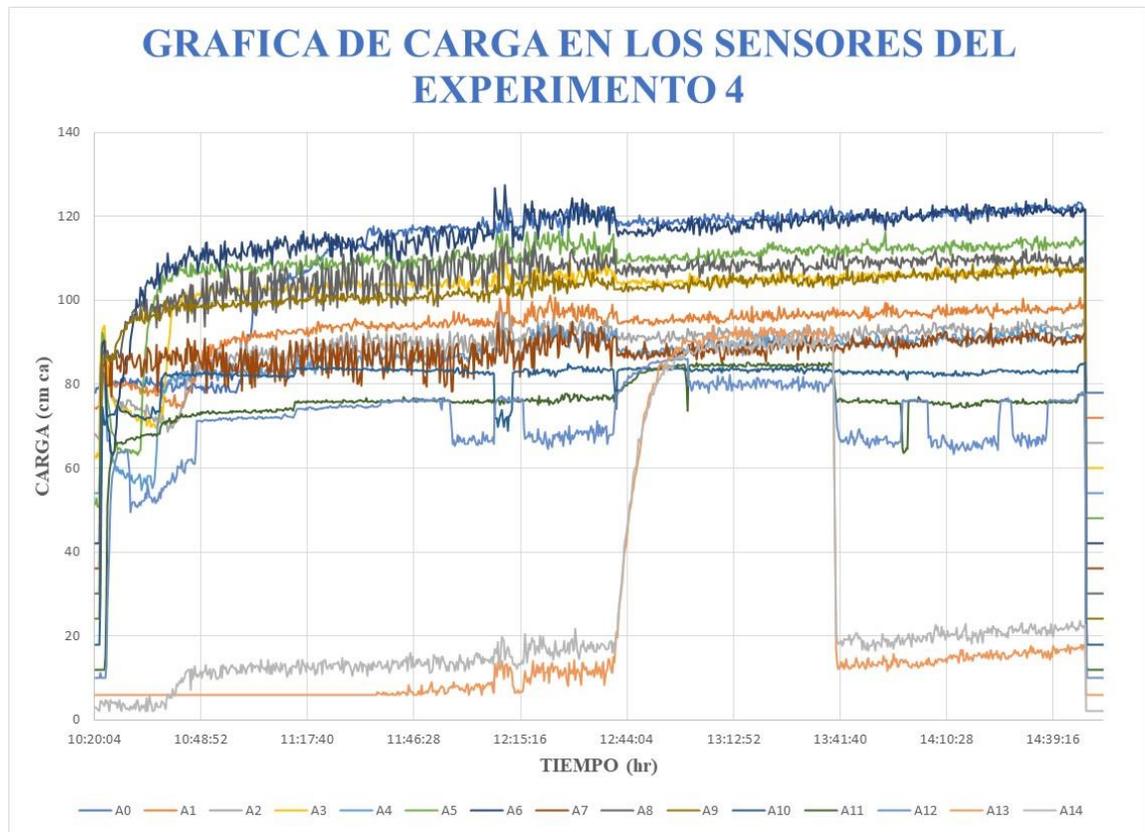


Figura 6.1. Datos recopilados del experimento 4 de la carga Vs tiempo

En la Figura 6.1. se puede observar la evolución de las presiones a lo largo del tiempo que dura el experimento, se divide en 5 partes, la primera es a descarga libre con el suelo seco, como se va humedeciendo este; la segunda a descarga libre el suelo ya húmedo y se estabilizan las presiones y el flujo de salida; en la tercera se cierra la válvula de salida para provocar la presión hidrostática, como se observa en la Figura en la parte central, como los sensores de la 8 al 15 se eleva súbitamente las presiones, se estabilizan; en la cuarta se abre válvula con el nivel freático en 0, se estabilizan las presiones y el flujo de salida; en la quinta parte se suspende el suministro de agua y se empieza drenado de la columna de suelo.

En esta ocasión analizaremos las partes dos, tres y cuatro de la Figura, ya que nos interesa conocer el gasto que puede infiltrarse de forma permanente el pozo de infiltración, la primera parte es cuando su descarga es libre, la segunda parte es para ver que están trabajando bien los sensores y procurar que el suelo está totalmente saturado y la tercera parte es cuando el nivel freático está en el nivel cero.

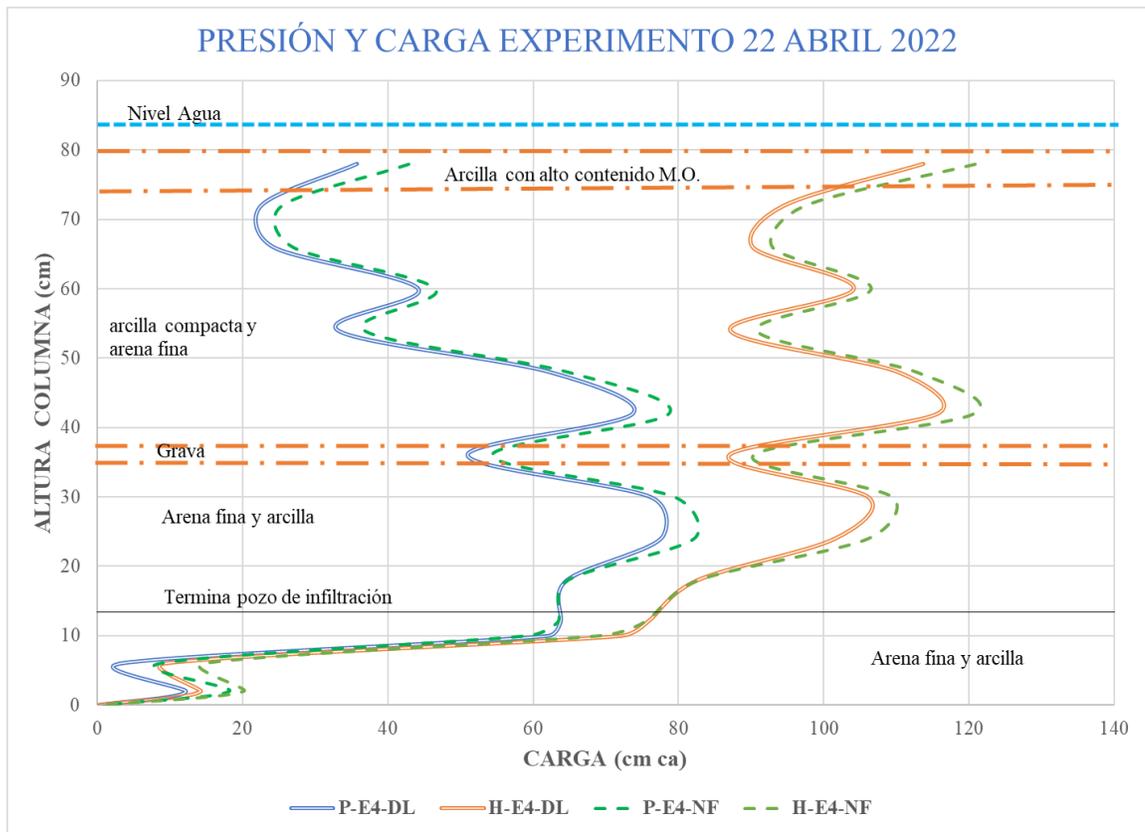


Figura 6.2.- Carga y Presión del experimento 4. P= presión, E4= experimento 7, DL= descarga libre, NF= nivel freático en 0.

El Gráfico 6.2. se observa como la presión baja en las capas donde hay grava (K_s alta) y la presión sube en los estratos donde hay arcilla (K_s baja). También podemos decir que, en la presenta una caída de presión muy drástica en la parte de la descarga libre después de donde termina el pozo de infiltración a la altura de 10 cm, se presenta una caída de presión muy grande de 58 cm, lo que se muestra en todas las series. El comportamiento de las series con descarga libre (DL) y con nivel freático (NF), se comportan muy similares, con las mismas tendencias y con pocas diferencias, la correlación que se presenta entre la presión a descarga libre y con nivel freático en 0 es de 0.9948, así mismo la correlación de la carga es de 0.9968, las cuales son muy altas e indican que tienen el mismo comportamiento.

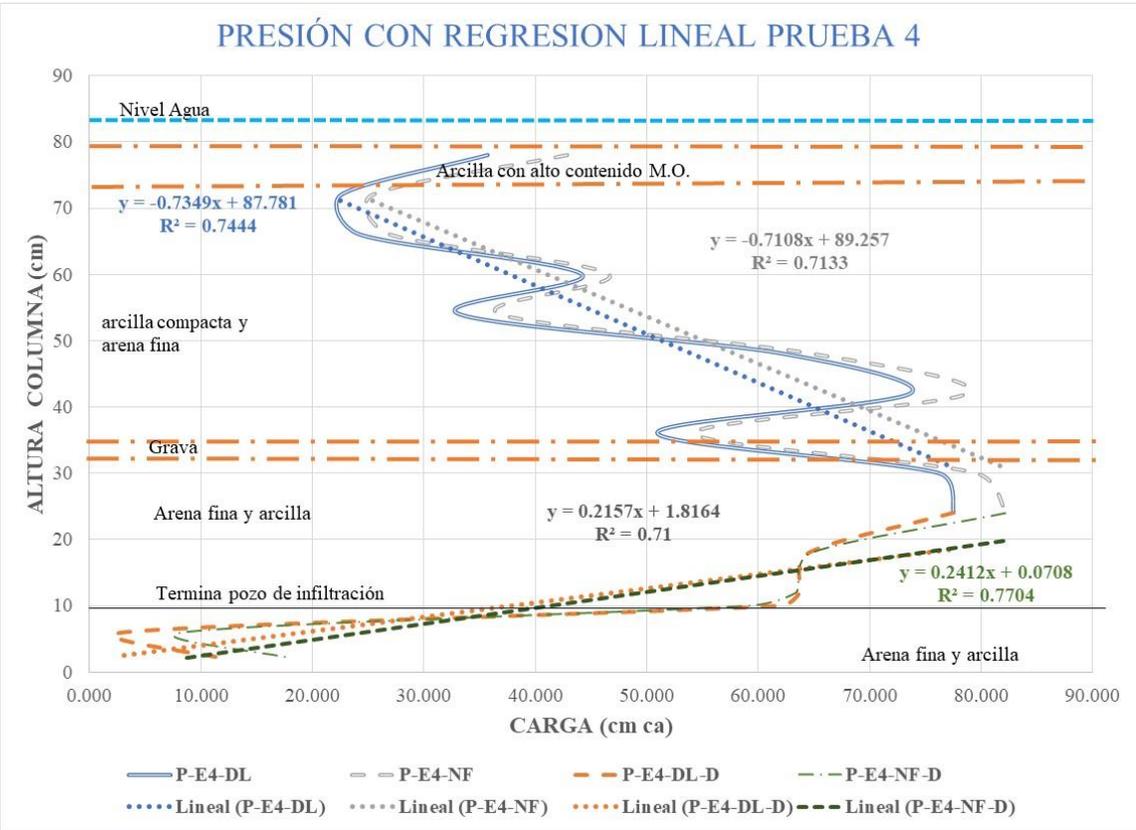


Figura 6.3.- Presión con regresión lineal del experimento 4. P= presión, E4= experimento 7, DL= descarga libre, NF= nivel freático en 0

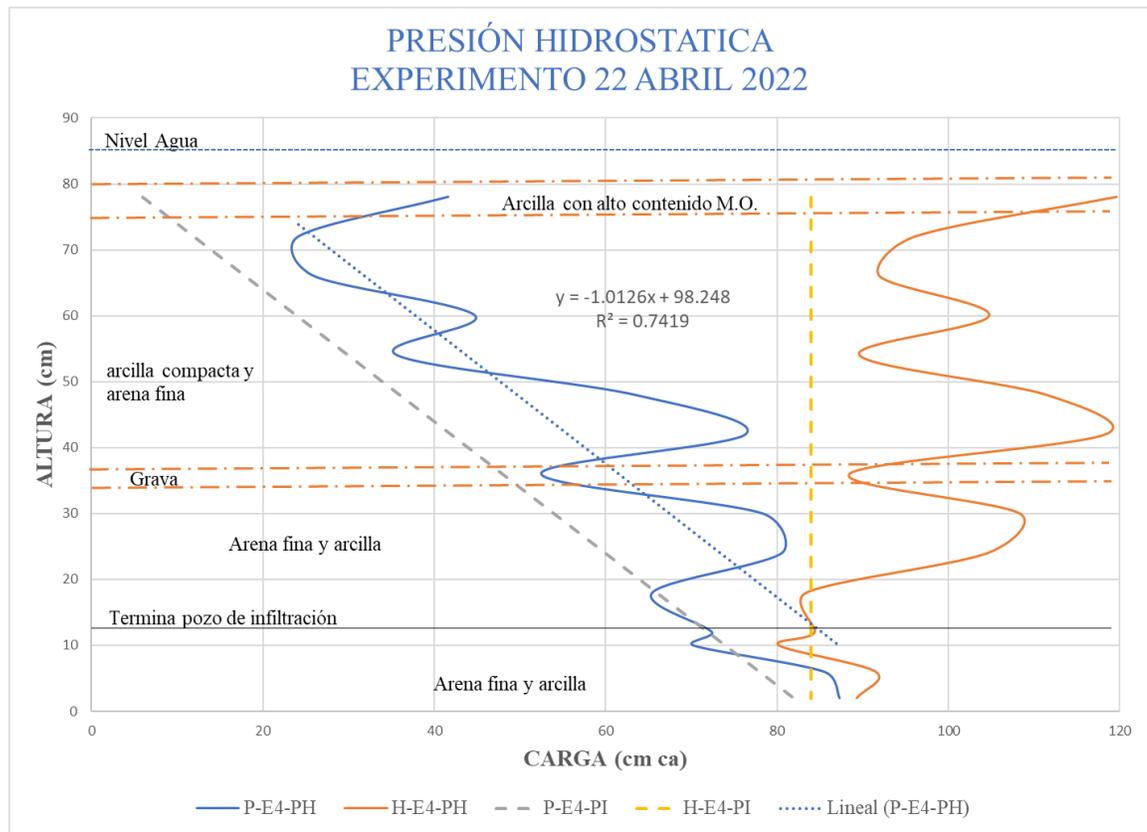


Figura 6.4.- Carga y Presión hidrostática del experimento 4.

En la Figura 6.4. se observa que la presión aumenta en los puntos donde hay arcilla (K_s bajo) y disminuye donde existe la grava (K_s alto), en el sensor del nivel 42 al 36 baja 23 cm ca y sube nuevamente 25.2 cm ca con el sensor del nivel 30, solo en por el cambio de material, de una arcilla a una grava. En términos generales, el comportamiento de la presión hidrostática a la presión ideal no es tan alta, ya que el coef. De correlación es del 0.8613, la regresión que se sacó con los datos es $R^2 = 0.74.19$, ya que presenta variaciones de presión en pequeños tramos, aunque sí presenta la tendencia de aumento cuando aumenta la profundidad, por lo tanto, el experimento está dentro de parámetros establecidos.

6.2.2. Análisis de Caudales

El caudal que se obtuvo con el aforo es de 0.000135188 l/s comparado con la fórmula de fuentes es de 0.05612 l/s, el cual es 415 veces mayor al valor del obtenido, pero esto es debido a que el área de la columna por donde debe pasar toda el agua que se infiltra es muy pequeña en relación con el área de infiltración (área de ademe ranurado), y esto debería ser equivalente

con la conductividad hidráulica de cada capa para que no se obstruya el flujo hacia el acuífero. El gasto que se obtuvo en la prueba realizada por el Ing. Vicente Arturo Camargo Valencia el 07 de julio del 2005, según su informe de esa fecha el promedio del gasto fue de 37.71 l/s, con un gasto inicial de 70 l/s y un final de 17.97 l/s. Los resultados que nos arrojan a escala real con la fórmula de Fuentes et al (2020), nos dice que el pozo en condiciones de las capas homogéneas, isotrópicas es de 315.68 l/s, que es un excelente gasto para un pozo de infiltración. No es comparable el gasto que se obtuvo en la prueba de infiltración en campo, con las fórmulas utilizadas, ya que en la prueba no se realizó en condiciones adecuadas, las descargas de las pipas se terminaron y no mencionan que se saturara el pozo a su nivel máximo.

En el Gráfico 6.5. se aprecia como se espera el gasto de entrada al inicio de la prueba es grande, ya que el suelo esta seco y está haciendo una presión negativa, y el ademe está vacío, por lo que el agua ocupa rápidamente ese espacio, también la zona de grava es rápidamente llenada por agua, se ve un gasto bajo posteriormente, que no concuerda con lo esperado y vuelve a subir al final de la prueba. El gasto de salida se ve como constante durante toda la prueba con una desviación estándar 0.0129 ml/s.

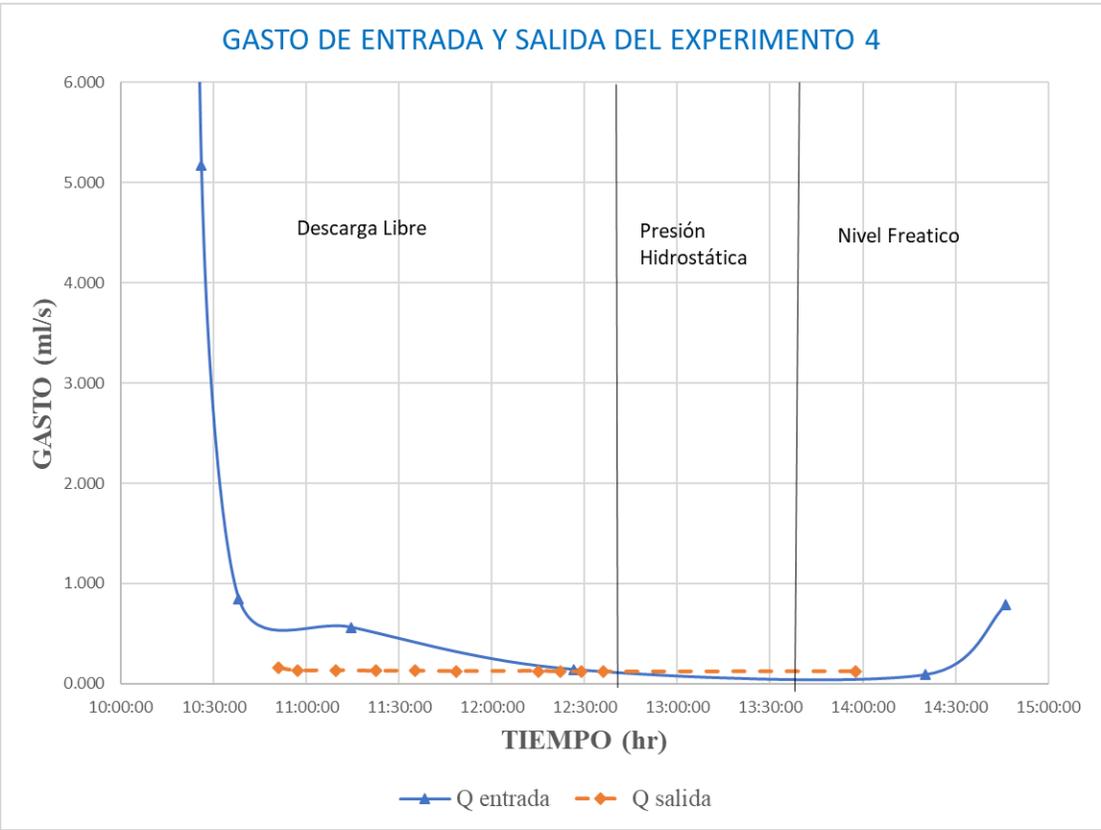


Figura 6.5.- Caudal de entrada y salida del experimento 4

7. EXPERIMENTO 5

Realizado el 17 de mayo del 2022 en el laboratorio de

Modelo físico a escala 1:75 del Pozo de infiltración ubicado en el fraccionamiento de Kiin Residencial, en la Cd de Celaya, Gto.

Estratigrafía

Corte litológico del pozo de absorción		K'iin Residencial	
PROFUNDIDAD		MATERIAL ENCONTRADO	
0		0	
2		2	Suelo vegetal gris oscuro
4			
6		6	Arena gruesa
8		8	Arcilla y arena
10			
12			
14			
16			Arcilla gris claro
18			Con gránulos de rocas ígneas acidas
20			
22		22	
24			Arena gruesa y gravilla
26		26	
28			Arcilla beige con poca arena
30		30	
32			Arcilla beige claro
34		34	
36		36	Arena con poca arcilla
38		38	Arena, gravilla y arcilla
40		40	Arena Gruesa
42		42	Arena Gruesa con arcilla
44		44	Arena Gruesa
46			Arcilla Gris claro
48		48	
50		50	Arena y grava con arcilla
52		52	Arcilla Gris claro
54		54	Arena y arcilla
56			Arena gruesa y gravilla
58		58	
60		60	Arena de grano medio
62		62	Arena fina y gravilla
64			arena gruesa
66		66	

Figura 7.1.- Corte litológico del Pozo de infiltración de K'iin Residencial, Celaya, Gto. Fuente: JUMAPA.

La Figura 7.1. muestra que existen como el suelo es muy heterogéneo, presentando 20 capas, las cuales con fines de modelación a escala se agrupan los estratos similares ya que las capas son muy parecidas y no tendrían una gran variación en los parámetros hidráulicos, reduciendo el número en 10 como lo muestra la Figura 7.2.

MODIFICADO					
Corte litológico del pozo de absorción			K'iin Residencial		
PROFUNDIDAD			MATERIAL ENCONTRADO		
0			0		
2	E1		2	Suelo vegetal gris oscuro	
4					
6	E2		6	Arena gruesa	
8			8	Arcilla y arena	
10					
12					
14					
16				Arcilla gris claro	
18				Con gránulos de rocas ígneas acidas	
20					
22	E3		22		
24				Arena gruesa y gravilla	
26	E4		26		
28				Arcilla beige con poco arena	
30			30		
32				Arcilla beige claro	
34	E5		34		
36			36	Arena con poca arcilla	
38			38	Arena, gravilla y arcilla	
40			40	Arena Gruesa	
42			42	Arena Gruesa con arcilla	
44	E6		44	Arena Gruesa	
46				Arcilla Gris claro	
48	E7		48		
50	E8		50	Arena y grava con arcilla	
52	E9		52	Arcilla Gris claro	
54			54	Arena y arcilla	
56				Arena gruesa y gravilla	
58			58		
60			60	Arena de grano medio	
62			62	Arena fina y gravilla	
64				arena gruesa	
66	E10		66		

Figura 7.2.- Corte litológico modificado del Pozo de infiltración de K'iin Residencial, Celaya, Gto. Fuente: JUMAPA y propia.

En la Figura 7.2 se muestran los estratos que quedaron y se toma un material predominante para hacer los estratos correspondientes, la escala que se tenía contemplada es la escala 1:50,

pero esta nos deja una altura de suelo superior a la columna que existe en laboratorio por lo que se ajustó a la escala 1:75, quedando las capas como se muestran en el Tabla 1.

Tabla 7.1.- Estratigrafía del suelo Ajustado para el experimento del pozo de infiltración prueba 5.

Estrato	Material	Espesor capa (cm)
Estrato 1	Suelo vegetal gris oscuro	2.667
Estrato 2	Arena gruesa	5.333
Estrato 3	Arcilla gris claro	5.000
Estrato 4	Arena gruesa y gravilla	5.333
Estrato 5	Arcilla beige con poca arena	10.667
Estrato 6	Arena con poca arcilla	13.333
Estrato 7	Arcilla Gris claro	5.333
Estrato 8	Arena y grava con arcilla	2.667
Estrato 9	Arcilla Gris claro	2.667
Estrato 10	Arena	18.667
Estrato 11	Arena	13.333
	Total	85.000

La capa 3 originalmente es de un espesor de 16 m (escala 1:75 de 21.3 cm), pero como en esa parte tiene ademe liso sin ranurar (14.8 m) se le considero una capa e 5 cm en el modelo, para que se viera la infiltración en esa zona.

7.1. RESULTADOS

Los resultados del experimento son los siguientes:

Tabla 7.2.- Principales acciones del experimento 5

Concepto	Tiempo
Inicio de la prueba	10:00 hrs
Inicio de salida de agua por la columna	10:07 hrs
Inicio de agregar agua a sifón	10:04 hrs
Inicio de Aforos de salida	10:10 hrs
Cierre de válvula para la presión hidrostática	11:10 hrs
Apertura de válvula para quitar la presión hidrostática	11:44 hrs
Última carga al sifón	12:37 hrs
Término de la prueba	13:42 hrs

Se agrego agua al pozo de infiltración por medio de un sifón con un bote con agua, se procuró que el nivel del agua se mantuviera en 90 cm, con una carga de 5 cm sobre el suelo de la columna, permitiendo que bajara como un máximo 2 cm de carga, como se muestra en el Tabla 7.3.

Tabla 7.3. Medición del gasto de entrada al pozo de infiltración prueba 5

Concepto	Tiempo	nivel Bote inicial	nivel Bote final	consumo en nivel cm	Nivel en columna	volumen (l)	Caudal l/s	Caudal ml/s
Nivel suelo inicial	10:00:00	0	17		85	0		
arranque	10:00:00	17	21	4	89	2.463		
Recarga 1	10:04:00	21	23	2	91	1.232	0.00513	5.13127
Recarga 2	10:10:44	21	22	1	90	0.616	0.00153	1.52531
Recarga 3	10:14:32	20	22	2	90	1.232	0.00540	5.39991
Recarga 4	10:19:41	21	22	1	90	0.616	0.00199	1.99247
Recarga 5	10:28:49	20	22	2	90	1.232	0.00225	2.24920
Recarga 6	10:36:04	21	22	1	90	0.616	0.00141	1.41370
Recarga 7	10:58:50	20	22	2	90	1.232	0.00090	0.90194
Recarga 8	11:08:33	21	22	1	90	0.616	0.00105	1.05462
Recarga 9	11:19:31	21	22	1	90	0.616	0.00094	0.93673
Recarga 10	11:53:16	20	22	2	90	1.232	0.00061	0.60815
Recarga 11	11:59:00	21	22	1	90	0.616	0.00179	1.78941
Recarga 12	12:08:45	21	22	1	90	0.616	0.00105	1.05271
Recarga 13	12:18:22	21	22	1	90	0.616	0.00107	1.06631
Recarga 13	12:37:56	22	17	5	85	3.079	0.00262	2.62310
			Total	27		16.625	0.00198	1.98177

Volumen suministrado a la prueba = 16.625 l,

Se realizaron 7 aforos, 4 a descarga libre y 3 con el nivel freático en cero, como se muestra en el Tabla 7.4.

Tabla 7.5. Aforo del caudal de salida del pozo de infiltración

Tiempo del Aforo	Caudal (ml/s)	Caudal (l/s)	Tipo de prueba
10:10	1.299	0.0013	DL
10:20	1.176	0.0012	DL
10:31	1.111	0.0011	DL
11:00	1.139	0.0011	DL
11:48	2.110	0.0021	NF
12:00	2.049	0.0020	NF
12:12	1.931	0.0019	NF

Tiempo del Aforo	Caudal (ml/s)	Caudal (l/s)	Tipo de prueba
PROMEDIO	1.5449	0.0015	TOTAL
PROME DL	1.1813	0.0012	DL
PROME NF	2.0298	0.0020	NF

DL= descarga libre, NF= Nivel freático en 0.

Resultado de presiones en los sensores

Tabla 7.6.- Promedio de presiones en el Pozo de infiltración

Sensor	altura sensor (cm)	Presión (cm ca)		Altura (cm)		Presión hidrostática	
		DESCARGA LIBRE		NIVEL FREATICO EN 0		Presión	Altura
		P-E5-DL	H-E5-DL	P-E5-NF	H-E5-NF	P-E5-PH	H-E5-PH
A0	78	21.261	99.261	23.671	101.671	22.348	100.348
A1	72	17.020	89.020	24.520	96.520	22.561	94.561
A2	66	16.231	82.231	25.391	91.391	23.863	89.863
A3	60	38.758	98.758	45.868	105.868	43.870	103.870
A4	54	27.531	81.531	38.044	92.044	36.029	90.029
A5	48	44.808	92.808	46.307	94.307	44.587	92.587
A6	42	64.392	106.392	71.916	113.916	70.085	112.085
A7	36	48.784	84.784	60.844	96.844	57.704	93.704
A8	30	44.805	74.805	54.988	84.988	55.384	85.384
A9	24	35.992	59.992	56.455	80.455	63.560	87.560
A10	18	0.248	18.248	22.299	40.299	63.185	81.185
A11	12	0.288	12.288	6.851	18.851	73.150	85.150
A12	10	5.601	15.601	12.356	22.356	74.541	84.541
A13	6	0.389	6.389	17.661	23.661	82.014	88.014
A14	2	10.998	12.998	34.246	36.246	96.109	98.109
	0	0	0	1	1	98.109	98.109

Determinación de la conductividad hidráulica (Ks)

Para el estrato que estaba abajo se determinó la Ks con la fórmula de Dary; el método de carga constante con la presión que marca el sensor en el punto y con la carga total de la columna y la fórmula de Hasen, para las otras capas sólo con Hasen ajustado por el promedio de las otras fórmulas.

Tabla 7.7. Determinación de la Ks por varias formas, prueba 5

Formula	Ks (m/día)
Fuentes	1.198
Darcy	4.528

Formula	Ks (m/día)
Método de la carga constante (valor de sensor)	10.039
Método de la carga constante (valor de columna)	4.403
Hasen	6.563
promedio	6.323

Se procede a determinar el gasto por la fórmula de Fuentes et al (2021)

Tabla 7.8. Cálculo del caudal con la fórmula de Fuentes et al (2021), prueba 5

CAPA	H	$h_{pj}=P_j/H$	P_j	C_j	Ks	Q_{0j}	Q_{0j}
	m	m	m		m/día	m ³ /día	l/s
Estrato 1	0.077	0.348	0.027	0.928	0.331	0.002	0.000
Estrato 2	0.130	0.410	0.053	1.572	4.480	0.051	0.001
Estrato 3	0.180	0.278	0.050	1.033	0.602	0.009	0.000
Estrato 4	0.233	0.229	0.053	0.876	0.602	0.012	0.000
Estrato 5	0.340	0.314	0.107	1.601	0.403	0.018	0.000
Estrato 6	0.473	0.282	0.133	1.556	4.480	0.322	0.004
Estrato 7	0.527	0.101	0.053	0.388	0.602	0.028	0.000
Estrato 8	0.553	0.048	0.027	0.129	4.480	0.156	0.002
Estrato 9	0.580	0.046	0.027	0.123	0.602	0.022	0.000
Estrato 10	0.767	0.243	0.187	1.502	4.528	0.660	0.008
$\pi R^2 * K_{s1}$					4.528	0.000	0.000
Q Total						1.279	0.015

Sí hacemos lo mismo considerando las capas reales del pozo de absorción, como se muestra en el Tabla 7.9. Se puede observar que cambia el coeficiente de forma (C_j), por las condiciones que variaron, la conductividad hidráulica es la misma, y el gasto obtenido es el que se muestra en el Tabla 7.9.

Tabla 7.9.- Cálculo del gasto de infiltración en condiciones ideales Pozo K' in Residencial

CAPA	H	$h_{pj}=P_j/H$	P_j	C_j	Ks	Q_{0j}	Q_{0j}
	m	m	m		m/día	m ³ /día	l/s
Estrato 1	5.8	0.348	2.0	0.905	0.331	9.182	0.106
Estrato 2	9.8	0.410	4.0	1.542	4.480	292.031	3.380
Estrato 3	13.5	0.278	3.8	1.013	0.602	52.548	0.608
Estrato 4	17.5	0.229	4.0	0.859	0.602	70.470	0.816
Estrato 5	25.5	0.314	8.0	1.576	0.403	102.859	1.190

CAPA	H	$h_{pj}=P_j/H$	P_j	C_j	Ks	Q_{0j}	Q_{0j}
	m	m	m		m/día	m ³ /día	l/s
Estrato 6	35.5	0.282	10.0	1.534	4.480	1834.871	21.237
Estrato 7	39.5	0.101	4.0	0.381	0.602	159.061	1.841
Estrato 8	41.5	0.048	2.0	0.125	4.480	897.558	10.388
Estrato 9	43.5	0.046	2.0	0.120	0.602	126.487	1.464
Estrato 10	57.5	0.243	14.0	1.483	4.528	3760.506	43.524
$\pi \cdot R^2 \cdot K_{s1}$					4.528	0.918	0.011
Q Total						7306.491	84.566

7.2. ANALISIS DE RESULTADOS

7.2.1. Análisis de presiones

El experimento se realizó en el laboratorio de hidráulica de fluidos de la UAQ, el día 17 de mayo del 2022, el cual inicio a las 10:00 hr y termino a la 13:42 hr, se toman lecturas cada segundo y se hace el promedio cada 20 segundos, tomando 655 lecturas de 15 sensores para 9,825 datos.

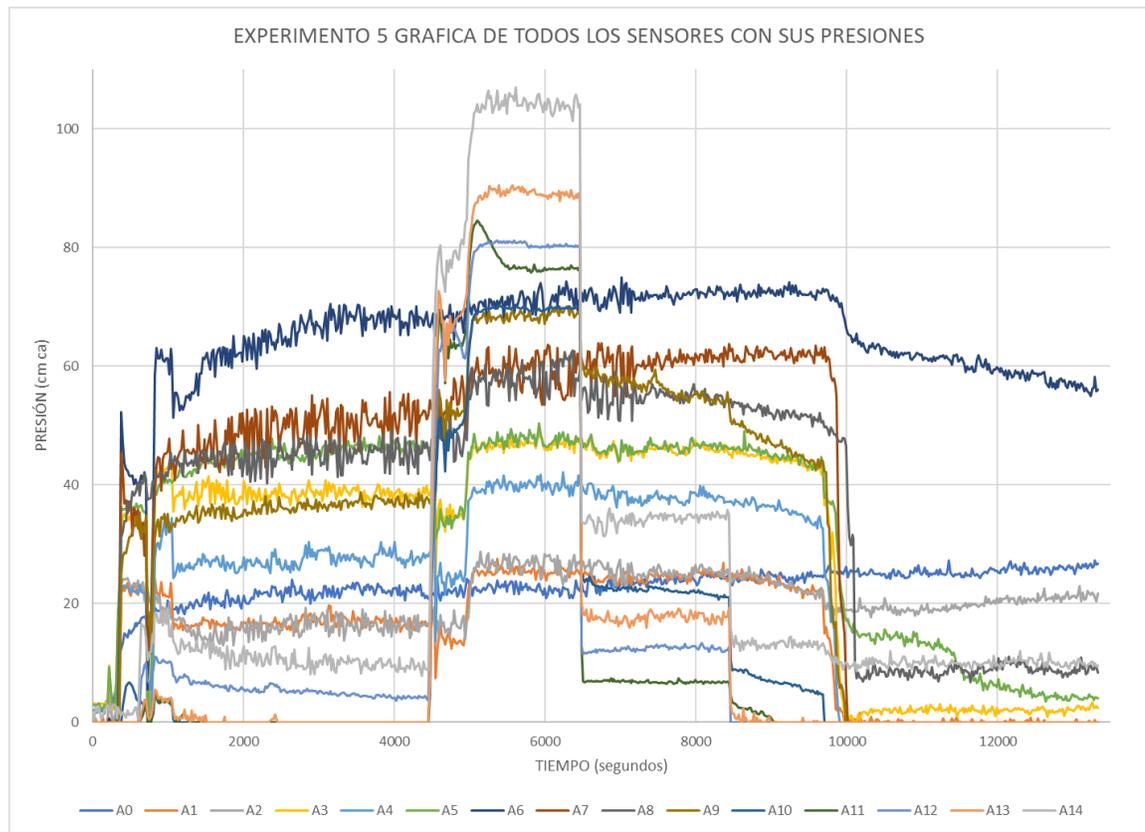


Figura 7.1. Datos recopilados del experimento 5 de la presión Vs tiempo

En la Figura 7.1. se puede observar la evolución de las presiones a lo largo del tiempo que dura el experimento, se divide en 5 partes, la primera es a descarga libre con el suelo seco, como se va humedeciendo este; la segunda a descarga libre el suelo ya húmedo y se estabilizan las presiones y el flujo de salida; en la tercera se cierra la válvula de salida para provocar la presión hidrostática, como se observa en la Figura en la parte central, como los sensores de la 8 al 15 se eleva súbitamente las presiones, se estabilizan; en la cuarta se abre válvula con el nivel freático en 0, se estabilizan las presiones y el flujo de salida; en la quinta parte se suspende el suministro de agua y se empieza drenado de la columna de suelo.

En esta ocasión analizaremos las partes dos, tres y cuatro de la Figura, ya que nos interesa conocer el gasto que puede infiltrarse de forma permanente el pozo de infiltración, la primera parte es cuando su descarga es libre, la segunda parte es para ver que están trabajando bien los sensores y procurar que el suelo está totalmente saturado y la tercera parte es cuando el nivel freático está en el nivel cero.

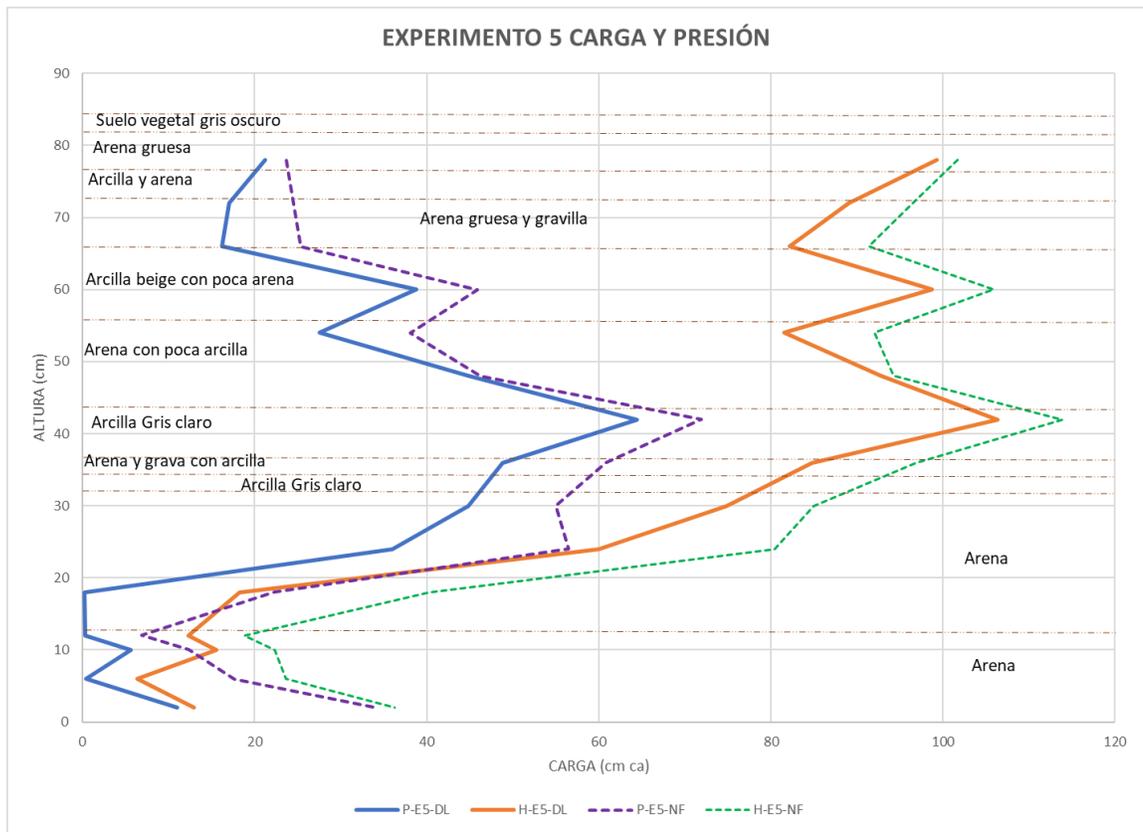


Figura 7.2.- Carga y Presión del experimento 5. P= presión, E5= experimento 5, DL= descarga libre, NF= nivel freático en 0.

El Gráfico 7.2 se observa como la presión baja en las capas donde hay arena (K_s alta) y la presión sube en los estratos donde hay arcilla (K_s baja). También podemos decir que, en la parte de la descarga libre, no están operando bien los sensores de altura 6, 12 y 18, puede esto ser por haber estado obstruidos y cuando aumento la presión por la presión hidrostática provocada, esto se liberó y comenzaron a registrar presiones, lo que se muestra en la serie P-E5-NF, también el comportamiento de las series con descarga libre (DL) y con nivel freático (NF), se comportan muy similares, con pocas diferencias.

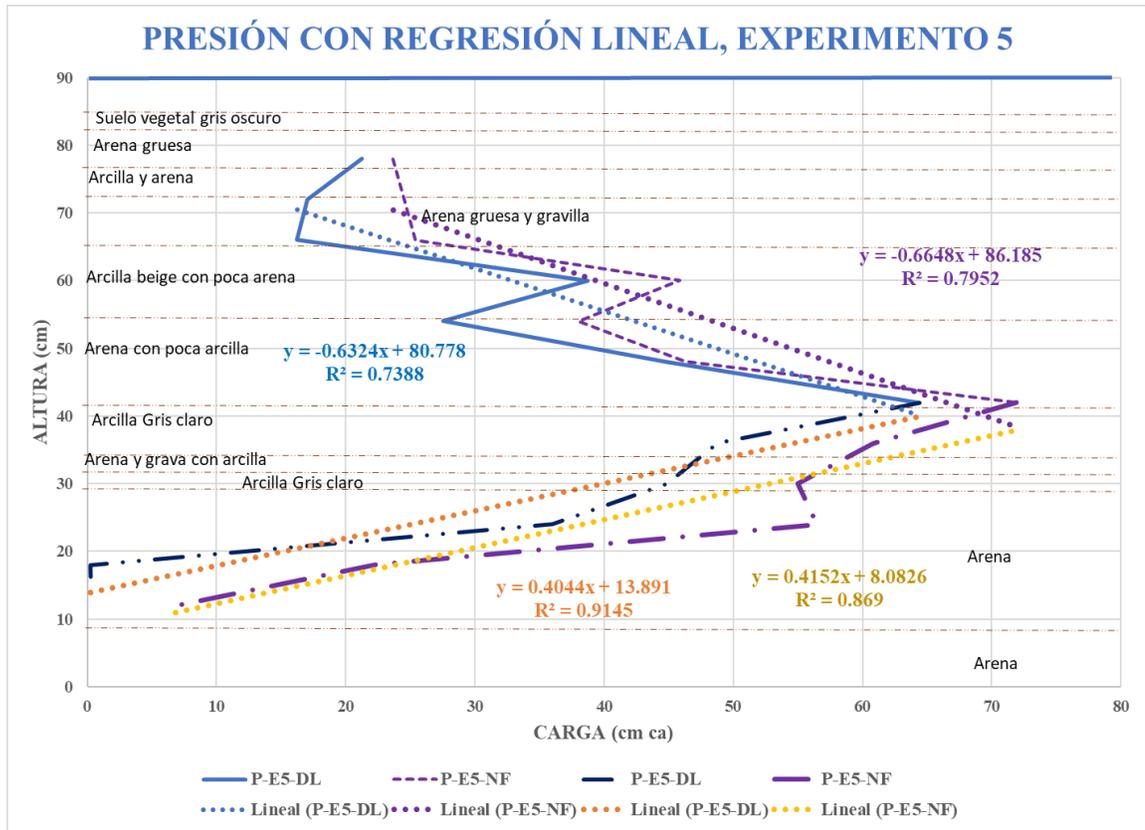


Figura 7.3.- Presión con regresión lineal del experimento 5. P= presión, E5= experimento 5, DL= descarga libre, NF= nivel freático en 0

En la Figura 7.3. a la gráfica de presión se obtuvo la regresión lineal, de la prueba a descarga libre y con nivel freático, de la altura de 90 hasta 40 cm, la presión va aumentando las líneas de tendencias marcan una R2 de 0.74 y 0.79 para descarga libre y con nivel freático, y de los 40 cm a los 12 centímetros desciende muy rápido la presión, con una R2 de 0.91 y 0.87, para descarga libre y con nivel freático. En este experimento al parecer de la altura 12 a cero la presión va aumentando, esto puede pasar por que se presenta el fenómeno de capilaridad en esta zona.

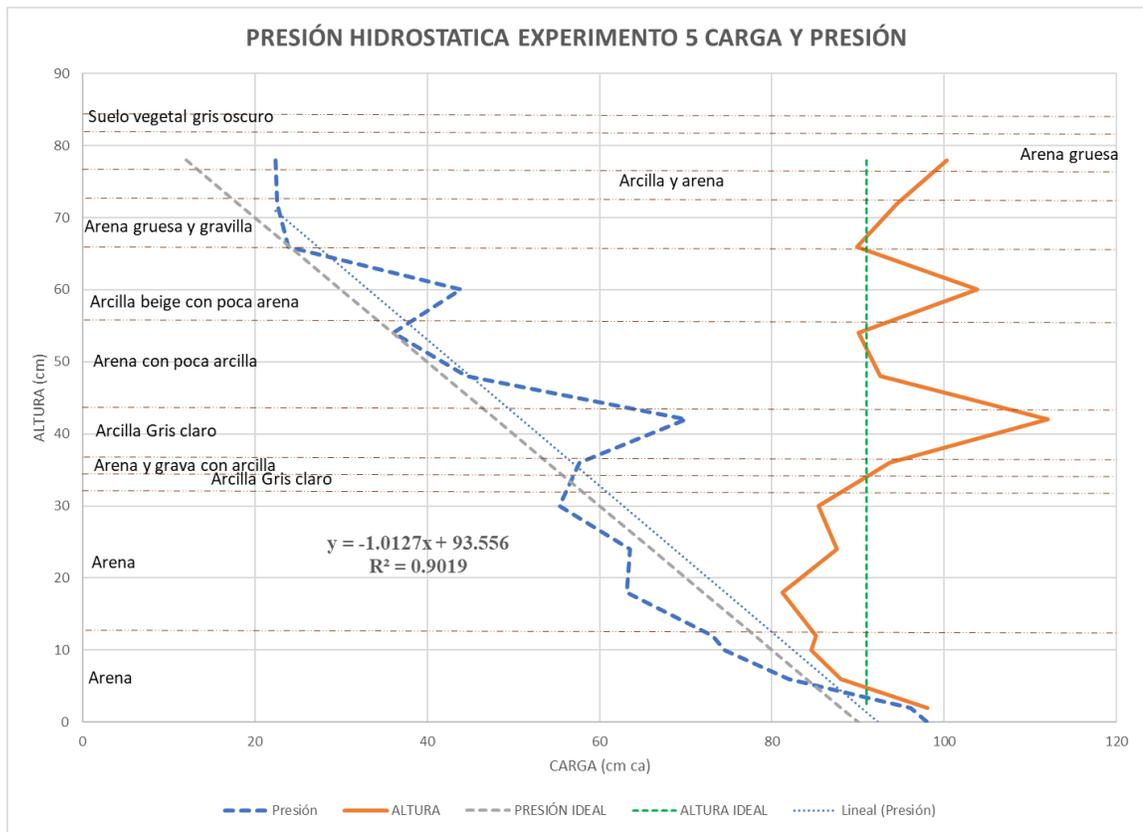


Figura 7.3.- Carga y Presión hidrostática del experimento 5.

En la Figura 7.3. se observa que la presión aumenta en los puntos donde hay arcilla (Ks bajo) y disminuye donde existe la arena (Ks alto), aunque se deben de ajustar los sensores ya que puede ser que estén marcando un poco fuera de rango, el sensor del nivel 42 está registrando presiones de 114 cm ca, cuando el la presión máxima debería de ser 90 cm ca, el sensor del nivel 60 también puede estar marcando fuera de rango, otra casa que puede suceder es que la presión aumente en esos puntos donde hay arcilla, al estar una parte de esta en suspensión, modifique la densidad del agua al alza, otra cosa que pudo pasar que las particular de arcilla se introdujeran al sensor ocasionando un mal funcionamiento. En términos generales, el comportamiento de la presión hidrostática es muy cercana a lo ideal, la regresión que se sacó con los datos es $R^2 = 0.9019$, sí ajustamos los puntos que están muy por arriba se puede obtener del 0.97, lo que podemos pensar que está muy cerca a lo esperado, por lo tanto, el experimento está dentro de parámetros establecidos.

7.2.2. Análisis de Caudales

El caudal que se obtuvo con el aforo es de 0.0020298 l/s comparado con la fórmula de fuentes es de 0.01480 l/s, el cual es 7.3 veces mayor al valor del obtenido, pero esto es debido a que el área de la columna por donde debe pasar toda el agua que se infiltra es muy pequeña en relación con el área de infiltración (área de ademe ranurado), y esto debería ser equivalente con la conductividad hidráulica de cada capa para que no se obstruya el flujo hacia el acuífero. El gasto que se obtuvo en la prueba realizada por el Ing. Jorge Antonio Trujillo Candelaria el 7 septiembre 2011, según su informe de esa fecha fue de 4.88 l/s, pero este tubo en percance una noche antes de la prueba, al introducirse lodo y agua (no se le realizó ningún tipo de limpieza antes de la prueba de infiltración), por lo que el gasto puede no ser el correcto al estar colmatado el pozo de infiltración. Los resultados que nos arrojan a escala real con la fórmula de Fuentes et al (2020), nos dice que el pozo en condiciones de las capas homogéneas, isotrópicas es de 70.79 l/s, que es un buen gasto para un pozo de infiltración. No es comparable el gasto que se obtuvo en la prueba de infiltración en campo, con las fórmulas utilizadas, ya que en la prueba no se realizó en condiciones adecuadas.

En el Gráfico 7.4. se aprecia como se espera el gasto de entrada al inicio de la prueba es grande, ya que el suelo está seco y está haciendo una presión negativa, y el ademe está vacío, por lo que el agua ocupa rápidamente ese espacio, se ve un gasto bajo, que no concuerda con lo esperado y vuelve a subir, en este punto tal vez se tuvo un error, ya que no concuerda con lo esperado. El gasto de salida se ve como después de provocar la presión hidrostática, aumenta, ya que el agua se acumula y la presión en el punto más bajo aumenta, provocando a la hora de liberarlo que el gasto aumente y después tiende a bajar para que se estabilice.

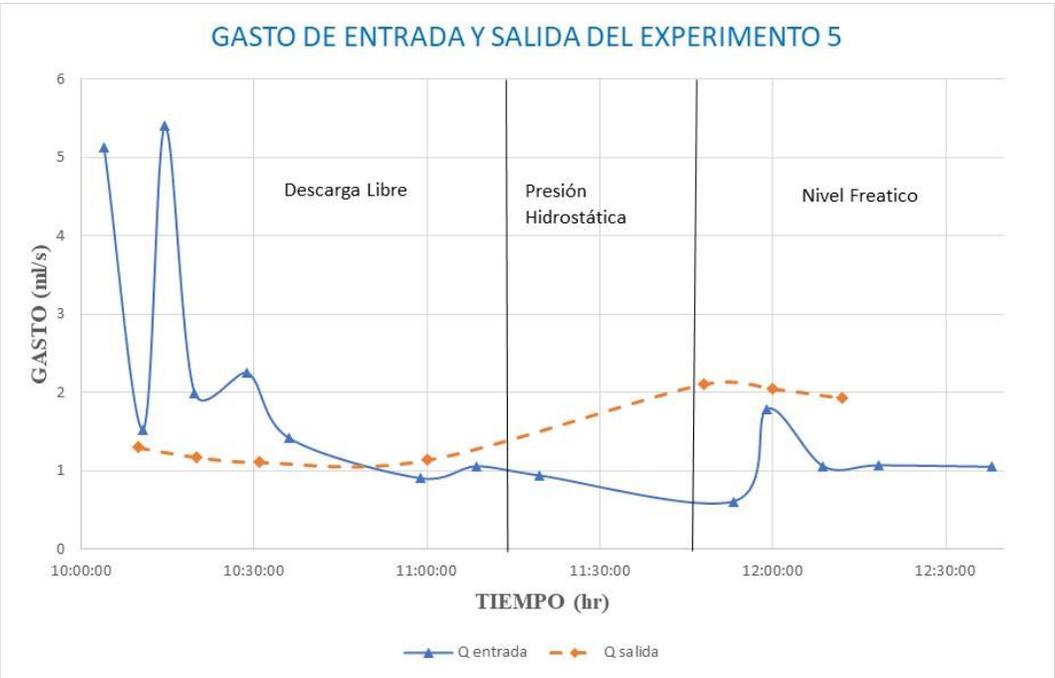


Figura 7.4.- Caudal de entrada y salida del experimento 5

8. CONCENTRADO

8.1. RESULTADOS

Resultados de las Pruebas o experimentos del uno al cinco, se manejaron diferentes condiciones, las cuales se presentan en el Tabla 8.1, y se manejaron dos escalas 1:50 y 1:75 por las condiciones de los pozos. Los primeros cuatro con las escalas de 1:50 y el quinto con 1:75, porque la profundidad es mayor y se sale de la zona donde están colocados los sensores, por lo que la capa superior no tendría cobertura y se prefirió tener cobertura a lo largo de la columna.

Tabla 8.1. Resumen de experimentos

Prueba	Fecha	Tipo de suelo	Propósito
1	10/02/2022	arena sola	Observar comportamiento en suelo homogéneo de alta permeabilidad y prueba de sensores
2	17/02/2022	arcilla abajo-arena arriba	Observar comportamiento en suelo de dos capas de baja y alta permeabilidad
3	15/03/2022	arena abajo-arcilla arriba	Observar comportamiento en suelo de dos capas de alta y baja permeabilidad
4	22/04/2022	cuatro capas de suelo	Comparación con pozo real de Compuertas del Campestre
5	17/05/2022	11 capas de suelo	Comparación con pozo real de K'iin Residencial

El Tabla 8.3. muestra el promedio de la toma de lecturas para la presión (P) y la carga (H), para los diferentes experimentos, todos con descarga libre, y posteriormente se hizo con descarga con el nivel freático a nivel de inicio de la columna de suelo, como se muestra en la tabla 8.4.

En el Tabla 8.5. se muestran los resultados de las pruebas de presión hidrostática, donde los resultados muestran una tendencia esperada.

Tabla 8.2. Caudal de entrada y salida en los diferentes experimentos o pruebas

Prueba	Fecha	Material		Caudal entrada		Caudal salida	
		Tipo de suelo	ml/s	l/s	ml/s	l/s	
1	10/02/2022	arena sola	0.74698717	0.00074699	0.73924807	0.00073925	
2	17/02/2022	arcilla abajo-arena arriba	0.7719	0.00077	0.104155	0.0001042	
3	15/03/2022	arena abajo- arcilla arriba	1.4807	0.00148	1.554	0.00155379	
4	22/04/2022	cuatro capas de suelo	0.501	0.0005	0.13518839	0.00013519	
5	17/05/2022	11 capas de suelo	1.98177	0.00198	1.54494601	0.00154495	
PROMEDIO			1.09647143	0.0010954	0.81550749	0.00081548	

Tabla 8.4. Resultados de la toma de lectura de la presión (P) y la carga (H) de las diferentes pruebas, todas con descarga libre.

Censor	ALTURA	10/02/2022 E1		17/02/2022 E2		15/03/2022 E3		22/04/2022 E4		17/05/2022 E5	
		ARENA	ARENA	ARCILLA A	ARCILLA A	ARENA	Compuertas del Campestre	Kíin Residencial			
		P- E1	H-E1	P-E2-DL	H-E2-DL	P-E3-DL	H-E3-DL	P-E4-DL	H-E4-DL	P-E5-DL	H-E5-DL
A0	78	7.3392	85.33	19.2103	97.2103	23.6458	101.5569	35.7284	113.7284	21.2606	99.2606
A1	72	9.2042	81.20	17.4705	89.4705	15.8819	87.8574	22.5567	94.5567	17.0201	89.0201
A2	66	21.5045	87.50	26.2268	92.2268	23.6994	89.6884	24.2588	90.2588	16.2305	82.2305
A3	60	21.6531	81.65	33.5305	93.5305	34.9894	94.9922	44.1711	104.1711	38.7582	98.7582
A4	54	23.7297	77.73	36.7481	90.7481	39.9408	93.9378	33.1375	87.1375	27.5309	81.5309
A5	48	36.3744	84.37	45.4134	93.4134	41.6354	89.6155	62.2980	110.2980	44.8085	92.8085
A6	42	39.4735	81.47	51.9097	93.9097	53.1655	95.1597	73.6633	115.6633	64.3920	106.3920
A7	36	41.7969	77.80	48.8600	84.8600	68.5922	104.6031	50.9542	86.9542	48.7841	84.7841
A8	30	51.7298	81.73	53.5306	83.5306	59.5170	89.4201	76.1646	106.1646	44.8049	74.8049
A9	24	50.5097	74.51	58.2012	82.2012	66.3504	90.3561	77.5504	101.5504	35.9925	59.9925
A10	18	33.9868	51.99	58.5762	76.5762	65.9504	83.9491	64.5769	82.5769	0.2477	18.2477
A11	12	34.1618	46.16	50.7836	62.7836	68.6330	80.6252	63.7320	75.7320	0.2881	12.2881
A12	10	30.9396	40.94	38.8751	48.8751	53.8708	63.8388	62.0295	72.0295	5.6011	15.6011
A13	6	14.3907	20.39	10.7649	16.7649	24.0590	30.0252	3.1511	9.1511	0.3894	6.3894

A14	2	4.1758	6.17	4.1022	6.1022	13.9543	15.9272	12.1983	14.1983	10.9984	12.9984
------------	---	--------	------	--------	--------	---------	---------	---------	---------	---------	---------

Tabla 8.5. Resultados de la toma de lectura de la presión (P) y la carga (H) de las diferentes pruebas, todas con Nivel freático.

Censor	ALTURA	17/02/2022		15/03/2022		22/04/2022		17/05/2022	
		E2		E3		E4		E5	
		ARENA	ARCILLA	ARCILLA	ARENA	Compuertas del Campestre		Kíin Residencial	
	P-E2-NF	H-E2-NF	P-E3-NF	H-E3-NF	P-E4-NF	H-E4-NF	P-E5-NF	H-E5-NF	
A0	78	18.5220	96.5220	24.9265	102.9265	42.8863	120.8863	23.6715	101.6715
A1	72	18.4044	90.4044	15.6981	87.6981	25.4173	97.4173	24.5201	96.5201
A2	66	25.5530	91.5530	23.8638	89.8638	26.9984	92.9984	25.3905	91.3905
A3	60	38.5957	98.5957	36.2361	96.2361	46.5743	106.5743	45.8679	105.8679
A4	54	29.4681	83.4681	40.2361	94.2361	36.7951	90.7951	38.0441	92.0441
A5	48	48.1471	96.1471	42.0138	90.0138	64.8419	112.8419	46.3069	94.3069
A6	42	51.2420	93.2420	54.2832	96.2832	78.7073	120.7073	71.9158	113.9158
A7	36	48.3793	84.3793	69.7220	105.7220	54.3446	90.3446	60.8439	96.8439
A8	30	56.2625	86.2625	66.0283	96.0283	79.4802	109.4802	54.9881	84.9881
A9	24	64.1457	88.1457	66.3065	90.3065	82.2026	106.2026	56.4552	80.4552
A10	18	54.9573	72.9573	67.3257	85.3257	64.8218	82.8218	22.2990	40.2990
A11	12	47.4634	59.4634	71.1888	83.1888	63.4442	75.4442	6.8508	18.8508
A12	10	40.5273	50.5273	63.6819	73.6819	59.3759	69.3759	12.3559	22.3559
A13	6	16.9808	22.9808	40.1945	46.1945	8.7181	14.7181	17.6605	23.6605
A14	2	24.5610	26.5610	33.7657	35.7657	18.2111	20.2111	34.2457	36.2457

Tabla 8.6. Resultados de la toma de lectura de la presión hidrostática (PH) y la carga hidrostática (H) de las diferentes pruebas, todas con Nivel freático.

Censor	Altura	10/02/2022	E1	17/02/2022	E2	15/03/2022	E3	22/04/2022	E4	17/05/2022	E5
		Arena		Arena		Arcilla		Compuertas		Kiin	
		P-E1-PH	P-E-PH	P-E2-PH	H-E2-PH	P-E3-PH	H-E3-PH	P-E4-PH	H-E4-PH	P-E5-PH	H-E5-PH
A0	78	15	17	19.467	97.467	24.986	102.986	41.629	119.629	22.348	100.348
A1	72	21	23	18.369	90.369	15.461	87.461	24.149	96.149	22.561	94.561
A2	66	27	29	27.071	93.071	23.244	89.244	25.965	91.965	23.863	89.863
A3	60	33	35	37.185	97.185	35.901	95.901	44.771	104.771	43.870	103.870
A4	54	39	41	34.228	88.228	40.300	94.300	35.644	89.644	36.029	90.029
A5	48	45	47	47.869	95.869	41.658	89.658	63.390	111.390	44.587	92.587
A6	42	51	53	52.237	94.237	54.280	96.280	76.349	118.349	70.085	112.085
A7	36	57	59	48.825	84.825	68.892	104.892	52.491	88.491	57.704	93.704
A8	30	63	65	55.950	85.950	65.395	95.395	78.332	108.332	55.384	85.384
A9	24	69	71	63.075	87.075	66.510	90.510	80.602	104.602	63.560	87.560
A10	18	75	77	65.821	83.821	69.795	87.795	65.468	83.468	63.185	81.185
A11	12	81	83	71.519	83.519	75.306	87.306	72.429	84.429	73.150	85.150
A12	10	83	85	68.397	78.397	78.451	88.451	70.266	80.266	74.541	84.541
A13	6	87	89	79.441	85.441	84.131	90.131	85.532	91.532	82.014	88.014
A14	2	91	93	81.996	83.996	87.616	89.616	87.333	89.333	96.109	98.109
	0	93	95	83.996	83.996	89.616	91.616	89.333	91.333	98.109	98.109

8.2. ANALISIS DE RESULTADOS

8.2.1. Análisis de presiones

En la Figura 8.1. se puede observar que la presión no se comporta de forma lineal, pero tiene una tendencia hacia la baja, la literatura contempla que la carga es lineal y constante, como la presión hidrostática, pero en este experimento se puede apreciar que la presión va aumentando hasta $2/3$ de la altura con tendencia lineal, y después empieza disminuir lo que aumento anteriormente, hasta llegar a cero, que es cuando se llega a la descarga libre, cuando se tiene la descarga con nivel freático en cero, se puede apreciar que vuelve a subir la presión, ya que la capilaridad hace que el suelo este saturado y aumente la presión relativamente poco.

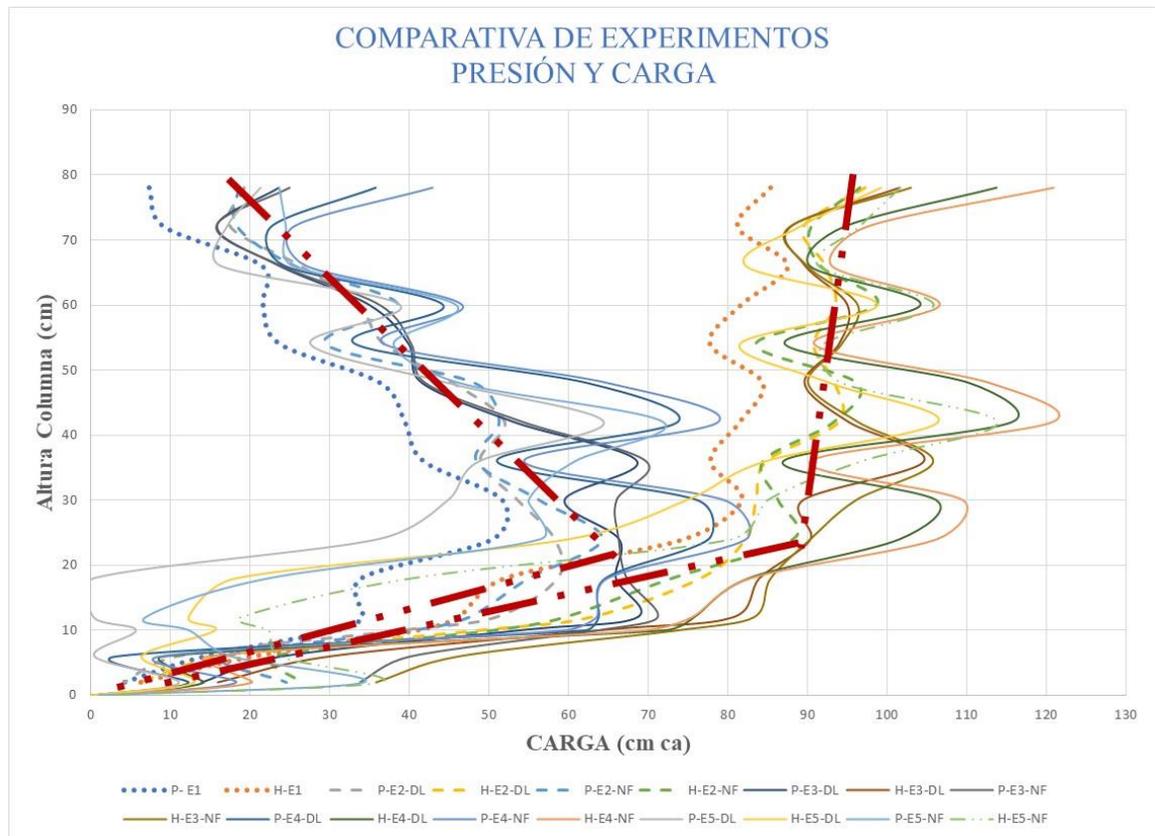


Figura 8.1.- Resultado de las diferentes pruebas en presión y carga.

La carga como es de suponerse debería permanecer constante con la pérdida de energía por la fricción de los materiales, puede ir perdiendo carga y se ve en la Figura 8.3. como la tendencia general es que baja bajando la carga hasta un aproximado de $2/3$ de la altura cuando empieza a bajar hasta llegar a cero al final de la columna en la descarga libre.

Tabla 8.7. Coeficientes de correlación entre las presiones de los diferentes experimentos

	Exp 1	Exp 2	Exp 3	Exp 4	Exp 5
Exp 1		0.92477077	0.88656898	0.87792056	0.5043202
Exp 2	0.92477077		0.93149412	0.93015391	0.40819289
Exp 3	0.88656898	0.93149412		0.85202093	0.23936145
Exp 4	0.87792056	0.93015391	0.85202093		0.45955028
Exp 5	0.5043202	0.40819289	0.23936145	0.45955028	
media	0.79839513	0.79865292	0.72736137	0.77991142	0.4028562

En el Tabla 8.7. se puede apreciar que las correlaciones con altas en casi todos los experimentos, menos en el 5, ya que tiene muchas capas y estas hacen que las presiones cambien de una a otra, las otras las correlaciones están arriba de 0.85, lo que nos hace pensar que tienen un comportamiento similar con la misma tendencia.

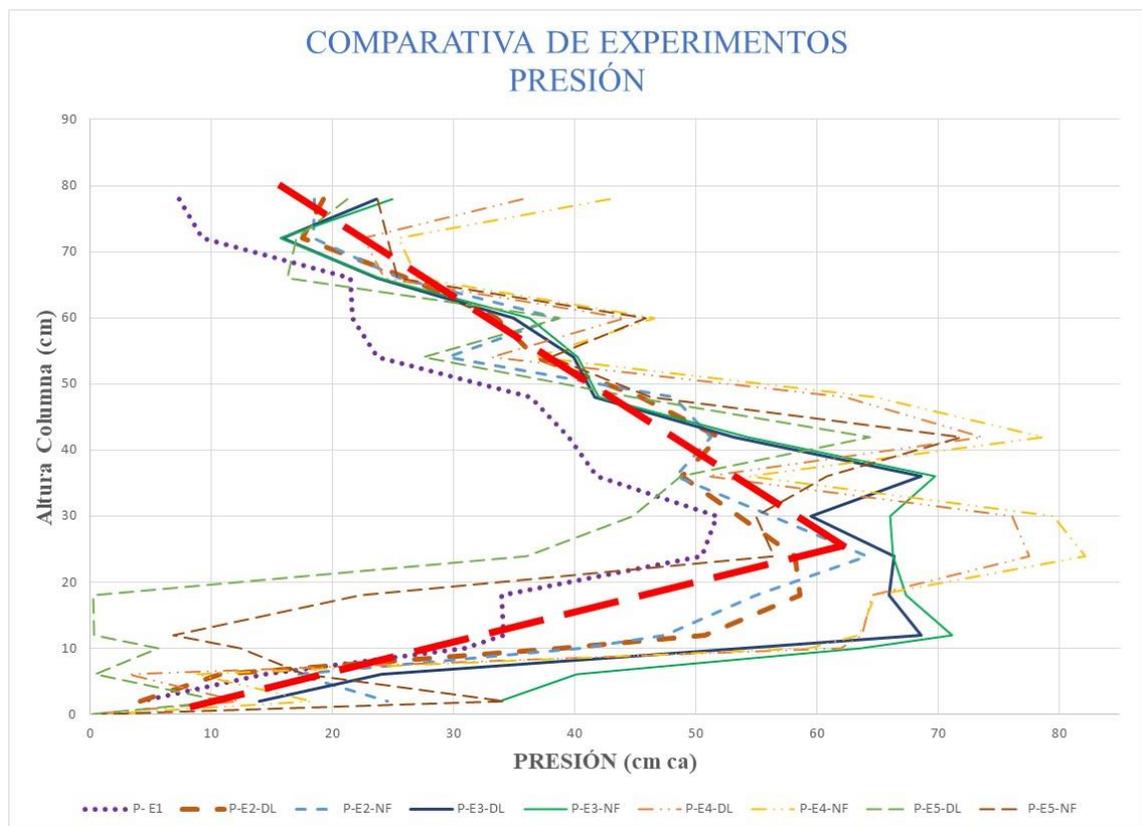


Figura 8.2.- Resultado de las diferentes pruebas en presión

Los diferentes materiales hacen que aumente o disminuya la presión cuando el agua paso por ellos, por lo que se observa en los diferentes experimentos realizados, cuando más alta es la conductividad hidráulica se comporta más lineal (arena), y cuando hay arcilla, aumenta la

presión, más de lo esperado, pero cuando cambia de estrato a otro más permeable, vuelve a bajar la presión. Todo esto es por observación, en los 5 experimentos realizados, con condiciones de confinamiento de en un tubo de acrílico, con sensores de piezoresistivos, para medir la presión, con una columna de suelo de 80 cm de alto, el agua se suministra por medio de un sifón que desde un bote conduce el agua hacia la comuna de suelo,

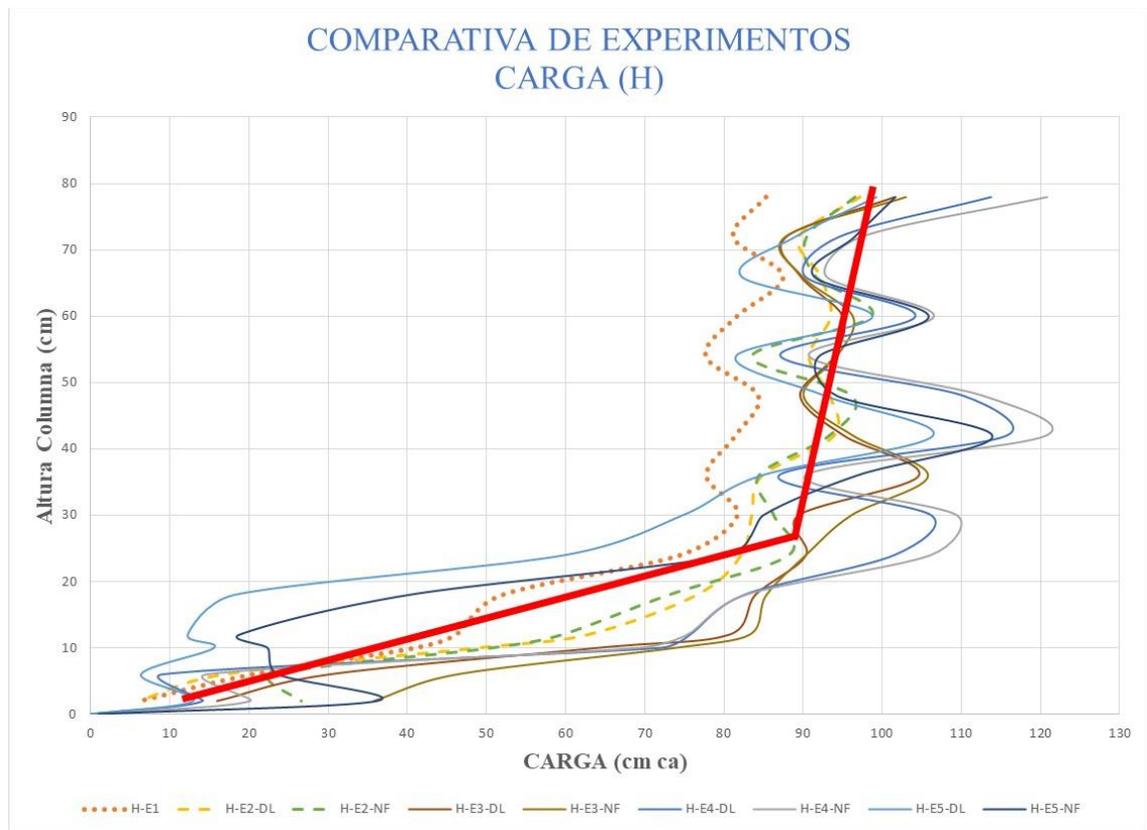


Figura 8.3.- Resultado de las diferentes pruebas en carga.

Tabla 8.8. Coeficientes de correlación entre las cargas de los diferentes experimentos

	Exp 1	Exp 2	Exp 3	Exp 4	Exp 5
Exp 1		0.97313208	0.92881968	0.92326984	0.90230767
Exp 2	0.97313208		0.96989944	0.95335926	0.83741397
Exp 3	0.92881968	0.96989944		0.93205416	0.75521061
Exp 4	0.92326984	0.95335926	0.93205416		0.78885719
Exp 5	0.90230767	0.83741397	0.75521061	0.78885719	
media	0.93188232	0.93345119	0.89649597	0.89938511	0.82094736

En el Tabla 8.8. se muestran las correlaciones entre las cargas de los diferentes experimentos, todas están arriba del 0.82, y la más baja en promedio es la del experimento 5, que, al tener muchos estratos, la presión va variando entre ellos, haciendo que se vaya alejando más de la tendencia de las demás. Pero las otras cuatro tienen una correlación de más del 0.89, lo que nos indica que tienen una misma tendencia.

La presión hidrostática se presentó de acuerdo con lo esperado, la tendencia lineal como lo muestra la R2 del experimento 2 de 0.9765, del experimento 3 de 0.9588, del experimento 4 que es la más baja de 0.7699 y la del experimento 5 de 0.9019, lo que nos indica que cumple con la esperado.

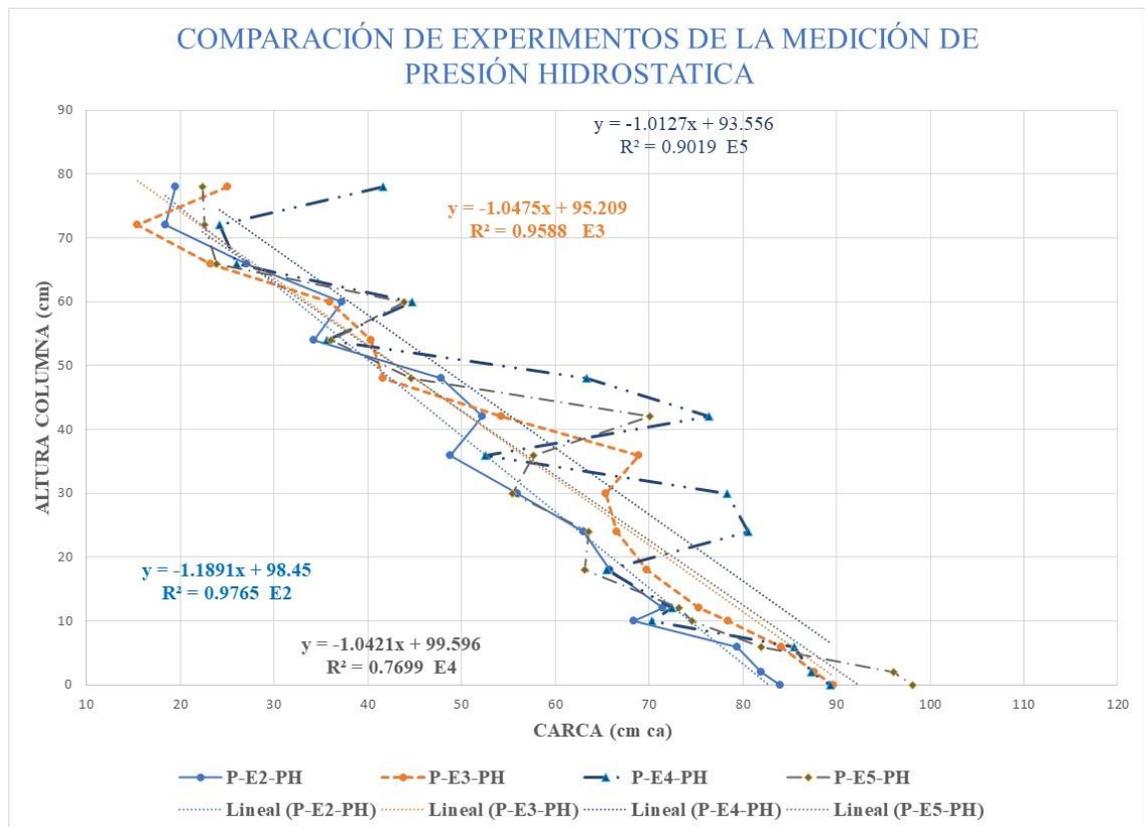


Figura 8.4.- Resultado de las diferentes pruebas en presión hidrostática.

Tabla 8.9. Coeficientes de correlación entre experimentos de la presión hidrostática

	Exp2	Exp3	Exp4	Exp5
Exp2		0.9657688	0.90990995	0.96406578
Exp3	0.9657688		0.87679181	0.9490468
Exp4	0.90990995	0.87679181		0.90199479
Exp5	0.96406578	0.9490468	0.90199479	
Promedio	0.94658151	0.9305358	0.89623218	0.93836912

En el Tabla 8.9. se puede apreciar como la correlación entre los diferentes experimentos en promedio es mayor del 0.89, y la más alta es mayo a 0.94, lo que nos hace pensar que la presión hidrostática en todos los experimentos se comporta de forma muy similar y con la Figura 8.4. vemos que la tendencia es lineal y muy próxima a lo esperado.

9.- Referencias

- Bonnet, J. a. 1960. El Agua en el Suelo. *Agronomy Journal*, 52, 491. <https://doi.org/10.2134/agronj1960.00021962005200080030x>
- Bouwer Herman. 2002. Artificial recharge of groundwater: hydrogeology and engineering. *Hydrogeology Journal* (2002) 10:121–142. DOI 10.1007/s10040-001-0182-4. Published online: 26 January 2002.
- Comisión Nacional del Agua. 2019. Atlas del Agua en México, edición 2018. Impreso en México, 143 pág. CONAGUA.
- Comisión Nacional del Agua. 2019. Estadísticas del Agua en México, edición 2018. Impreso en México, 225 pág. CONAGUA.
- Comisión Nacional del Agua. 2015. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS). CONAGUA.
- Cortez, F., Javier, 2012. Recarga artificial de acuíferos mediante Pozos de absorción. Tesis de licenciatura. Santiago de Chile, 2012
- DOF 2015. Actualización de la disponibilidad media anual del agua en el acuífero Valle de Celaya (1115), Estado de Guanajuato, CONAGUA.
- Edwards Emily C., Harter Thomas, Fogg Graham E., Washburn Barbara, Hamad Hamad. 2016. Assessing the effectiveness of drywells as tools for stormwater management and aquifer recharge and their groundwater contamination potential. *Journal of Hydrology* 539 (2016) 539–553. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.05.059>
- Edwards Emily Clare. 2017. Assessing the Groundwater Contamination Risk of Drywell-Induced Stormwater Infiltration Using Analytical and Numerical Methods.
- Jean-Louis Briaun. 2013. *Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils*. Edit. John Wiley & Sons. Impreso Nueva Jersey en 2013, EUA. Pag. 983
- R. P. Moston, and S. F. Versaw. A. I. Johnson, R. P. Moston, and S. F. Versaw. Laboratory study of aquifer properties and well design for an artificial recharge site. *GSWS*, paper 165)
- Steven. A Huges, 1993. *Physical models and laboratory Techniques in Coastal Engineering*. Avanced series in Coastal Engineering, Volume 7. World Scientific.

10. Abreviaturas

Amp = Amperes

CA = corriente alterna

CC = Corriente continua

cm ca = presión en centímetros columna de agua

CONAGUA = Comisión Nacional del Agua

DL= descarga libre de la prueba

E= experimento numero

H= carga

JUMAPA= Junta Municipal de agua potable y alcantarillado de Celaya, Gto.

Kg = kilogramos

Kg/cm² = presión en kg sobre centímetro cuadrado

Ks = Conductividad hidráulica saturada

MFE= Modelo físico a escala

MM= Modelo matemático

NF= nivel freático del experimento

NOM = Normas Oficiales Mexicanas

NPT = rosca nacional de tuberías, tipo de rosca cónica

P= presión

PH=Presión Hidrostática

PSI = presión en libras sobre pulgadas cuadradas

Q= Caudal

RAA = Recarga Artificial de Acuíferos

RL= Regresión lineal

SACMEX = Sistema de Aguas de la Ciudad de México

SD = tarjeta de memoria

V = Volts