



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DEL ESTADO DE MÉXICO

**INSTITUTO INTERAMERICANO DE TECNOLOGÍA
Y CIENCIAS DEL AGUA**

**MODELACIÓN Y DISEÑO DE POZOS DE INFILTRACIÓN
COMO SISTEMAS URBANOS DE DRENAJE SOSTENIBLE
(SUDS)**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN CIENCIAS DEL AGUA

PRESENTA:
ING. ALFREDO SUÁREZ ORTEGA

TUTOR ACADÉMICO
DR. HUMBERTO SALINAS TAPIA

TUTORES ADJUNTOS
DR. DAURY GARCÍA PULIDO
DR. CALOS DÍAZ DELGADO



Toluca, Estado de México, Diciembre 2023

RESUMEN

La gestión de las aguas pluviales en entornos urbanos se ha convertido en un tema de gran relevancia debido a las significativas implicaciones sociales asociadas. En este contexto, la ingeniería desempeña un papel fundamental al contribuir al desarrollo de infraestructuras que facilitan la evacuación eficiente de la esorrentía.

Es aquí donde, la presente investigación adquiere una relevancia significativa, al proponer la formulación de un método para el cálculo y diseño de sistemas de infiltración destinados a integrarse en sistemas de drenaje urbano sostenible (SUDS). El objetivo es aplicar estos sistemas en el diseño de redes de drenaje pluvial. En este contexto, se ha elegido específicamente el enfoque de pozos de infiltración como un tipo de SUDS.

Con el propósito de facilitar el análisis y diseño de estos sistemas, se ha desarrollado una herramienta hidro-informática. Su función principal es determinar los hidrogramas de salida de los sistemas de infiltración, especialmente en situaciones de saturación del suelo. Para este diseño, se han empleado dos esquemas de solución de la ecuación de Richards tales como: el método de diferencias finitas y el método del elemento finito. La herramienta se compone de tres módulos distintos: el Módulo 1 aborda los métodos de cálculo, el Módulo 2 se centra en el hidrograma de entrada, condiciones iniciales, discretización de la columna, tiempos de simulación y criterios de iteración, mientras que el Módulo 3 se encarga de la presentación de resultados gráficos.

El análisis de la estimación de los hidrogramas de salida en situaciones de saturación del suelo se llevó a cabo mediante la consideración de diversos escenarios de escurrimiento y variación de capas de suelo. Se examinaron varios casos de estudio o escenarios de escurrimiento, donde la obtención de los parámetros del suelo y los hidrogramas de escurrimiento de entrada representa una de las principales limitantes para la modelación de los pozos de infiltración.

No obstante, la herramienta desarrollada permite analizar el comportamiento del contenido de humedad, la carga piezométrica, realizar un balance de caudales, así como determinar los excedentes que se consideran retornos al drenaje. Estos datos son esenciales para definir el número de pozos a utilizar y comprender el comportamiento de los pozos ante diversos eventos pluviales.

ABSTRACT

The management of stormwater in urban environments has become a topic of great importance due to its significant social implications. In this context, engineering plays a crucial role by contributing to the development of infrastructure that facilitates the efficient evacuation of runoff.

This is where the present research gains significant relevance by proposing the formulation of a method for the calculation and design of infiltration systems intended to integrate into Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS). The goal is to apply these systems in the design of stormwater drainage networks. Specifically, the focus has been placed on the infiltration well approach as a type of SUDS.

To facilitate the analysis and design of these systems, a hydro-informatics tool has been developed. Its main function is to determine the outflow hydrographs of infiltration systems, especially in saturated soil conditions. For this design, two solution schemes for the Richards equation have been employed: the finite difference method and the finite element method. The tool consists of three distinct modules: Module 1 addresses calculation methods, Module 2 focuses on the input hydrograph, initial conditions, column discretization, simulation times, and iteration criteria, while Module 3 is responsible for presenting graphical results.

The analysis of estimating outflow hydrographs in saturated soil conditions was carried out by considering various runoff scenarios and soil layer variations. Multiple case studies or runoff scenarios were examined, where obtaining soil parameters and input runoff hydrographs represents one of the main limitations for the modeling of infiltration wells.

Nevertheless, the developed tool allows for the analysis of moisture content behavior, piezometric load, conducting a flow balance, as well as determining surpluses considered as returns to drainage. These data are essential for defining the number of wells to be used and understanding the behavior of wells during various rainfall events.

ÍNDICE GENERAL

<i>RESUMEN</i>	<i>ii</i>
<i>ABSTRACT</i>	<i>iii</i>
<i>ÍNDICE DE FIGURAS</i>	<i>vii</i>
<i>ÍNDICE DE TABLAS</i>	<i>xi</i>
<i>ACRONIMOS</i>	<i>xii</i>
<i>LISTADO DE TÉRMINOS Y UNIDADES</i>	<i>xiii</i>
<i>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN</i>	<i>1</i>
1.1 Antecedentes.....	2
1.2 Justificación.....	7
1.3 Objetivos.....	8
1.3.1 <i>Objetivos específicos</i>	8
<i>CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO</i>	<i>10</i>
2.1 Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenibles (SUDS).....	10
2.1.1 <i>Clasificación y tipologías</i>	11
2.1.2 <i>Especificaciones de diseño de pozos y zanjas de infiltración</i>	13
2.1.3 <i>Celdas de infiltración para drenaje urbano sostenible</i>	15
2.2 Métodos de diseños para Sistemas de Infiltración.....	16
2.2.1 <i>Capacidad de infiltración de los suelos</i>	17
2.2.2 <i>Riesgos en la infiltración</i>	18
2.2.3 <i>Diseño hidráulico del sistema de infiltración</i>	19
2.2.4 <i>Ecuaciones gobernantes del flujo subterráneo</i>	22
2.3 Solución numérica de la Ecuación de Richards para la simulación de la infiltración unidimensional para un suelo no saturado.....	23

2.3.1	<i>Solución de la Ecuación de Richards basada en carga h con el método de diferencias finitas (DFH)</i>	26
2.3.2	<i>Solución de la Ecuación de Richards basada en carga h con el método del elemento finito (EFH)</i>	26
2.3.3	<i>Solución de la Ecuación de Richards basada en el contenido de humedad θ con el método de diferencias finitas (DFθ)</i>	28
2.3.4	<i>Solución de la Ecuación de Richards basada en el contenido de humedad θ con el método del elemento finito (EFθ)</i>	28
2.3.5	<i>Solución de la Ecuación de Richards basada en forma mixta con el método de diferencias finitas (DFM)</i>	29
2.4	Acerca del lenguaje técnico de programación MATLAB	30
2.5	Raíz del error cuadrático medio	31
CAPÍTULO 3. MATERIALES Y MÉTODOS		33
3.1	Búsqueda y análisis de la información de la zona de estudio	34
3.2	Comparación entre el software HYDRUS-1D y el Código para la simulación de la infiltración unidimensional en el suelo no saturado	34
3.3	Modelaciones usando el código para la simulación de la infiltración unidimensional en el suelo no saturado	36
3.3.1	<i>Información del Escenario 1</i>	37
3.3.2	<i>Información del Escenario 2</i>	39
3.3.3	<i>Información del Escenario 3</i>	42
3.4	Desarrollo de la herramienta Hidro-informática	44
CAPÍTULO 4. RESULTADOS		46
4.1	Recopilación y análisis de la información	46
4.1.1	<i>Zona de estudio</i>	46
4.1.2	<i>Marco geológico e hidrogeológico</i>	48
4.1.3	<i>Identificación de las áreas prioritarias para la recarga artificial</i>	50

4.1.4	<i>Profundidad del agua subterránea</i>	54
4.1.5	<i>Registro de precipitaciones</i>	55
4.2	Validación del código desarrollado para la simulación de la infiltración	59
4.3	Resultados de los escenarios simulados con el Código para la simulación de la infiltración unidimensional en el suelo no saturado	61
4.3.2	<i>Resultados de la simulación del Escenario 2</i>	65
4.3.3	<i>Resultados de la simulación del Escenario 3</i>	69
4.3.3.1	<i>Simulación para un área de 100 m²</i>	69
4.3.3.2	<i>Simulación para un área de 200 m²</i>	71
4.3.3.3	<i>Simulación para un área de 500 m²</i>	73
4.4	<i>Desarrollo e interfaz de la Herramienta Hidro-informática</i>	75
4.5	<i>Método de diseño para pozos de infiltración</i>	77
	Conclusiones	79
	Referencias	80
	Anexos	86

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.1: Ejemplo del grado de inundación en México: a) Inundaciones en Tabasco (www.chicagotribune.com, 2020) b) Inundaciones en el valle de México (www.elsoldemexico.com.mx, 2019)</i>	<i>3</i>
<i>Figura 2.1: Clasificación de las Técnicas de Drenaje Sostenible (Sañudo et al., 2012)</i>	<i>12</i>
<i>Figura 2.2: Especificaciones de diseño para zanjas de infiltración.....</i>	<i>14</i>
<i>Figura 2.3: Especificaciones de diseño para pozos de infiltración.</i>	<i>15</i>
<i>Figura 2.4: Celdas de infiltración (Sánchez, 2022)</i>	<i>15</i>
<i>Estas celdas de infiltración tienen diferentes funciones:.....</i>	<i>16</i>
<i>Figura 2.5: Guía de decisiones para el uso de sistemas de infiltración (Woods-Ballard et al., 2015).....</i>	<i>19</i>
<i>Figura 2.6: Proceso de diseño hidráulico de un sistema de infiltración (Woods-Ballard et al., 2015).....</i>	<i>20</i>
<i>Figura 3.1: Diagrama de flujo de la metodología implementada.....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 3.2: Hidrograma de entrada para la simulación 2</i>	<i>35</i>
<i>Figura 3.3: Hidrograma de entrada para Escenario #1</i>	<i>36</i>
<i>Figura 3.4: Hidrograma de entrada para Escenario #2</i>	<i>36</i>
<i>Figura 3.5: Ubicación del Escenario #1, Centro de Distribución.</i>	<i>37</i>
<i>Figura 3.6: Perfil del suelo para Escenario #1, Centro de Distribución.</i>	<i>38</i>
<i>Figura 3.7: Condiciones iniciales del perfil del suelo, Escenario 1, Centro de Distribución.....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 3.8: Ubicación del Escenario #2, Comercializadora de Acero Inoxidable.</i>	<i>40</i>
<i>Figura 3.9: Perfil del suelo para Escenario #2, Comercializadora de Acero Inoxidable. ...</i>	<i>40</i>

<i>Figura 3.10: Condiciones iniciales del perfil del suelo, Escenario #2, Comercializadora de Acero Inoxidable.....</i>	<i>41</i>
<i>Figura 3.11: Conceptualización del proceso a modelar.</i>	<i>42</i>
<i>Figura 3.12: Modelo conceptual del escenario 3.</i>	<i>42</i>
<i>Figura 3.13: Series de lluvias diarias, del 01 de junio hasta 10 de septiembre del 2017 (Estación #15126).</i>	<i>43</i>
<i>Figura 3.14: Diagrama de flujo de estructura y funcionamiento de la herramienta.</i>	<i>45</i>
<i>Figura 4.1: Mapa de localización del Acuífero del valle de Toluca y su Zona Metropolitana (Díaz, 2021).</i>	<i>48</i>
<i>Figura 4.2: Columna litológica correspondiente al registro geofísico del Pozo Zinacantepec (Díaz 2021).</i>	<i>50</i>
<i>Figura 4.3: Áreas prioritarias para la recarga artificial en la región del acuífero del valle de Toluca (Martínez, 2016).</i>	<i>51</i>
<i>Figura 4.4: Áreas de alta prioridad para la recarga artificial (Martínez, 2016).</i>	<i>52</i>
<i>Figura 4.5: Áreas de prioridad media para la recarga artificial en la zona media del valle de Toluca (Martínez, 2016).</i>	<i>53</i>
<i>Figura 4.6: Áreas con baja prioridad para la recarga artificial al norte del acuífero (Martínez, 2016).</i>	<i>54</i>
<i>Figura 4.7: Ubicación de las estaciones pluviométricas en la zona de estudio (Becerril, 2020).</i>	<i>57</i>
<i>Figura 4.8: Comparación de los resultados de la simulación 1 entre HYDRUS 1D y el código desarrollad para diferentes tiempos,</i>	<i>60</i>
<i>Figura 4.9: Comparación 2, a) Distribución final de la carga b) Distribución del contenido de humedad.</i>	<i>60</i>
<i>Figura 4.10: Modelo conceptual del Escenario #1.</i>	<i>61</i>
<i>Figura 4.11: Comportamiento de la carga hidráulica en la superficie del pozo.</i>	<i>62</i>

<i>Figura 4.12: Comportamiento de la carga debajo del pozo para diferentes intervalos de tiempo.</i>	<i>63</i>
<i>Figura 4.13: Comportamiento del contenido o mancha de humedad debajo del pozo para diferentes intervalos de tiempo.</i>	<i>63</i>
<i>Figura 4.14: Comportamiento del flujo debajo del pozo para diferentes intervalos de tiempo.</i>	<i>64</i>
<i>Figura 4.15: Comportamiento de los diferentes tipos flujo en el pozo.</i>	<i>64</i>
<i>Figura 4.16: Modelo conceptual del Escenario 2</i>	<i>65</i>
<i>Figura 4.17: Comportamiento de la carga hidráulica en la superficie del pozo.</i>	<i>66</i>
<i>Figura 4.18: Comportamiento de la carga en el pozo y debajo del pozo.</i>	<i>67</i>
<i>Figura 4.19: Comportamiento del contenido o mancha de humedad en el pozo y debajo del pozo.</i>	<i>67</i>
<i>Figura 4.20: Comportamiento del flujo en el pozo y debajo del pozo.</i>	<i>68</i>
<i>Figura 4.21: Hidrogramas de entrada y salida</i>	<i>68</i>
<i>Figura 4.22: Evolución de la carga hidráulica en el pozo de infiltración que drena un área equivalente a 100 m²</i>	<i>69</i>
<i>Figura 4.23: Evolución de la humedad en el pozo de infiltración que drena un área equivalente a 100 m²</i>	<i>70</i>
<i>Figura 4.24: Evolución del flujo en el pozo de infiltración que drena un área equivalente a 100 m²</i>	<i>70</i>
<i>Figura 4.25: Evolución de la carga hidráulica en el pozo de infiltración que drena un área equivalente a 200 m²</i>	<i>71</i>
<i>Figura 4.26: Evolución de la humedad en el pozo de infiltración que drena un área equivalente a 200 m²</i>	<i>72</i>
<i>Figura 4.27: Evolución del flujo en el pozo de infiltración que drena un área equivalente a 200 m²</i>	<i>72</i>

<i>Figura 4.28: Evolución de la carga hidráulica en el pozo de infiltración que drena un área equivalente a 500 m².....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 4.29: Evolución de la humedad en el pozo de infiltración que drena un área equivalente a 500 m².....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 4.30: Evolución del flujo en el pozo de infiltración que drena un área equivalente a 500 m².....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 4.31: Hidrogramas de entrada y salida del pozo de infiltración.</i>	<i>75</i>
<i>Figura 4.32: Módulos que componen la herramienta Hidro-informática.....</i>	<i>76</i>
<i>Figura 4.33: Esquema general empleado para el desarrollo de cada módulo.....</i>	<i>76</i>
<i>Figura 4.34: Interfaz de la herramienta Hidro-informática.</i>	<i>77</i>
<i>Figura A1: Interfaz de la herramienta.</i>	<i>88</i>
<i>Figura A2: Selección del método de cálculo.</i>	<i>88</i>
<i>Figura A3: Selección de todas las condiciones iniciales en el Módulo 2.....</i>	<i>89</i>
<i>Figura A4: Escritura del hidrograma de entrada.</i>	<i>89</i>
<i>Figura A5: Escritura de las condiciones iniciales e índices de materiales.</i>	<i>90</i>
<i>Figura A6: Escritura de las características de los rellenos del pozo.....</i>	<i>91</i>
<i>Figura A7: Escritura de las características de los estratos debajo del pozo.</i>	<i>91</i>
<i>Figura A8: Visualización del número de capas de relleno y estratos, parámetros de van Genuchten y Mualem y modelo conceptual del perfil de suelo.</i>	<i>91</i>
<i>Figura A9: Botón “Calcular”.</i>	<i>92</i>
<i>Figura A10: Botón “Exportar resultados”.....</i>	<i>92</i>

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 3.1 Parámetros hidráulicos del suelo (Carsel y Parrish 1988)</i>	35
<i>Tabla 3.2: Parámetros hidráulicos del suelo (Carsel y Parrish 1988)</i>	37
<i>Tabla 3.3: Condiciones iniciales del perfil del suelo</i>	38
<i>Tabla 3.4: Parámetros hidráulicos del suelo (Carsel y Parrish 1988)</i>	39
<i>Tabla 3.5: Condiciones iniciales del perfil del suelo</i>	41
<i>Tabla 3.6 Parámetros hidráulicos del suelo (Carsel y Parrish 1988)</i>	44
<i>Tabla 3.7: Simbología general de los diagramas de flujo (Cantone, 2006)</i>	45
<i>Tabla 4.1: Descripción del tipo de material geológico del Acuífero del valle de Toluca (UNAM, 1994)</i>	49
<i>Tabla 4.2: Multipiezómetros usados para la interpolación de la profundidad del nivel freático (CONAGUA, 2007)</i>	56
<i>Tabla 4.3: Registros de precipitación máxima diaria de las estaciones con influencia en la zona de estudio (Becerril, 2020)</i>	58
<i>Tabla 4.4: Estadísticas básicas de la precipitación máxima diaria para cada estación pluviométrica (Becerril, 2020)</i>	59

ACRONIMOS

CIRIA	Construction Industry Research and Information Association
EPA	Agencia de Protección Ambiental
IITCA	Instituto Interamericano de Tecnología y Ciencias del Agua
DICTUC	Dirección de Investigaciones Científicas y Tecnológicas de la Pontificia Universidad Católica de Chile
SUDS	Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible
MINVU	Ministerio de Vivienda y Urbanismo
UAEMEX	Universidad Autónoma del Estado de México
EF	Elementos Finitos
DF	Diferencias Finitas
EFH	Elementos finitos basada en la Carga Hidráulica
DFH	Diferencias finitas basada en la Carga Hidráulica
EFT	Elementos finitos basada en el Contenido de Humedad
DFT	Diferencias finitas basada en el Contenido de Humedad
RMSE	Raíz del error cuadrático medio
RSR	Relación de desviación estándar

LISTADO DE TÉRMINOS Y UNIDADES

Término	Definición	Unidades
<i>d1</i>	Ancho de la parte superior de la zanja de infiltración	m
<i>d2</i>	Ancho de la base de la zanja de infiltración	m
<i>d3</i>	Largo de la zanja de infiltración	m
<i>d</i>	Diámetro del pozo de infiltración	m
<i>Prof</i>	Profundidad de la zanja o pozo de infiltración	m
<i>e</i>	Espesores de los filtros	m
<i>p</i>	Porosidad	adimensional
<i>h</i>	Carga hidráulica	m
θ	Contenido de humedad	$\text{cm}^3 \cdot \text{cm}^{-3}$
θ_s	Contenido saturado de humedad	$\text{cm}^3 \cdot \text{cm}^{-3}$
θ_r	Contenido residual de humedad	$\text{cm}^3 \cdot \text{cm}^{-3}$
<i>K</i>	Conductividad hidráulica	$\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$
<i>Ks</i>	Conductividad hidráulica saturada	$\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$
<i>Kr</i>	Conductividad hidráulica residual	$\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Las nuevas tendencias en la gestión sostenible de los recursos hídricos del mundo han llevado al desarrollo de sistemas para minimizar los cambios que provoca la actividad humana sobre los procesos naturales. Los SUDS (Sistemas de Drenaje Urbano Sostenible) son una colección de soluciones de ingeniería que permiten el diseño de infraestructuras para mitigar el impacto hidrológico de las cuencas hidrológicas urbanizadas.

Hasta la fecha, se ha demostrado que los SUDS tienen el potencial de reducir el riesgo de inundaciones urbanas al tiempo que permiten el uso y almacenamiento de agua que antes se desperdiciaba. Ya que más de un 90 % del agua de lluvia se desperdicia al evaporarse o escurrirse hacia el drenaje y mientras que el resto llega a infiltrarse al subsuelo y recargar los mantos freáticos, señala una estadística emitida por la Comisión Nacional del Agua (Perales et al., 2008).

Estos sistemas también están diseñados para ser una parte integral de la gestión de aguas pluviales urbanas. La filosofía de gestión consiste en perseguir lo más fielmente posible las características del ciclo natural del agua existente en la región tras la finalización de la urbanización.

A través de la implementación de SUDS, el objetivo es hacer que la respuesta hidrológica del área urbanizada sea lo más similar posible al estado original antes de la urbanización, de modo que se pueda minimizar el impacto del desarrollo urbano en cuanto a cantidad y calidad de la escorrentía.

Para Bayón et al. (2009), los SUDS son una de las nuevas estrategias para mejorar el funcionamiento y desarrollo urbano sostenible.

1.1 Antecedentes

Los desastres urbanos asociados con fenómenos naturales han tenido diferentes repercusiones a través de la historia. Sin embargo, durante la última década los impactos por amenazas naturales han causado innumerables pérdidas humanas, materiales y económicas (Pelling, 2005). Particularmente en ciudades latinoamericanas, los impactos por inundación se han visto magnificados debido a los procesos acelerados de urbanización de las últimas décadas (Hernández & Vieyra, 2010).

Este proceso produce cambios considerables en el ciclo hidrológico, reduciendo las tasas de infiltración y aumentando la velocidad y el volumen de escorrentía (Poletto & Tassi, 2012). Los impactos negativos de las inundaciones se deben a la infraestructura tradicional de drenaje de las aguas pluviales, los cambios en el uso del suelo y su mayor impermeabilidad, permitiendo que el agua fluya con mayor facilidad en comparación con un estado natural o rural (Jacobson, 2011).

Asimismo, las urbanizaciones tienen un impacto significativo en las redes de drenaje, los usos urbanos y las redes de transporte intervienen o en ocasiones reemplazan los cursos de agua naturales, afectando la geometría de las redes de drenaje (May et al., 1998), reduciendo sistemáticamente su densidad. Es decir, redes viales superpuestas u otros espacios con propiedades altamente impermeables, en lugar de ser redes de drenaje natural, alteran severamente el sistema hídrico dentro de la cuenca, afectando gradualmente la calidad de los cauces (Arnold & Gibbons, 1996).

En cuanto a la red de drenaje, se ha encontrado que el proceso de urbanización ha producido cambios significativos en las cuencas urbanas. En consecuencia, la expansión de las superficies urbanas y la construcción de líneas de comunicación para fines habitacionales e industriales ha resultado en una pérdida de densidad, longitud y forma de los cursos de agua naturales. También es responsable de los cambios de trazado y ocupación de cauces, así como de la evolución de los coeficientes de escurrimiento dentro de la cuenca (May et al., 1998; Arnold & Gibbons, 1996 y Stone, 2004).

Así mismo, se ha modificado el trazado de la red de drenaje, sustituyendo las formas naturales curvas por un trazado más regular y recto (Stone, 2004).

Por su ubicación geográfica, México cuenta con zonas vulnerable a eventos hidrometeorológicos extremos en el Golfo de México y el Océano Pacífico. Se estima que 162,000 kilómetros cuadrados de tierra en el país son vulnerables a inundaciones (Cenapred, 2015). En la figura 1.1 se muestran ejemplos de diversas inundaciones urbanas en México.



Figura 1.1: Ejemplo del grado de inundación en México: a) Inundaciones en Tabasco (www.chicagotribune.com, 2020) b) Inundaciones en el valle de México (www.elsoldemexico.com.mx, 2019)

De acuerdo con la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (2013), la geografía física y el clima de México hacen que su topografía y condiciones hidrológicas sean favorables para la presencia de fenómenos hidrometeorológicos como las inundaciones, que se presentan desde la antigüedad (Audefroy, 2012). De acuerdo con el Centro Nacional de Prevención de Desastres (Salas Salinas & Jiménez Espinoza, 2004), se considera como inundación:

“Eventos que ocurren donde la intrusión o infiltración de agua normalmente ocurriría debido a un aumento en el nivel de agua superficial libre del río o del océano debido a precipitaciones, olas, marejadas ciclónicas o fallas de cualquier estructura hidráulica, como se muestra en la figura 1.1, se conoce como inundación y generalmente causa daños en la población, agricultura, ganadería e infraestructura.”

Las inundaciones en áreas urbanas generalmente se deben a la capacidad de drenaje urbano insuficiente, porque a menudo se diseña sin considerar el crecimiento de la población, y en muchas ciudades no se cuenta con un drenaje pluvial independiente del drenaje sanitario, y la capacidad de evacuación se ve rebasada en una tormenta.

Durante muchos años, la práctica del drenaje urbano fue dirigir el agua a las afueras de la ciudad. Se han excavado canales urbanos y se han diseñado alcantarillas para recibir toda la escorrentía superficial. Como resultado de estas actividades, los ríos han perdido su riqueza natural y su capacidad de responder a las inundaciones, mientras que el sistema de alcantarillado no puede absorber agua adicional de las nuevas áreas de desarrollo urbano (Gómez et al., 2004).

En cuanto a la calidad del agua, es claro que nadie quiere beber los desechos de su vecino de la cuenca, por lo que se han construido plantas de tratamiento de aguas residuales. Pero el agua de lluvia que lava las carreteras y forma escorrentías superficiales también degrada gravemente el medio ambiente, creando una contaminación generalizada (Butler y Davies, 2000).

Frente a estos problemas, nació el concepto de Drenaje Urbano Sostenible con el objetivo de proteger y mejorar la calidad del agua, minimizar inundaciones, permitir la recarga de acuíferos y promover el desarrollo urbano de calidad en zonas donde el sistema de alcantarillado existente está saturado o a punto de saturarse (EPA, 1999).

Todo esto se logra manejando la escorrentía desde el momento en que la lluvia toca el suelo. La gestión del agua de lluvia se basa en tres pilares: disponibilidad de agua, calidad del agua a través de procesos naturales, y el servicio ciudadano con la mejora del paisaje urbano y la recuperación de hábitats naturales dentro de las ciudades (Fernández et al., 2003).

Además, si se toma en cuenta que los efectos de la urbanización modifican las condiciones de infiltración y escorrentía, es necesario implementar obras y técnicas de drenaje capaces de subsanar estos efectos de forma natural y que permitan llevar a cabo una gestión sustentable del drenaje pluvial. Bajo esta necesidad se han implementado diferentes técnicas que han sido nombradas de diferentes formas, sin embargo, la mayoría funcionan bajo los mismos principios y tratan de contrarrestar los efectos hidrológicos negativos de la urbanización (Myers & Pezzaniti, 2019), por ejemplo, se encuentran los denominados Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS), Mejores Prácticas de Manejo (BMPs), Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible (TEDUS) entre otros (Perales et al., 2008).

La selección de los SUDS no es sencilla, se trata de un proceso multidisciplinario donde se debe tomar en cuenta factores tradicionalmente relegados a un segundo plano como la calidad

paisajística, el entorno arquitectónico o los usos del suelo urbano (National SUDS Working Group, 2003).

Respecto a la recarga de aguas subterráneas las Normas Oficiales Mexicanas NOM-014-CONAGUA-2003 y NOM-015-CONAGUA-2003 (2016), establecen los requisitos que deben cumplir: la calidad del agua, la operación y el monitoreo utilizados en los sistemas de recarga artificial de acuíferos con agua residual tratada.

Hay diferentes estudios sobre soluciones que involucran procesos de infiltración y estructuras que regulan condiciones de flujo o drenajes en suelos que lo requieran. Por ejemplo, el modelado numérico unidimensional del proceso de infiltración en suelos parcialmente saturados (Guzmán et al., 2019), donde se presenta un análisis numérico del proceso de infiltración de agua en columnas unidimensionales de suelo y suelo-geosintético bajo condiciones parcialmente saturadas.

Roldin et al., (2013), realizaron un diseño para utilizarse en situaciones en las que los modelos de drenaje urbano distribuido con sumideros o dispositivos de infiltración similares se acoplan a modelos de flujo de agua subterránea distribuidos, introduciendo un nuevo concepto de modelado, en donde la acumulación local de sistemas de infiltración a pequeña escala y sus efectos sobre la tasa de infiltración pueden representarse incluso si la resolución espacial del modelo de flujo de agua subterránea es más gruesa que la extensión del montículo.

Los resultados mostraron que la desviación es menor para escenarios que incluyen una capa freática poco profunda, solo alrededor del 5% en promedio. Mostrando como entre otras cosas, el nuevo concepto de modelado como una herramienta útil para simular la infiltración de aguas pluviales a pequeña escala en presencia de una capa de agua subterránea poco profunda con modelos distribuidos en escalas más grandes (Roldin et al., 2013).

Referente a la importancia de los procesos de infiltración, Victor Heilweil y Dennis Watt (2010) desarrollaron un estudio sobre una nueva técnica de infiltración de superficie rentable que utiliza zanjas para mejorar la recarga del acuífero. Ellos realizaron un experimento de la zanja de infiltración de 48 días en suelo arenoso para evaluar este método alternativo de recarga artificial de extensión superficial. Las tasas finales de infiltración a través del fondo de la zanja fueron de aproximadamente 0,5 m/día, determinando que las tasas más altas probablemente fueron

causadas por una combinación de factores que incluyen, la eliminación del suelo de menor permeabilidad, el acceso a fracturas verticales de arenisca abiertas, una reducción en la obstrucción física asociada con las capas de limo, reducción de los efectos de viscosidad al mantener las condiciones isotérmicas, minimizar la obstrucción química causada por la precipitación mineral de carbonato asociada con la fotosíntesis de algas, y la disminución de la obstrucción de gases asociada con el aire atrapado y los gases biogénicos (Heilweil & Watt, 2010).

Por otro lado, con el objetivo de monitorear los niveles de la capa freática, en respuesta a la infiltración de aguas pluviales de una cuenca de infiltración, se desarrolló un estudio para calibrar y probar un modelo numérico de flujo de la capa freática, utilizando los datos observados, para evaluar los factores principales que afectan la capa freática (Nimmer & Thompson, 2009). En este estudio se utilizó el software HYDRUS-2D.

Dentro del campo de la ingeniería civil e hidrología, el desarrollo de herramientas aplicables al diseño y análisis de redes de alcantarillado es amplio. Pero cabe mencionar que la mayoría de ellas están dotadas de una interfaz gráfica que permite la construcción del modelo digital de la red, conceptualizando cada elemento que la conforma, así como características propias necesarias para llevar a cabo los cálculos del diseño y los principales elementos topológicos que se manejan suelen ser nodos, relaciones de conectividad y área de captación (Haestad & Durrands, 2003).

Respecto a herramientas Hidro-informáticas para la simulación de SUDS, existen modelos que permiten calcular la cantidad de escorrentía y calidad del agua, valorar el funcionamiento de SUDS de manera nativa o simulada y considerar una planeación territorial. Estas herramientas se encuentran en una etapa de constante desarrollo por lo que, el empleo de uno u otro dependerá del problema y de las habilidades que se tengan sobre el manejo de ésta (Ashok et al., 2015).

Análisis realizados sobre modelos aplicables al diseño de SUDS, coinciden en que si bien son modelos operativos que permiten la mejor comprensión del fenómeno, éstos no están del todo completos debido a la falta o consideración de ciertos componentes. Es decir, los modelos no fueron diseñados específicamente para simular todos los fenómenos físicos que ocurren, por lo cual, el usuario tiene la necesidad de realizar abstracciones o modificaciones para solventar estas limitantes (Qianqian, 2014).

Algunos ejemplos de estos modelos son el SWMM (Storm Water Management Model) desarrollado por la EPA (Agencia de Protección Ambiental) de los Estados Unidos, el MUSIC (Model for Urban Stormwater Improvement Conceptualisation) desarrollado en Australia, el WBM (Water Balance Model) desarrollado en la Universidad de New Hampshire en Estados Unidos y el MOUSE (Model for Urban Sewers) desarrollado por la empresa DHI Water & Environment (Elliott & Trowsdale, 2007).

Si bien existen diferentes modelos que se pueden usar para la simulación y el diseño de SUDS, todos tienen algunas limitaciones, como la dificultad de uso, los datos de energía y las limitaciones de aplicación poco claras. Para superar estas deficiencias, un modelo necesita incluir el desarrollo y progreso del problema además de la aplicación de la nueva tecnología. (Haris et al., 2016).

1.2 Justificación

En esta investigación se construyó una propuesta de método para el cálculo y diseño de sistemas de infiltración para su uso como SUDS, con el fin de usarlos en el diseño de redes de drenaje urbano. El tipo de SUDS seleccionado corresponde con los pozos de infiltración y su respectiva herramienta Hidro-informática que facilite el análisis y diseño efectivo de estos sistemas. Esta iniciativa tiene como propósitos crear analizar el comportamiento de los pozos de infiltración, considerando el del flujo subterráneo en la zona no saturada con la finalidad de establecer los parámetros específicos para un adecuado dimensionamiento y la estimación del hidrograma de salida en caso de saturación del suelo bajo diferentes escenarios de escurrimiento. La finalidad del estudio es utilizar estos criterios para el diseño de sistemas de drenaje urbano sostenibles, específicamente en la alimentación de los sistemas de simulación tanto de drenaje urbano donde se analice el diseño del drenaje y el escurrimiento superficial.

Estos sistemas incorporan una gran cantidad de soluciones técnicas que permiten a los ingenieros diseñar infraestructura para gestionar de forma sostenible los recursos hídricos en cuencas urbanizadas. Los SUDS han demostrado su potencial para reducir el riesgo de inundaciones urbanas y a la vez permiten el uso y almacenamiento de agua que antes se

desperdiciaba. Sin embargo, no existen criterios de diseño claros ni la conceptualización adecuada para su uso en el diseño de sistemas de drenaje sostenible.

Los sistemas de infiltración permiten que la escorrentía del agua superficial se infiltre en la zona no saturada durante un intervalo de tiempo, lo que reduce la escorrentía durante las lluvias, pero aquí es importante establecer los criterios de diseño bajo diferentes condiciones de operación hidrológicas e hidráulicas. Dentro de la planeación de futuros desarrollos urbanos se podrán conocer los cambios en la respuesta hidrológica en una cuenca urbana, facilitando la toma de decisiones y así encaminar acciones que permitan lograr o acercarse lo más posible a un impacto hidrológico cero. En conclusión, la herramienta Hidro-informática propuesta en este trabajo facilita el diseño de los sistemas de infiltración mediante las curvas características de las propiedades hidráulicas del suelo, así como la valoración de su funcionamiento para reducir los efectos adversos de las inundaciones. Adicionalmente, estos diseños pueden contribuir a la recarga de los acuíferos y a la gestión sostenible de los recursos hídricos en zonas urbanas a través de soluciones innovadoras diseñadas para integrar la infraestructura con el entorno natural.

1.3 Objetivos

Construir una propuesta de método de diseño de sistemas de infiltración empleados en los SUDS como mecanismos de mitigación de inundaciones, utilizando modelación matemática para obtener hidrogramas de respuesta que se puedan implementar en sistemas de simulación para el diseño y evaluación de redes de drenaje pluvial.

1.3.1 Objetivos específicos

- 1- Realizar un análisis de los sistemas de infiltración empleados como SUDS, con la finalidad de revisar los diferentes criterios de diseño y su conceptualización.
- 2- Recopilar la información sobre las características que deben tener los suelos para que los sistemas de infiltración funcionen de forma efectiva.
- 3- Analizar los modelos numéricos para proponer mejoras a modelos matemáticos que permitan evaluar el funcionamiento de los pozos de infiltración.

- 4- Proponer un método, y su herramienta Hidro-informática para obtener el hidrograma de salida y las curvas de humedad de la zona no saturada alrededor de los sistemas de infiltración.
- 5- Simular el comportamiento de diferentes condiciones de operación de pozos como sistemas de infiltración con el contenido de agua excedente en las redes de drenaje pluvial según diferentes eventos de lluvia para validar el diseño propuesto.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

En este capítulo se presenta la sustentación teórica de las principales partes que integran el proyecto de investigación, algunas de las principales teorías, metodologías y formulaciones relacionadas con el diseño de sistemas convencionales de drenaje pluvial. Todo esto tiene como único propósito presentar información como un sistema coordinado y coherente de conceptos y proposiciones que permitan abordar el problema de los sistemas de infiltración.

2.1 Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenibles (SUDS)

Es necesario un cambio de paradigma en la gestión del agua urbana; el desafío entonces es comprender los procesos hidráulicos naturales e intentar imitarlos con éxito en las ciudades, de modo que se diseñen nuevas estrategias para la gestión del recurso pluvial urbano que se aparten del tradicional sumidero superficial y la tubería subterránea (Molina Prieto & Villegas Rodríguez, 2015).

Dentro del movimiento global del desarrollo sostenible se engloban una serie de soluciones novedosas para completar y mejorar el drenaje urbano actual que ahorren problemas a los sistemas de saneamiento existentes (Fletcher et al., 2015; Santos & Cubides, 2018; Sañudo et al., 2012). Por su parte Elmer y Frakerm (2012), hablan de la “quinta infraestructura” al referirse a los sistemas de conducción de agua pluviales: 1) cuando son concebidos de manera integral con el diseño urbano; 2) cuando se establecen en las ciudades como elementos clave para el ordenamiento del paisaje; y 3) cuando son de uso multifuncional, por lo que, actúan como instrumentos de adaptación al cambio climático.

Los SUDS, se definen como el conjunto de soluciones que se adoptan con el objetivo de retener el mayor tiempo posible las aguas de lluvia en su punto de origen, sin generar problemas de

inundación, minimizando los impactos del sistema urbanístico, en cuanto a la cantidad y calidad de la escorrentía, evitando así, sobredimensionamientos o ampliaciones innecesarias en el sistema (Woods-Ballard et al., 2015). En consecuencia, la filosofía de los SUDS es replicar, lo más cerca posible, el drenaje natural de un sitio antes del desarrollo (Vanegas, 2015).

Los SUDS forman parte de las infraestructuras verdes urbanas y son perfectamente compatibles con los sistemas tradicionales de gestión de aguas pluviales urbanas (Conama, 2018), alineándose con los tres ejes básicos de la sostenibilidad:

- **Economía:** control y gestión eficiente de la cantidad de escorrentías urbanas, reduciendo la producción de escorrentía y dotando así de una mayor resiliencia a los sistemas convencionales existentes.
- **Medio ambiente:** control, gestión y recuperación de la calidad del agua de lluvia, haciendo frente a la contaminación difusa.
- **Sociedad:** valoración y potenciación del paisaje urbano con la puesta en valor de los beneficios añadidos para el propio ciudadano y para la biodiversidad en el ecosistema urbano.

Bajo la denominación SUDS, encontramos infraestructuras como cubiertas vegetadas, aljibes, alcorques de infiltración, pavimentos permeables, pozos, zanjas y depósitos de infiltración, parterres inundables, drenes filtrantes, cunetas verdes, franjas filtrantes, filtros de arena, lagunas de detención y/o infiltración, estanques o humedales artificiales (Conama, 2018).

2.1.1 Clasificación y tipologías

Según Sañudo et al., (2012), existen doce técnicas de drenaje sostenible en cuatro categorías, agrupando en la primera categoría a las medidas preventivas y destacando su importancia en cualquier diseño o aplicación del drenaje urbano.

Las tres categorías restantes son soluciones netamente constructivas, agrupándolas en los distintos sistemas de drenaje sostenible (ver figura 2.1).

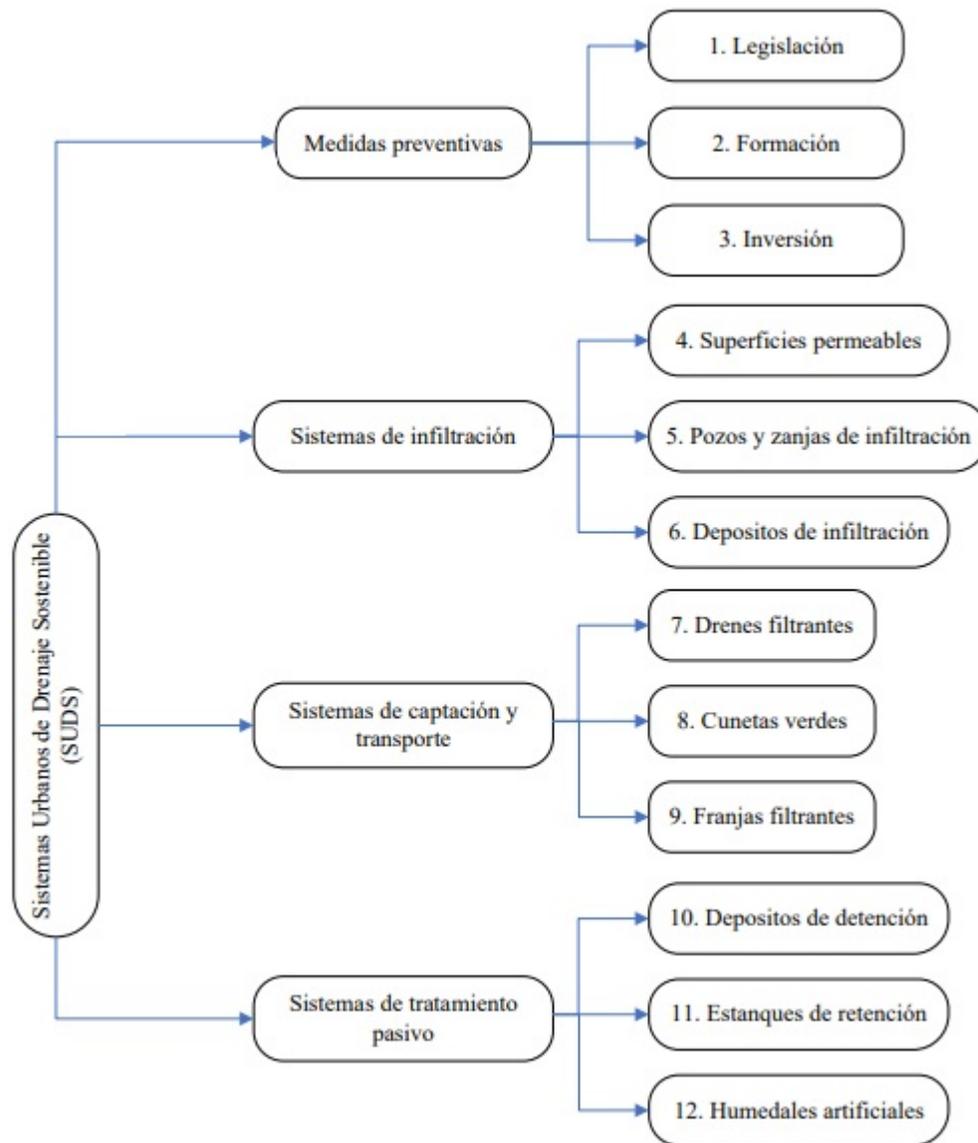


Figura 2.1: Clasificación de las Técnicas de Drenaje Sostenible (Sañudo et al., 2012)

- Sistemas de infiltración:** Estos sistemas y técnicas están diseñadas para retardar la escorrentía superficial, permitiendo recuperar la capacidad de infiltración perdida debido a la urbanización, entre este tipo de sistemas se tienen a los pavimentos permeables, depósitos de almacenamiento en casas, jardines verdes pozos y zanjas de infiltración (Sañudo et al., 2012)

- **Sistemas de captación y transporte:** son aquellos que sirven para recoger y conducir lentamente la escorrentía hacia los puntos de tratamiento y/o vertido, dentro de su trayecto permiten diferentes procesos como la oxigenación, filtración, almacenamiento, infiltración y evaporación. Los drenes filtrantes, cunetas verdes, franjas filtrantes son algunos ejemplos de estos sistemas (Fernández, 2011)
- **Sistemas de tratamiento pasivo:** Estos sistemas permiten gestionar grandes cuencas urbanas, proporcionando almacenamiento del agua pluvial y depuración de su calidad mediante procesos naturales, así como una mejora al paisajismo urbano. Los depósitos de detención, estanques de retención y humedales artificiales son algunos ejemplos (Pérez, 2017).

2.1.2 Especificaciones de diseño de pozos y zanjas de infiltración

Según la Cooperación (2003), entre la Agencia Suiza para el Desarrollo y el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente y las Normas Oficiales Mexicanas NOM-014- CONAGUA-2003 y NOM-015-CONAGUA-2003 (2016), estas son las especificaciones técnicas para el diseño de zanjas y pozos de infiltración.

- Zanjas de infiltración (ver figura 2.2)

- La distancia mínima de cualquier punto de la zanja de infiltración a viviendas, tuberías de agua, pozos de abastecimiento y cursos de agua superficiales (ríos, arroyos, etc.) serán de 5, 15, 30 y 15 metros respectivamente.
- La distancia mínima entre la zanja y cualquier árbol debe ser mayor a 3,0 m.
- La longitud deseable de cada zanja de infiltración será de 20 m, permitiéndose en casos justificados longitudes hasta de 30 m.
- El fondo de la zanja deberá quedar por lo menos a 5,0 m por encima del nivel freático.
- La profundidad de las zanjas estará en función de la topografía del terreno y no deberá ser menor a 0,5 m.
- El ancho de las zanjas estará en función de la capacidad de infiltración de los terrenos y podrá variar entre un mínimo de 0,40 m, a un máximo de 0,90 m.

- La pendiente mínima de la tubería de distribución será de 1,5 ‰ (1,5 por mil) y un valor máximo de 3,0 ‰. (3,0 por mil), pero en ningún caso ha de exceder el 4,5 ‰ (4,5 por mil).

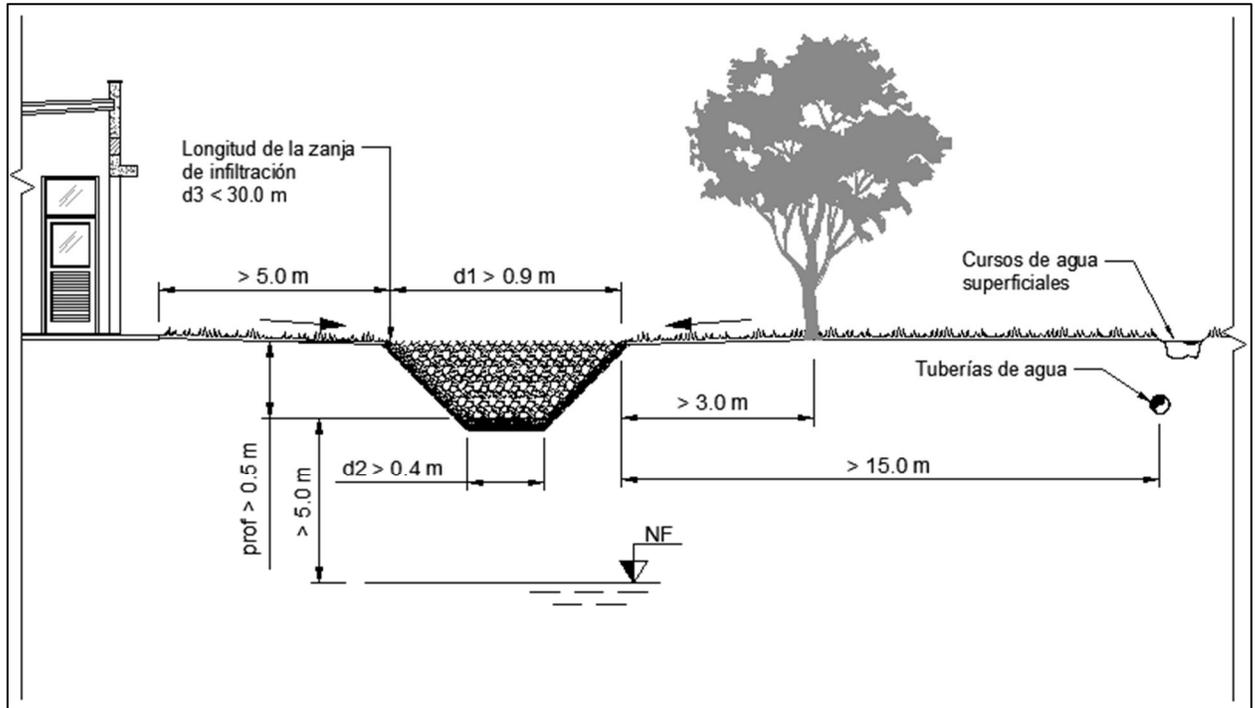


Figura 2.2: Especificaciones de diseño para zanjas de infiltración.

- **Pozos de infiltración** (ver figura 2.3)

- La distancia mínima de cualquier punto del pozo de infiltración a viviendas, tuberías de agua, pozos de abastecimiento y cursos de agua superficiales (ríos, arroyos, etc.) serán de 6, 15, 30 y 15 metros respectivamente.
- La distancia mínima entre el pozo y cualquier árbol debe ser mayor a 5,0 m.
- El fondo del pozo deberá quedar por lo menos a 5,0 m por encima del nivel freático.
- El diámetro mínimo del pozo de absorción será de 1,50 m y la profundidad útil recomendada de cada pozo de infiltración no será mayor a 5,0 m

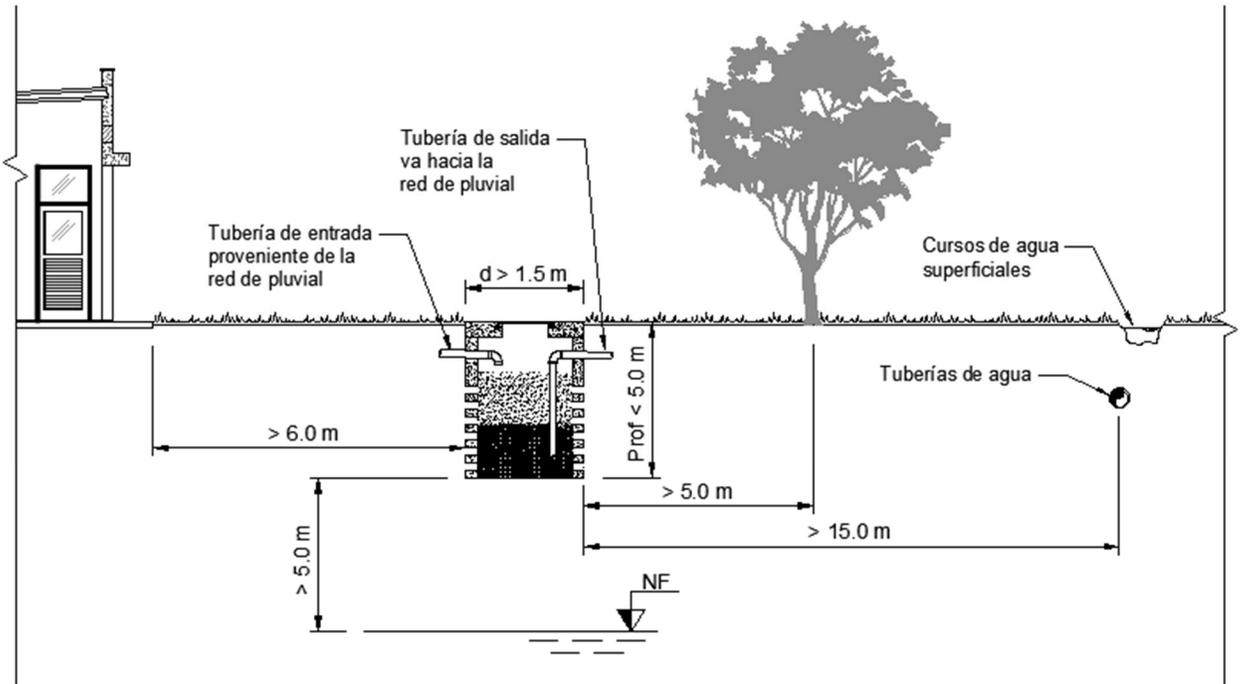


Figura 2.3: Especificaciones de diseño para pozos de infiltración.

2.1.3 Celdas de infiltración para drenaje urbano sostenible

Es un sistema de subsuelo que permite captar y gestionar el agua filtrada a través de superficies permeables. Se han desarrollado prototipos que actúan como biofiltros, ya que el agua de lluvia es filtrada y tratada como si fuera un terreno natural. El material utilizado es polipropileno 100% reciclado, ver figura 2.4. Se han conseguido crear sistemas modulares con una colocación rápida y sencilla que consiguen una gran capacidad de carga (Sánchez, 2022).

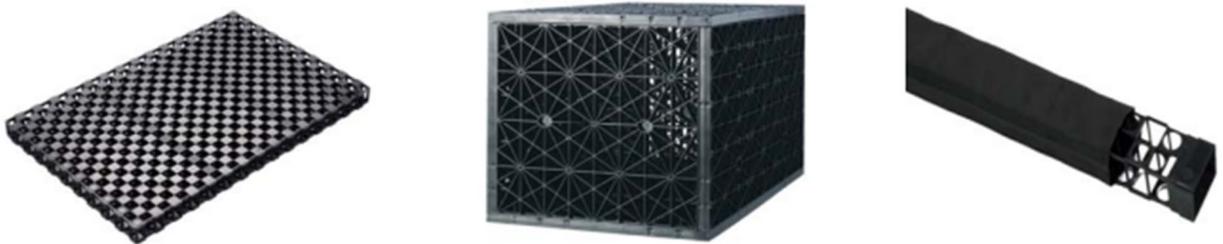


Figura 2.4: Celdas de infiltración (Sánchez, 2022)

Estas celdas de infiltración tienen diferentes funciones:

1- Separación: Separan dos capas de suelo de diferentes texturas permitiendo detener la migración de partículas finas.

2- Drenaje aeróbico: Mantiene el perfil del suelo húmedo y oxigenado, lo cual no solo mejora la calidad del agua, sino también del suelo, mejorando su porosidad infiltrante

3- Protección: Ofrece una protección mecánica permanente frente a posibles perforaciones accidentales o tanto en la fase de instalación como posteriormente.

4- Regulación hídrica: Debido a la elevada tensión superficial del agua, los geotextiles empleados regulan el flujo hídrico arremolinado a través de las celdas, permitiendo que pase el agua solamente cuando se ha superado un cierto gradiente hídrico, logrando mantener el perfil del suelo homogéneamente húmedo y estructuralmente estable.

5- Estabilidad estructural: Al mantener el suelo estable se evita la compactación de este, lo que puede disminuir su capacidad infiltrante.

2.2 Métodos de diseños para Sistemas de Infiltración

Los sistemas de infiltración permiten que la escorrentía de agua superficial se infiltre en el suelo durante un período de tiempo, reduciendo así el volumen de escorrentía durante un evento de lluvia. Los sistemas de infiltración pueden realizar intercepciones para la superficie de captación que contribuye aguas arriba y también puede ayudar a reducir los requisitos de volumen de almacenamiento de atenuación requeridos para el sitio.

Según Woods-Ballard et al. (2015), el uso de la infiltración para eliminar la escorrentía de aguas superficiales también tiene otros beneficios importantes:

- Ayuda a reponer los acuíferos locales del sitio a través de una infiltración profunda y/o actuar para apoyar los flujos de la base de los ríos y los sistemas de humedales locales a través de procesos de infiltración superficial.

- Ayuda a mantener los niveles de humedad del suelo y la vegetación locales. En áreas urbanas, esto puede reducir los efectos adversos que los árboles pueden tener en los cimientos al reducir el potencial de encogimiento de los suelos.

Para que un suelo sea adecuado para infiltrar eventos de escorrentía de diseño, debe ser:

- Permeable
- Insaturados

Además, debe tener el grosor y la extensión suficientes para dispersar el agua de manera eficaz.

Hay una serie de limitaciones para el uso de la infiltración. Estos deben evaluarse completamente para cualquier sitio y cualquier ubicación de infiltración potencial, para garantizar que los riesgos se minimicen. La velocidad a la que podría ocurrir la infiltración, junto con el estándar de diseño de servicio del sistema y el área de captación contribuyente, influirá en el área de la superficie de infiltración y el volumen de almacenamiento temporal requerido (Bettess, 1996)

Según el Servicio Geológico Británico (2015) la información preliminar sobre si un sitio puede ser adecuado para la infiltración se puede obtener de:

- Estudios y cartografía geológicos e hidrogeológicos existentes para el sitio
- Cartografía de peligros geográficos
- Registros de contaminación potencial en o debajo del sitio
- Registros de pozos u observaciones de aguas subterráneas relevantes para el sitio
- Designaciones de acuíferos en o cerca del sitio.

2.2.1 Capacidad de infiltración de los suelos

La velocidad a la que se produce la infiltración depende de las propiedades de los suelos y de la geología subyacente a través de la cual se descarga el agua. La capacidad del suelo para infiltrar agua viene dada por el coeficiente de infiltración. Esta es la tasa de infiltración a largo plazo en el suelo dividida por el área de infiltración. La tasa de infiltración está relacionada con la permeabilidad del suelo (Woods-Ballard et al., 2015).

La permeabilidad de un suelo saturado, k , es su capacidad para transmitir fluido bajo un gradiente de presión hidráulica. A menudo se le llama coeficiente de permeabilidad o conductividad hidráulica. La infiltración de agua en el suelo por encima del nivel freático probablemente se producirá en suelos parcialmente saturados donde la relación entre las propiedades del suelo y el flujo es mucho más compleja y se describe mediante ecuaciones diferenciales no lineales (Blake, 2010).

Cuando el agua se drena verticalmente en un suelo no saturado con un sistema de flujo estable, es razonable suponer un gradiente hidráulico unitario. En estas condiciones, la tasa de infiltración, q , es numéricamente equivalente al coeficiente de permeabilidad del suelo, k (Watkins, 1995).

La tasa de permeabilidad o infiltración será alta para suelos de grano grueso como arenas y gravas y baja para suelos finos como limos y arcillas. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que, en el Reino Unido, los depósitos de arena y grava a menudo tienen un alto contenido de limo o arcilla, lo que reducirá significativamente su tasa de infiltración.

2.2.2 Riesgos en la infiltración

Se deben tomar consejos geotécnicos y se deben verificar las propiedades geotécnicas de los suelos circundantes para asegurarse de que la infiltración de agua no represente un riesgo inaceptable para el sitio y / o área local. Se debe establecer que la infiltración no causará un riesgo significativo de inestabilidad (por ejemplo, de muros de contención, pendientes, características de la solución o relleno poco consolidado) o movimiento que pueda afectar adversamente cualquier edificio u otras estructuras cercanas.

El riesgo potencial de efectos adversos por la infiltración de agua dependerá del volumen de agua que se descargue junto con la profundidad y el área del plano del sistema de infiltración. Cuanto menor sea el área del sistema en relación con el área drenada, mayor es el riesgo (Wilson & Derosa, 2006).

Es probable que se requiera una investigación geotécnica para garantizar que las condiciones del terreno sean adecuadas y para verificar el desempeño probable del componente de

infiltración. La figura 2.5 proporciona un árbol de decisiones para la evaluación de peligros para el sistema de infiltración (Woods-Ballard et al., 2015).

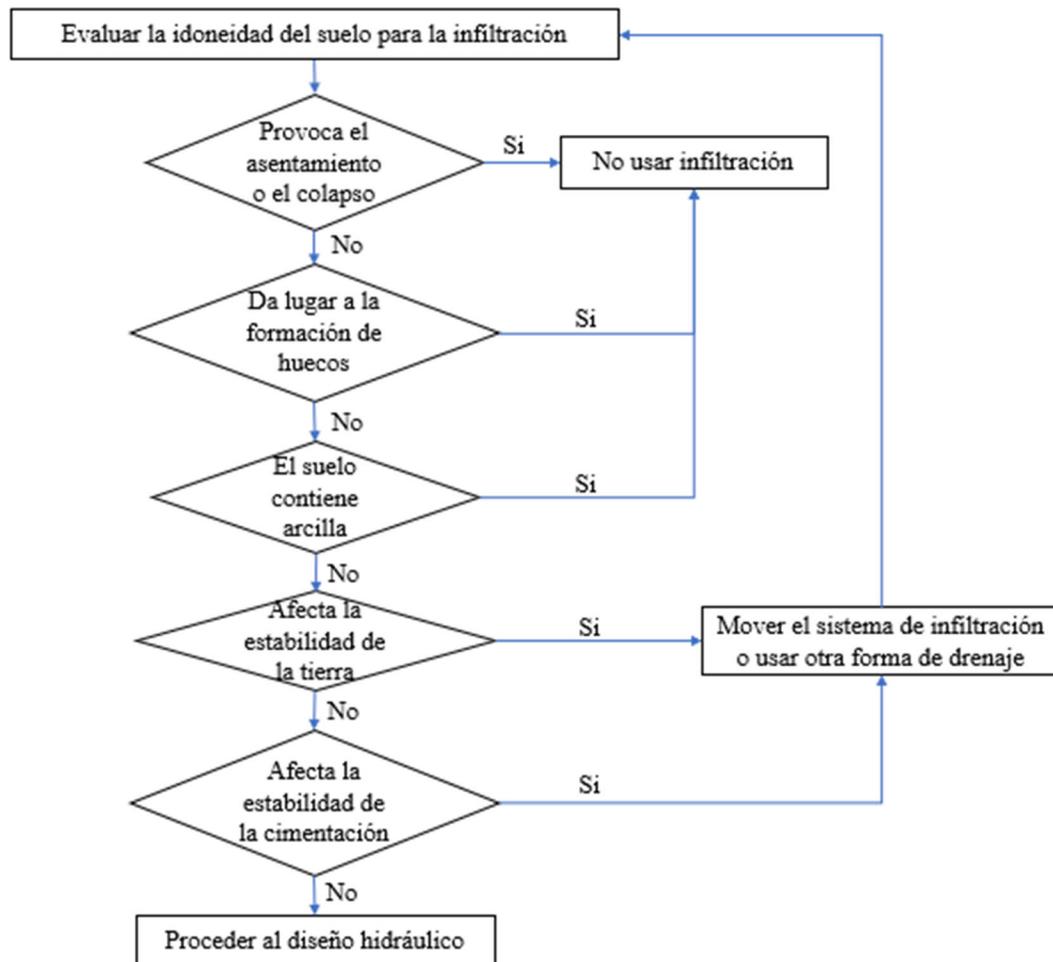


Figura 2.5: Guía de decisiones para el uso de sistemas de infiltración (Woods-Ballard et al., 2015).

2.2.3 Diseño hidráulico del sistema de infiltración

En la mayoría de las circunstancias, el área sobre la que se propone el sistema de infiltración es considerablemente más pequeña que el área impermeable que se va a drenar. Excepto por los suelos más permeables, la tasa de entrada al sistema de infiltración excederá la tasa de salida. Por lo tanto, es necesario almacenar el agua en el sitio o en la unidad de infiltración para permitir que se absorba (Bettess, 1996).

La provisión de suficiente capacidad de almacenamiento es esencial para que un sistema de infiltración las cumpla con el estándar de diseño. El propósito del diseño hidráulico es seleccionar las dimensiones del sistema que sean suficientes para almacenar e infiltrar la escorrentía de la tormenta de diseño. Se deben proporcionar desbordamientos o puntos de descarga adicionales, si no se puede confiar en la infiltración total para todos los eventos del período de retorno, y siempre se debe considerar la gestión del exceso de flujo. El procedimiento de diseño hidráulico se establece en la Figura 2.6 (Woods-Ballard et al., 2015).

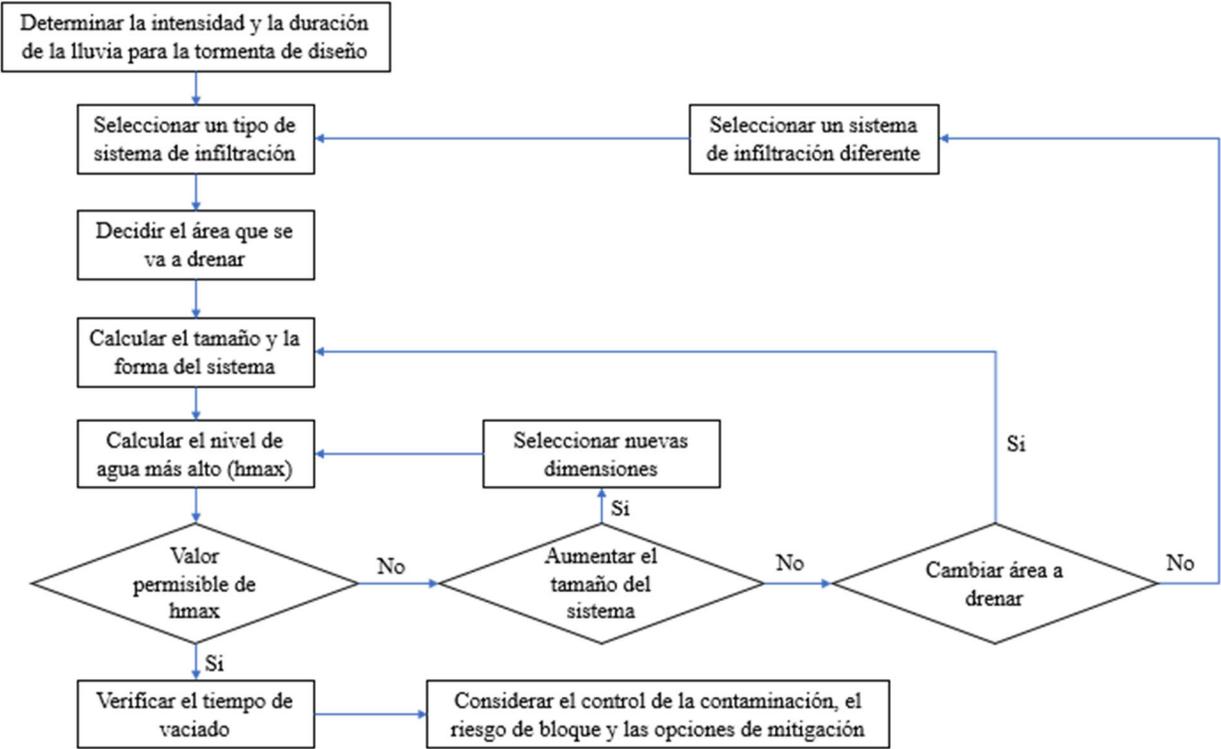


Figura 2.6: Proceso de diseño hidráulico de un sistema de infiltración (Woods-Ballard et al., 2015).

Los dispositivos de infiltración se diseñan comúnmente para períodos de retorno de 100 años, más un margen por el cambio climático (Woods-Ballard et al., 2015). Una de las mayores incertidumbres en el diseño de los sistemas de infiltración son los parámetros y características de los suelos, ya que estas pueden variar en el tiempo, especialmente si no se incluye un tratamiento previo eficaz en el diseño y/o el mantenimiento del sistema es deficiente. Para tener

en cuenta esto, se introduce un factor de seguridad en el procedimiento de diseño que reduce el valor observado del coeficiente de infiltración. El factor utilizado depende de las consecuencias de la falla y, por lo tanto, se requiere un juicio técnico en cuanto al factor que se utilizará (Woods-Ballard et al., 2015).

Para determinar la profundidad máxima del agua de un sistema de infiltración se utiliza la siguiente ecuación:

$$h_{max} = a * [e^{(-b*D)} - 1] \quad (2.1)$$

$$a = \frac{A_b}{P_b} - i * \frac{A_d}{P_b * k} \quad (2.2)$$

$$b = \frac{P_b * k}{p * A_b} \quad (2.3)$$

Donde:

h_{max} = Columna de agua máxima desde la base de la estructura de infiltración (m).

p = Porosidad de la capa con mayor volumen de almacenamiento útil.

A_b = Área de la base (m).

A_d = Área a drenar (m).

k = Coeficiente de permeabilidad (m/h).

P_b = Perímetro de la base (m).

D = Duración de la tormenta (h).

i = Intensidad de la lluvia correspondiente (m/h).

Con el objetivo de que el volumen de almacenamiento del SUDS esté disponible para lluvias sucesivas, es recomendable que el período de vaciado completo no supere las 48 h. Para ello, se considera el tiempo de vaciado mediante la siguiente fórmula:

$$t. \text{vaciado} = \frac{n * A_b}{k * P_b} * \frac{h_{max} + \frac{A_b}{P_b}}{\frac{h_{max}}{2} + \frac{A_b}{P_b}} \quad (2.4)$$

Donde:

$t. \text{vaciado}$ = Tiempo de vaciado (h).

p = Porosidad de la capa con mayor volumen de almacenamiento útil.

A_b = Área de la base (m).

k = Coeficiente de permeabilidad (m/h).

P_b = Perímetro de la base (m).

h_{max} = Columna de agua máxima desde la base de la estructura de infiltración (m).

2.2.4 Ecuaciones gobernantes del flujo subterráneo

La ecuación de Richards describe el movimiento de agua en un medio poroso saturado, suponiendo de que la fase de aire juega un papel insignificante en el proceso de flujo de líquido y que el flujo agua debido a los gradientes térmicos se puede despreciar (Simunek et al., 2005):

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[K \left(\frac{\partial h}{\partial z} + \cos \alpha \right) \right] \quad (2.5)$$

Donde:

h = es la carga de presión del agua (cm)

θ = es el contenido volumétrico de agua ($\text{cm}^3 \cdot \text{cm}^{-3}$)

t = es el tiempo (s)

z = es la coordenada espacial (cm)

α = es el ángulo entre la dirección del flujo y el eje vertical (es decir, $\alpha = 0^\circ$ para flujo vertical, 90° para flujo horizontal, y $0^\circ < \alpha < 90^\circ$ para flujo inclinado)

K = es la conductividad hidráulica no saturada ($\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$) en función de $K(h, z)$

$$K(h, z) = K_s(z)K_r(h, z) \quad (2.6)$$

Donde:

K_s = es la conductividad hidráulica saturada ($\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$)

K_r = es la conductividad hidráulica relativa (-)

La Ecuación de Richards implementa las funciones hidráulicas del suelo de van Genuchten [1980], quien usó el modelo estadístico de distribución del tamaño de poro de Mualem [1976] para obtener una ecuación predictiva para la función de conductividad hidráulica no saturada en términos de parámetros de retención de agua del suelo (Simunek et al., 2005):

$$\theta(h) = \begin{cases} \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (\alpha * h)^n]^m} & h < 0 \\ \theta_s & h \geq 0 \end{cases} \quad (2.7)$$

$$K(h) = K_s * S_e^l * \left[1 - \left(1 - S_e^{1/m}\right)^m\right]^2 \quad (2.8)$$

$$m = 1 - \frac{1}{n} \quad n > 1 \quad (2.9)$$

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (2.10)$$

Donde:

θ_r = Contenido de agua residual del suelo ($\text{cm}^3 * \text{cm}^{-3}$)

θ_s = Contenido de agua saturado del suelo ($\text{cm}^3 * \text{cm}^{-3}$)

α = Parámetro en función de retención de agua del suelo (cm^{-1})

n = Parámetro en función de retención de agua del suelo (-)

K_s = Conductividad hidráulica saturada ($\text{cm} * \text{s}^{-1}$)

l = parámetro de conectividad de poros en función de la conductividad hidráulica se estimó (Mualem, 1976) alrededor de 0,5 como promedio para muchos suelos.

S_e = Saturación efectiva (-)

Estos parámetros hidráulicos de los suelos se pueden seleccionar del catálogo de Carsel y Parrish [1988] para el modelo de van Genuchten.

2.3 Solución numérica de la Ecuación de Richards para la simulación de la infiltración unidimensional para un suelo no saturado

Las tres formas estándar clásicas de la Ecuación de Richards para la geometría 1-D son:

a) Ecuación para determinar la carga h

$$c(h) \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(k(h) \frac{\partial h}{\partial z} - k(h) \right) \quad (2.11)$$

b) Ecuación para determinar el contenido de humedad θ

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} - k(\theta) \right) \quad (2.12)$$

c) Ecuación para determinar de forma mixta la carga h y contenido de humedad θ

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(k(h) \frac{\partial h}{\partial z} - k(h) \right) \quad (2.13)$$

donde $k(h)$ ($\text{cm}^2 \text{s}^{-1}$) es la conductividad hidráulica no saturada, $c(h) = \partial \theta / \partial h$ ($\text{cm}^3 \text{s}^{-1}$) es la capacidad de humedad, $D(\theta)$ ($\text{cm}^2 \text{s}^{-1}$) la difusividad no saturada y z denota la coordenada vertical se supone positiva hacia abajo. Se han escrito muchos trabajos sobre la solución numérica de estas formas de la Ecuación de Richards (Haverkamp y otros, 1977; Reeder y otros, 1980; van Genuchten, 1982; Hills y otros, 1989; Celia, Bouloutas y Zarba, 1990; y Babajimo Poulos, 1991).

Las aproximaciones numéricas para integrar se dan en las tres formas de la Ecuación de Richards. En la ecuación 2.14 se presenta la discretización numérica de estas tres ecuaciones parciales diferenciales por diferencias finitas (DF) (von Rosenberg, 1969; Lapidus y Pinder, 1982) y elemento finito (EF) (Connor y Brebbia, 1976) métodos que conducen a un conjunto tridiagonal no lineal de ecuaciones de la forma:

$$A_i^m \delta_{i-1}^{m+1} + B_i^m \delta_i^{m+1} + C_i^m \delta_{i+1}^{m+1} = R_i^m \quad (i = 1, 2, \dots, N) \quad (2.14)$$

Donde los coeficientes A_i^m , B_i^m , C_i^m y R_i^m son funciones no lineales de las variables h o θ y las variables dependientes $\delta_j^{m+1} = h_j^{m+1} - h_j^m$ o $\delta_j^{m+1} = \theta_j^{m+1} - \theta_j^m$, ($j = i - 1, i + 1$) son los incrementos de las variables h o θ para pasar de la iteración m a la iteración $m + 1$. Los superíndices m y $m + 1$ se refieren al tiempo. Las cantidades con superíndices m y $m + 1$ son evaluados en dos iteraciones posteriores en el tiempo $t = (n + 1)\Delta t$, mientras que las cantidades con superíndice n se calculan en el tiempo $t = n\Delta t$, siendo $\Delta t = t^{n+1} - t^n$.

El conjunto de ecuaciones algebraicas no lineales (2.14) se resuelve usando la técnica iterativa estándar de Picard. Los valores iniciales de las variables dependientes en el tiempo $t = (n + 1)\Delta t$ y $m = 1$ se calculan por extrapolación lineal de los valores conocidos de estas variables en los tiempos $t = (n - 1)\Delta t$ y $t = n\Delta t$.

Las condiciones de contorno de tipo Dirichlet (constante h o θ) y de tipo Neumann (flujo constante) son permitidas y la condición de contorno de Neumann para el primer bloque se da imponiendo:

$$-\left(k \frac{\partial h}{\partial z} + k\right) = q \text{ ó } -\left(D \frac{\partial \theta}{\partial z} + D\right) = q \quad (2.15)$$

siendo q el flujo impuesto. Al hacerlo, los coeficientes de la ecuación (2.14) para el primer nodo se obtienen los del nodo i -ésimo interno genérico de la siguiente manera:

$$A_1 = 0$$

$$B_1 \text{ de } B_i \text{ poniendo: } k_{1-1/2} = 0 \text{ ó } D_{1-1/2} = 0$$

$$C_1 \text{ de } C_i$$

$$R_1 \text{ de } R_i \text{ poniendo: } \frac{k_{1-1/2}}{(\Delta z)^2} (h_0^m - h_1^m) + \frac{k_{1-1/2}}{\Delta z} = 0 \text{ ó } \frac{D_{1-1/2}}{(\Delta z)^2} (\theta_0^m - \theta_1^m) + \frac{D_{1-1/2}}{\Delta z} = 0$$

En cuanto a los métodos de DF, existen diferentes fórmulas de ponderación para estimar los valores entre los nodos ($f = k$, $f = c$ o $f = D$) a partir del punto de la malla disponible, las conductividades hidráulicas o las difusividades no saturadas son propuestas por (Haverkamp y Vauclin, 1979):

- La media aritmética

$$f_{i\pm 1/2} = 0.5(f_i + f_{i\pm 1}) \quad (2.16)$$

- La media armónica

$$f_{i\pm 1/2} = 2 \frac{f_i * f_{i\pm 1}}{f_i \pm f_{i\pm 1}} \quad (2.17)$$

- La media geométrica

$$f_{i\pm 1/2} = f_i * f_{i\pm 1}^{1/2} \quad (2.18)$$

- El método de los pasos arriba

$$\begin{cases} f_{i\mp 1/2}^{up} = f_{i\mp 1} \text{ si } h_{i\mp 1} > h_i \text{ ó } \theta_{i\mp 1} > \theta_i \\ k_{i\mp 1/2}^{up} = k_i \text{ si } h_i > h_{i\mp 1} \text{ ó } \theta_i > \theta_{i\mp 1} \end{cases} \quad (2.19)$$

A continuación, se dan cinco esquemas para integrar las tres formas de la Ecuación de Richards.

2.3.1 Solución de la Ecuación de Richards basada en carga h con el método de diferencias finitas (DFH)

La aproximación de DF estándar de la función basada en h (DFH) de la Ecuación de Richards utilizando un método de Euler hacia atrás esto es:

$$c_i^m \frac{h_i^{m+1} - h_i^m}{\Delta t} = \frac{k_{i-1/2}^m}{\Delta Z^2} (h_{i-1}^{m+1} - h_i^{m+1}) + \frac{k_{i+1/2}^m}{\Delta Z^2} (h_{i+1}^{m+1} - h_i^{m+1}) - \frac{k_{i+1/2}^m - k_{i-1/2}^m}{\Delta Z} \quad (2.20)$$

donde $k_{i+1/2}^m$ indica las permeabilidades entre bloques. Indicando con $\delta_i^{m+1} = h_i^{m+1} - h_i^m$ el incremento de la carga de presión en dos niveles de iteración subsiguientes se obtiene:

$$h_i^{m+1} = h_i^m + \delta_i^{m+1} \quad (2.21)$$

y análogamente para el bloque $i + 1$, $i - 1$. Utilizando la ecuación 2.21 es posible poner la ecuación 2.20 en la forma de la ecuación 2.14 donde:

$$A_i^m = -\frac{k_{i-1/2}^m}{\Delta Z^2} \quad (2.22)$$

$$B_i^m = \frac{c_i^m}{\Delta t} + \frac{k_{i-1/2}^m}{\Delta Z^2} + \frac{k_{i+1/2}^m}{\Delta Z^2} \quad (2.23)$$

$$C_i^m = -\frac{k_{i+1/2}^m}{\Delta Z^2} \quad (2.24)$$

$$R_i^m = \frac{k_{i-1/2}^m}{\Delta Z^2} (h_{i-1}^m - h_i^m) + \frac{k_{i+1/2}^m}{\Delta Z^2} (h_{i+1}^m - h_i^m) - \frac{k_{i+1/2}^m - k_{i-1/2}^m}{\Delta Z} - c_i^m \frac{h_i^m - h_i^n}{\Delta t} \quad (2.25)$$

2.3.2 Solución de la Ecuación de Richards basada en carga h con el método del elemento finito (EFH)

La aproximación con el método del elemento finito lineal de Galerkin de la forma basada en h (EFH) de la Ecuación de Richards, se obtiene considerando que dentro de cada elemento finito las cantidades h , k y c se expresan en la forma:

$$f(x, t) \approx \hat{f} = \sum_{i=1}^2 f_i(t) \alpha_i(x) \quad (2.26)$$

donde $f_i(t) = f(x_i, t)$ y $x_i(x)$ es la base de la función lineal asociada con el nodo i . De esta manera se obtiene, de acuerdo con Celia, Bouloutas y Zarba (1990), que los coeficientes en la ecuación 2.14 son expresados como:

$$A_i^m = \frac{\tilde{c}_{i-1}^m}{\Delta t} - \frac{k_{i-1/2}^m}{\Delta Z^2} \quad (2.27)$$

$$B_i^m = \frac{\tilde{c}_i^m}{\Delta t} + \frac{k_{i-1/2}^m}{\Delta Z^2} + \frac{k_{i+1/2}^m}{\Delta Z^2} \quad (2.28)$$

$$C_i^m = \frac{\tilde{c}_{i+1}^m}{\Delta t} - \frac{k_{i+1/2}^m}{\Delta Z^2} \quad (2.29)$$

$$\begin{aligned} R_i^m = & \frac{k_{i-1/2}^m}{\Delta Z^2} (h_{i-1}^m - h_i^m) + \frac{k_{i+1/2}^m}{\Delta Z^2} (h_{i+1}^m - h_i^m) - \frac{k_{i+1/2}^m - k_{i-1/2}^m}{\Delta Z} - \tilde{c}_{i-1}^m \frac{h_{i-1}^m - h_{i-1}^n}{\Delta t} \\ & - \tilde{c}_i^m \frac{h_i^m - h_i^n}{\Delta t} \\ & - \tilde{c}_{i+1}^m \frac{h_{i+1}^m - h_{i+1}^n}{\Delta t} \end{aligned} \quad (2.30)$$

donde:

$$\tilde{c}_{i-1}^m = \frac{1}{12} (c_{i-1}^m + c_i^m)$$

$$\tilde{c}_i^m = \frac{1}{12} (c_{i-1}^m + 6c_i^m + c_{i+1}^m)$$

$$\tilde{c}_{i+1}^m = \frac{1}{12} (c_i^m + c_{i+1}^m)$$

$$k_{i-1/2}^m = \frac{1}{2} (k_{i-1}^m + k_i^m)$$

$$k_{i+1/2}^m = \frac{1}{2} (k_i^m + k_{i+1}^m)$$

La comparación entre las ecuaciones de la 2.27 a la 2.30 y de la 2.22 a la 2.25 indica que el método EF distribuye espacialmente el tiempo aproximando a los tres z_{i-1} , z_i y z_{i+1} , mientras que el método DF evalúa las derivadas temporales sólo en z_i . Si en el método DF las conductividades entre nodos se toman como la media aritmética entre k_i y $k_{i\mp 1}$, las derivadas

espaciales en el DFH y los métodos EFH son idénticos. Además, utilizando el procedimiento de agrupamiento masivo (van Genuchten, 1980). Las ecuaciones de la 2.27 a la 2.30 se vuelven idénticas a las ecuaciones de la 2.22 a la 2.25 en la aproximación DFH.

2.3.3 Solución de la Ecuación de Richards basada en el contenido de humedad θ con el método de diferencias finitas (DF θ)

La aproximación de DF estándar basada en θ de la Ecuación de Richards obtenida por el método de Euler hacia atrás, es:

$$\frac{\theta_i^{m+1} - \theta_i^n}{\Delta t} = \frac{D_{i-1/2}^m}{\Delta z^2} (\theta_{i-1}^m - \theta_i^n) + \frac{D_{i+1/2}^m}{\Delta z^2} (\theta_{i+1}^{m+1} - \theta_i^{m+1}) - \frac{k_{i+1/2}^m - k_{i-1/2}^m}{\Delta z} \quad (2.31)$$

indicando con $\delta_i^{m+1} = \theta_i^{m+1} - \theta_i^m$ el incremento del contenido de humedad entre dos niveles de iteración que se obtiene para los coeficientes en la ecuación 2.14:

$$A_i^m = -\frac{D_{i-1/2}^m}{\Delta z^2} \quad (2.32)$$

$$B_i^m = \frac{1}{\Delta t} + \frac{D_{i-1/2}^m}{\Delta z^2} + \frac{D_{i+1/2}^m}{\Delta z^2} \quad (2.33)$$

$$C_i^m = -\frac{D_{i+1/2}^m}{\Delta z^2} \quad (2.34)$$

$$R_i^m = \frac{D_{i-1/2}^m}{\Delta z^2} (\theta_{i-1}^m - \theta_i^m) + \frac{D_{i+1/2}^m}{\Delta z^2} (\theta_{i+1}^m - \theta_i^m) - \frac{k_{i+1/2}^m - k_{i-1/2}^m}{\Delta z} - \frac{\theta_i^m - \theta_i^n}{\Delta t} \quad (2.35)$$

2.3.4 Solución de la Ecuación de Richards basada en el contenido de humedad θ con el método del elemento finito (EF θ)

La aproximación EF lineal de Galerkin de la forma basada en θ de la Ecuación de Richards fue obtenida al considerar que dentro de cada elemento finito las cantidades h y D se expresan como una combinación de los valores nodales como funciona en la ecuación 2.26. En esta situación los coeficientes en la ecuación 2.14 son:

$$A_i^m = \frac{1}{6\Delta t} - \frac{D_{i-1/2}^m}{\Delta z^2} \quad (2.36)$$

$$B_i^m = \frac{2}{3\Delta t} + \frac{D_{i-1/2}^m}{\Delta z^2} + \frac{D_{i+1/2}^m}{\Delta z^2} \quad (2.37)$$

$$C_i^m = \frac{1}{6\Delta t} - \frac{D_{i+1/2}^m}{\Delta z^2} \quad (2.38)$$

$$R_i^m = \frac{D_{i-1/2}^m}{\Delta z^2} (\theta_{i-1}^m - \theta_i^m) + \frac{D_{i+1/2}^m}{\Delta z^2} (\theta_{i+1}^m - \theta_i^m) - \frac{k_{i+1/2}^m - k_{i-1/2}^m}{\Delta z} - \frac{\theta_{i-1}^m - \theta_{i-1}^n}{6\Delta t} - \frac{2\theta_i^m - \theta_i^n}{3\Delta t} - \frac{\theta_{i+1}^m - \theta_{i+1}^n}{6\Delta t} \quad (2.39)$$

La comparación entre las ecuaciones de la 2.36 a la 2.39 y de la 2.32 a la 2.35 indica que la solución con EF distribuye espacialmente el tiempo en z_{i-1} , z_i y z_{i+1} , mientras que la solución con DF evalúa la derivada temporal en sólo z_i . Si en el método de DF las conductividades entre bloques se toman como la media aritmética entre k_i y $k_{i\mp 1}$, las derivadas espaciales en la DFT y los métodos EFT son idénticos, además, utilizando el procedimiento de agrupamiento masivo (van Genuchten, 1980), las ecuaciones de la 2.36 a la 2.39 se vuelven idénticas a las ecuaciones de la 2.32 a la 2.35 en la aproximación DFH.

2.3.5 Solución de la Ecuación de Richards basada en forma mixta con el método de diferencias finitas (DFM)

La aproximación DF estándar para la forma mixta (DFM) de la Ecuación de Richards obtenida por el método inverso es:

$$\frac{\theta_i^{m+1} - \theta_i^n}{\Delta t} = \frac{k_{i-1/2}^m}{\Delta z^2} (h_{i-1}^{m+1} - h_i^{m+1}) + \frac{k_{i+1/2}^m}{\Delta z^2} (h_{i+1}^{m+1} - h_i^{m+1}) - \frac{k_{i+1/2}^m - k_{i-1/2}^m}{\Delta z} \quad (2.40)$$

poniendo con $\delta_i^{m+1} = h_i^{m+1} - h_i^m$. Expresando θ^{m+1} como una serie de Taylor truncada con respecto a h , se obtiene:

$$\theta_i^{m+1} = \theta_i^m + \frac{\partial \theta}{\partial h} \int_i^m (h_i^{m+1} - h_i^m) = \theta_i^m + c_i^m \delta_i^{m+1} \quad (2.41)$$

Sustituyendo la ecuación 2.41 en la ecuación 2.40, los coeficientes del sistema tridiagonal de ecuaciones se convierten en:

$$A_i^m = -\frac{k_{i-1/2}^m}{\Delta z^2} \quad (2.42)$$

$$B_i^m = \frac{c_i^m}{\Delta t} + \frac{k_{i-1/2}^m}{\Delta z^2} + \frac{k_{i+1/2}^m}{\Delta z^2} \quad (2.43)$$

$$C_i^m = -\frac{k_{i+1/2}^m}{\Delta z^2} \quad (2.44)$$

$$R_i^m = \frac{k_{i-1/2}^m}{\Delta z^2} (h_{i-1}^m - h_i^m) + \frac{k_{i+1/2}^m}{\Delta z^2} (h_{i+1}^m - h_i^m) - \frac{k_{i+1/2}^m - k_{i-1/2}^m}{\Delta z} - \frac{\theta_i^m - \theta_i^n}{\Delta t} \quad (2.45)$$

En esta situación, θ_i^m se calcula en función de h_i^m .

2.4 Acerca del lenguaje técnico de programación MATLAB

MATLAB es una de las muchas sofisticadas herramientas de computación disponibles en el comercio para resolver problemas de matemáticas, tales como Maple, Mathematica y MathCad. A pesar de lo que afirman sus defensores, ninguna de ellas es “la mejor”. Todas tienen fortalezas y debilidades. Cada una permitirá efectuar cálculos matemáticos básicos, pero difieren en el modo como manejan los cálculos simbólicos y procesos matemáticos más complicados, como la manipulación de matrices.

Por ejemplo, MATLAB es superior en los cálculos que involucran matrices, mientras que Maple lo supera en los cálculos simbólicos. El nombre mismo de MATLAB es una abreviatura de Matrix Laboratory, laboratorio matricial. En un nivel fundamental, se puede pensar que estos programas son sofisticadas calculadoras con base en una computadora. Los programas como MATLAB se han convertido en una herramienta estándar para ingenieros y científicos. Dado que MATLAB es tan fácil de usar, muchas tareas de programación se llevan a cabo con el programa, el mismo destaca en cálculos numéricos, especialmente en los relacionados con matrices y graficas.

Por lo general, los programas de alto nivel no ofrecen acceso fácil a la graficación, que es una aplicación en la que destaca MATLAB. El área principal de interferencia entre MATLAB y los programas de alto nivel es el “procesamiento de números”: programas que requieren cálculos repetitivos o el procesamiento de grandes cantidades de datos. Tanto MATLAB como los programas de alto nivel son buenos en el procesamiento de números y por lo general, es más fácil escribir un programa que “procese números” en MATLAB (Moore et al., 2007).

2.5 Raíz del error cuadrático medio

La raíz del error cuadrático medio (RMSE) es una de las estadísticas de índice de error comúnmente utilizadas (Chu y Shirmohammadi, 2004; Singh et al., 2004; Vasquez-Amábile y Engel, 2005). Aunque comúnmente se acepta que cuanto menor sea el RMSE mejor será el rendimiento del modelo, sólo Singh et al. (2004) han publicado una guía para calificar lo que se considera un RMSE bajo en función de la desviación estándar de las observaciones. Basado en la recomendación de Singh et al. (2004), se desarrolló una estadística de evaluación del modelo, denominada relación de desviación estándar (RSR). La RSR estandariza el RMSE utilizando la desviación estándar de las observaciones y combina un índice de error (Legates y McCabe 1999). El RSR se calcula como la relación entre el RMSE y la desviación estándar de los datos medidos, como se muestra en la ecuación 2.46.

$$RSR = \frac{RMSE}{STDEV_{obs}} = \frac{\sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}}{\sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y}_i)^2}} \quad (2.46)$$

Donde:

\hat{y}_i = Es el valor aproximado por el modelo de regresión para la observación i

\bar{y} = Es la media de la variable dependiente de todas las observaciones

y_i = Es el valor de la variable dependiente de la observación i

El RSR incorpora los beneficios de las estadísticas del índice de error e incluye un factor de escala/normalización, de modo que la estadística resultante y los valores informados puedan

aplicarse a varios componentes. El RSR varía desde el valor óptimo de 0, que indica RMSE cero o variación residual y, por lo tanto, una simulación perfecta del modelo, hasta un valor positivo grande. Cuanto menor sea el RSR, menor será el RMSE y mejor será el rendimiento de la simulación del modelo (Moriasi et al., 2007). La simulación del modelo puede considerarse satisfactoria si $0.60 < \text{RSR} \leq 0.70$, bueno para $0.50 < \text{RSR} \leq 0.60$ y muy bueno para $0.00 \leq \text{RSR} \leq 0.60$ según Singh et al. (2004).

CAPÍTULO 3

MATERIALES Y MÉTODOS

El método planteado para cumplir con los objetivos de la investigación consta de tres etapas. La primera etapa plantea la búsqueda y análisis de la información hidrogeológica de la zona de estudio. La segunda etapa considera la elaboración y validación de un código en el lenguaje técnico de programación MATLAB para la simulación de la infiltración unidimensional para un suelo no saturado. La tercera etapa consta del desarrollo de la herramienta Hidro-informática que facilita el diseño de pozos de infiltración.

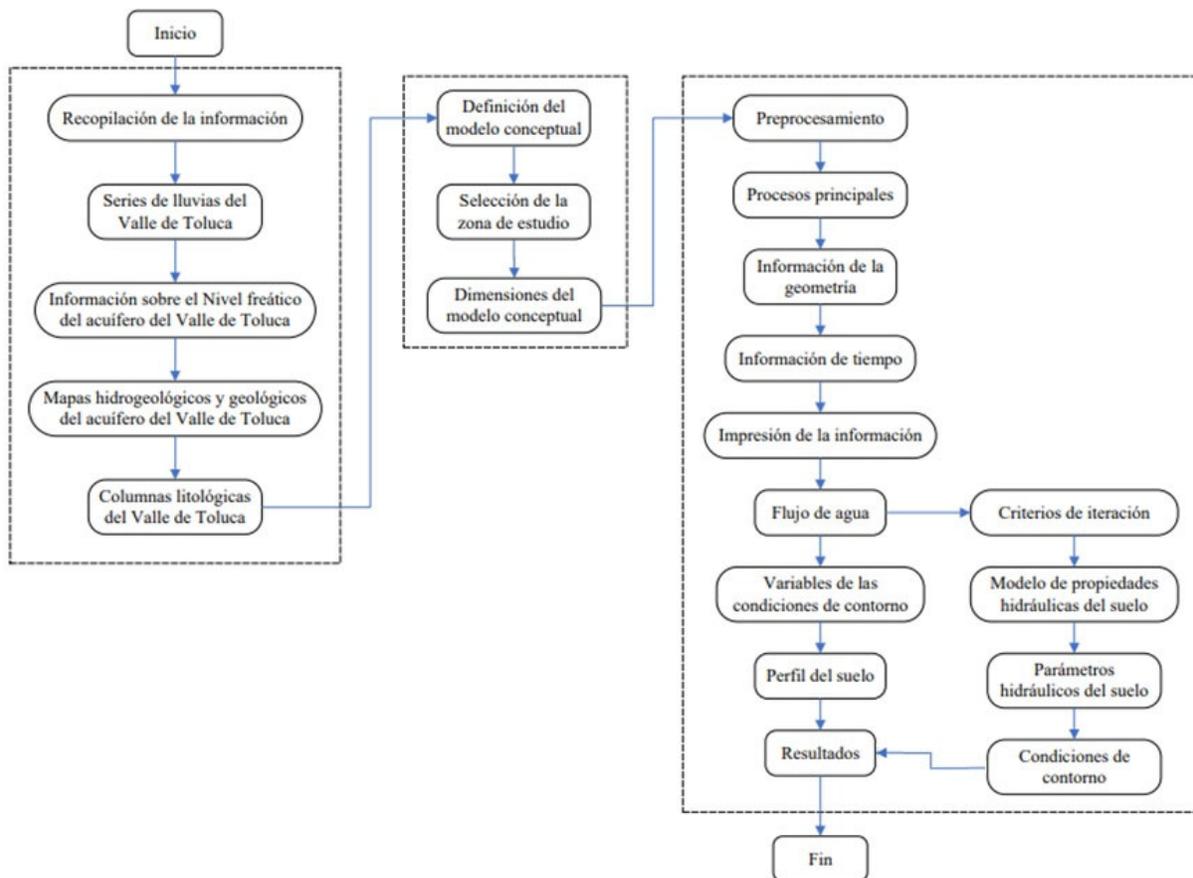


Figura 3.1: Diagrama de flujo de la metodología implementada

3.1 Búsqueda y análisis de la información de la zona de estudio

En esta etapa se recopiló la información necesaria en una extensa y detallada revisión de la literatura, focalizada en estudios sobre la cuenca del valle de Toluca. Este proceso sirvió para conocer las características de la cuenca, así como los complementos que pueden aportar a esta investigación.

A partir del análisis de la información se determinó el tipo de material geológico, características hidrogeológicas, así como la ubicación de la cuenca geográfica. Otros datos de importancias que se recopilaron fueron la profundidad de las aguas subterráneas y el registro de precipitaciones de las estaciones existentes en la cuenca.

3.2 Comparación entre el software HYDRUS-1D y el Código para la simulación de la infiltración unidimensional en el suelo no saturado

El objetivo de esta comparación es validar el Código desarrollado para la simulación de la infiltración unidimensional en el suelo no saturado, este es el código que se usará en la herramienta Hidro-informática, y su validación será cotejando la modelación de un mismo escenario con dos condiciones de frontera diferentes en su parte superior, mediante la utilización del software HYDRUS-1D, utilizado para la validación de esquemas unidimensionales para flujos no saturados.

Datos de la simulación

Ambos escenarios de simulación constan de una columna de suelo con una profundidad de un metro, dividida por 2 estratos de 0.5 metros cada uno. El estrato superior cuenta con un material arenoso y el estrato inferior con un material compuesto de arenas y arcillas. Los parámetros para la simulación fueron tomados de Carsel y Parrish (1988) para el modelo de van Genuchten y se muestran en la tabla 3.2.

Tabla 3.1 Parámetros hidráulicos del suelo (Carsel y Parrish 1988).

Parámetros hidráulicos		
Capas	Arenas	Arenas y arcillas
θ_r	0.045	0.057
θ_s	0.43	0.41
α (1/cm)	0.145	0.124
n	2.68	2.28
K_s (cm/días)	712.8	350.2
l	0.5	0.5

El perfil del suelo tendrá una carga hidráulica de $h = -100$ cm en cada nodo para el total de 101 nodos. Como condición de frontera inferior ambas tendrán una carga constante, y como condición de frontera superior la simulación 1 tendrá un flujo constante de 0.25 cm/h, para un tiempo de una hora y para la simulación 2 una condición de frontera de flujo variable en el tiempo, en forma de hidrograma de 3 horas, y un tiempo de simulación de 4 horas (ver figura 3.2).

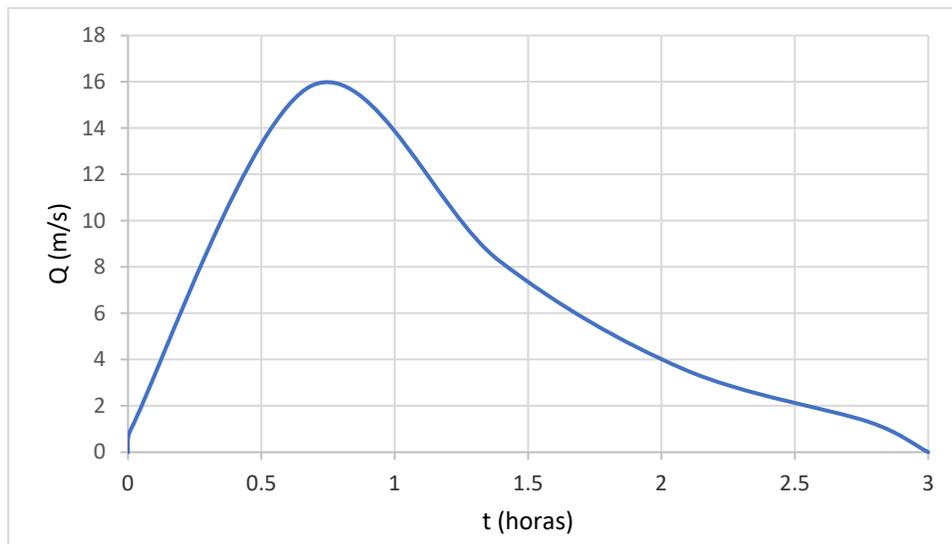


Figura 3.2: Hidrograma de entrada para la simulación 2

3.3 Modelaciones usando el código para la simulación de la infiltración unidimensional en el suelo no saturado

El objetivo de esta modelación es simular el flujo de agua para 2 perfiles de suelos, en los dos escenarios, el flujo se calculará usando los hidrogramas que se muestran en la figura 3.3 para escenario #1 y figura 3.4 para escenario #2, ambas simulaciones se extenderán hasta 8 horas (28800 segundos) con el objetivo de observar el avance del agua en las columnas de suelo. Ambos perfiles tienen una entrada de flujo por su parte superior (condición de frontera superior) y en el fondo tendrá una carga a presión constante = 0 que simulará el nivel freático. Las características de ambos escenarios como estratos, parámetros de estratos, condiciones iniciales y profundidades de los perfiles de suelo se presentarán en las siguientes secciones.

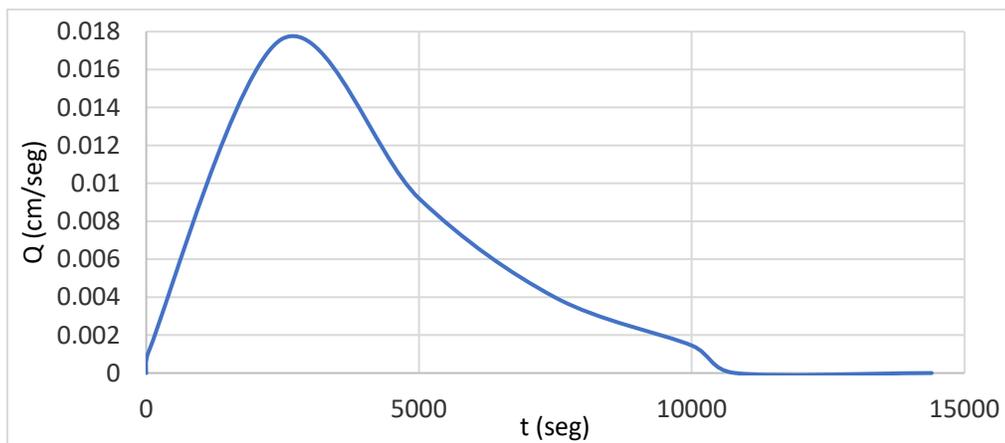


Figura 3.3: Hidrograma de entrada para Escenario #1

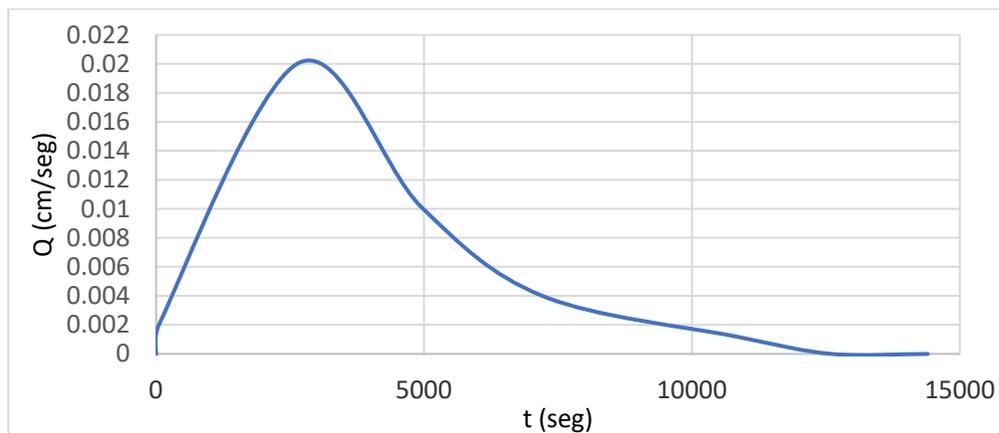


Figura 3.4: Hidrograma de entrada para Escenario #2

3.3.1 Información del Escenario 1

Este escenario #1 se encuentra en un Centro de Distribución, ubicado en la siguiente dirección: Av. del Convento No. 111, Parque Industrial, 52600 Santiago Tianguistenco, Estado de México (Figura 3.5). El objetivo de este ejemplo es demostrar el avance del frente húmedo, los cálculos de los flujos prevalecientes y examinar el balance de masa en un perfil de suelo de 6 estratos y una profundidad de 10.2 m, compuesto por Arenas, Arcillas y Gravas distribuidas en el perfil de suelo (Figura 3.6). Mientras que en las tablas 3.2 y 3.3 se muestran los parámetros hidráulicos del suelo y las condiciones iniciales consideradas en este escenario.



Figura 3.5: Ubicación del Escenario #1, Centro de Distribución.

Tabla 3.2: Parámetros hidráulicos del suelo (Carsel y Parrish 1988).

Materiales	θ_r (m^3/m^3)	θ_s (m^3/m^3)	α (1/m)	n	K_s (m/h)	l
Arena arcillosa con grava	0.054	0.47	13.4	2.43	0.204	0.5
Arena arcillosa	0.057	0.41	12.4	2.28	0.146	0.5
Arena limosa con grava	0.051	0.43	13.8	2.52	0.158	0.5

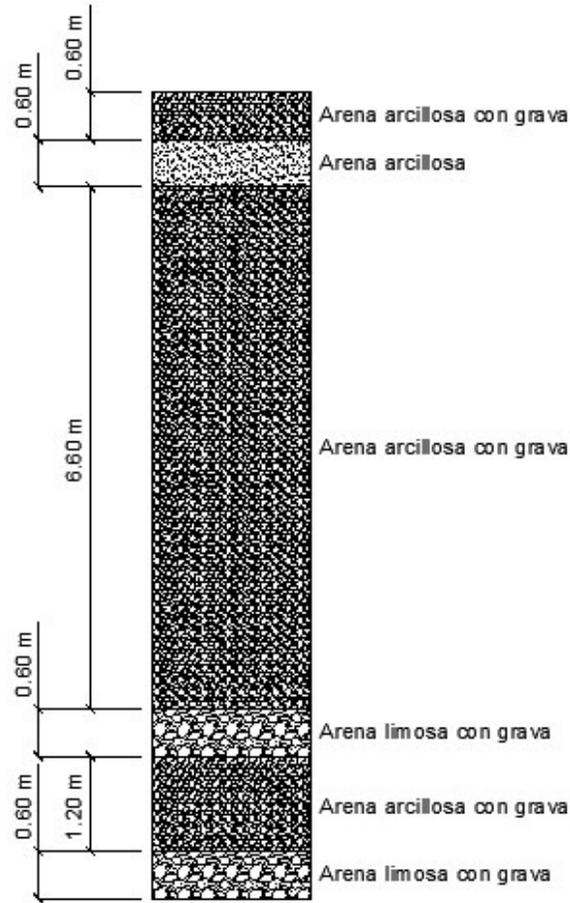


Figura 3.6: Perfil del suelo para Escenario #1, Centro de Distribución.

Tabla 3.3: Condiciones iniciales del perfil del suelo

z (m)	h (m)	θ (m ³ / m ³)	z (m)	h (m)	θ (m ³ / m ³)	z (m)	h (m)	θ (m ³ / m ³)
0	-0.47	0.065	3.6	-0.14	0.227	7.2	-0.16	0.195
0.6	-0.29	0.115	4.2	-0.14	0.213	7.8	-0.15	0.203
1.2	-0.1	0.308	4.8	-0.14	0.219	8.4	-0.13	0.196
1.8	-0.11	0.279	5.4	-0.15	0.211	9.0	-0.16	0.196
2.4	-0.13	0.231	6.0	-0.15	0.205	9.6	-0.16	0.193
3.0	-0.20	0.153	6.6	-0.16	0.197	10.2	-0.15	0.179

Procesando y distribuyendo los datos iniciales en el perfil del suelo se muestran en la Figura 3.7 los mismos, tomando la carga hidráulica en el último nodo el valor de $h = 0$ m simulando el nivel freático.

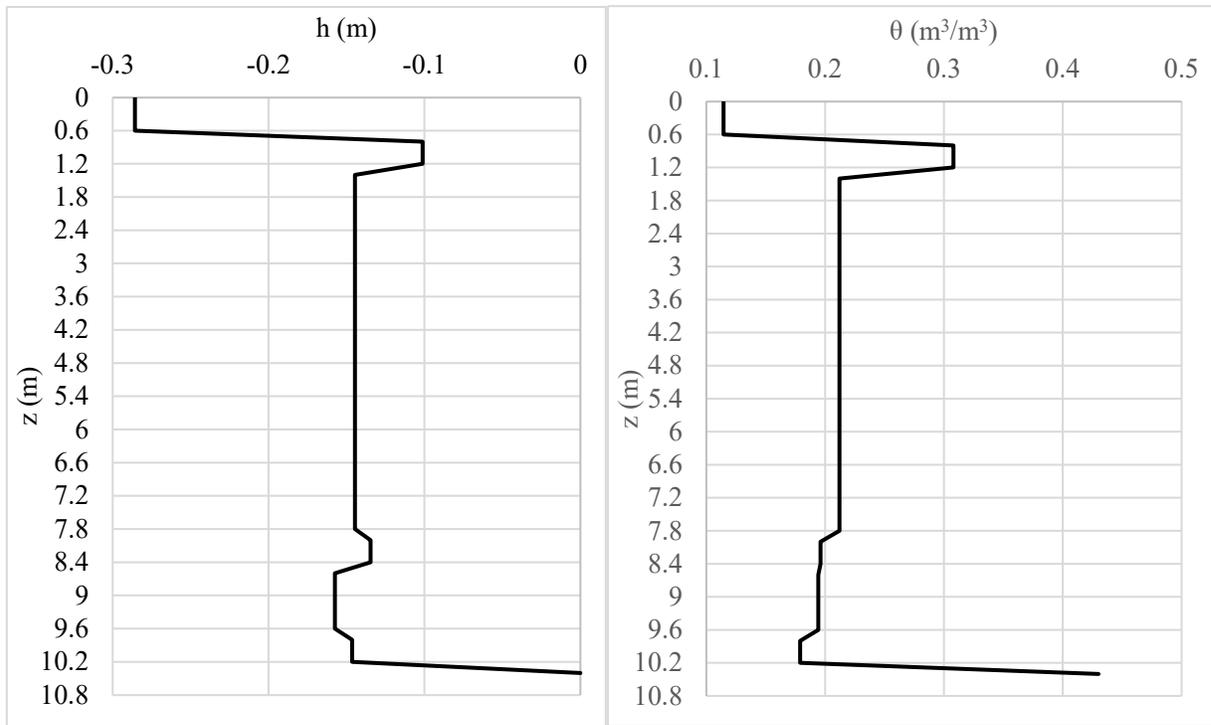


Figura 3.7: Condiciones iniciales del perfil del suelo, Escenario 1, Centro de Distribución.

3.3.2 Información del Escenario 2

El escenario #2 corresponde a una Comercializadora de Acero Inoxidable, ubicado en la siguiente dirección: Av Tecnológico, San Jerónimo Chicahualco, 52172 Metepec, Estado de México. (Figura 3.8). El objetivo de este ejemplo es demostrar con datos experimentales obtenidos en el sitio el avance del frente húmedo, los cálculos de los flujos prevalecientes y examinar el balance de masa en un perfil de suelo de 6 estratos y una profundidad de 10.2 m, compuesto por Arenas, Arcillas y Limos distribuidas en el perfil de suelo (Figura 3.9). Mientras que en las tablas 3.4 y 3.4 se muestran los parámetros hidráulicos del suelo y las condiciones iniciales consideradas en este escenario.

Tabla 3.4: Parámetros hidráulicos del suelo (Carsel y Parrish 1988).

Materiales	θ_r (m^3/m^3)	θ_s (m^3/m^3)	α (1/m)	n	K_s (m/h)	l
Arcilla arenosa	0.1	0.38	0.27	1.23	0.0012	0.5
Arena arcillosa	0.057	0.41	12.4	2.28	0.14592	0.5
Arena limosa	0.051	0.43	13.8	2.52	0.15777	0.5



Figura 3.8: Ubicación del Escenario #2, Comercializadora de Acero Inoxidable.

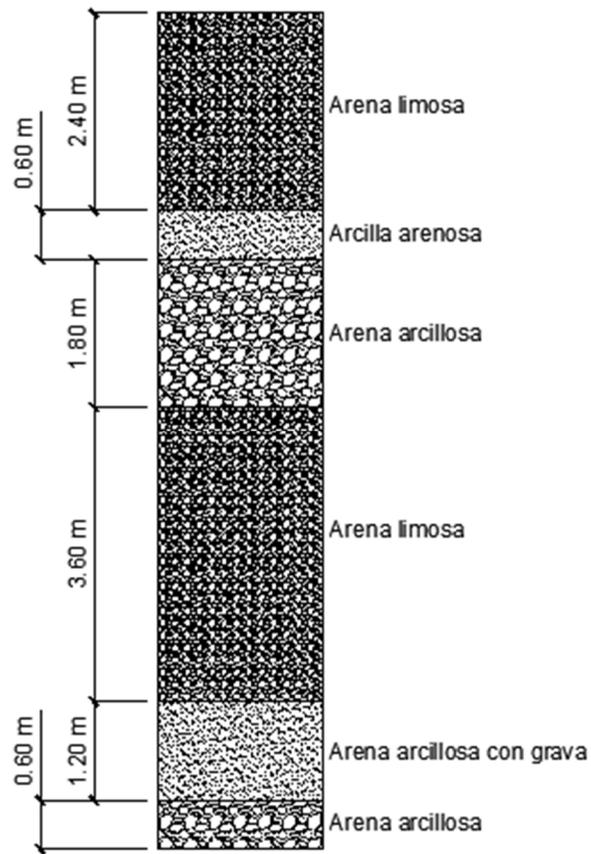


Figura 3.9: Perfil del suelo para Escenario #2, Comercializadora de Acero Inoxidable.

Tabla 3.5: Condiciones iniciales del perfil del suelo

z (m)	h (m)	θ (m^3/m^3)	z (m)	h (m)	θ (m^3/m^3)	z (m)	h (m)	θ (m^3/m^3)
0	-0.36	0.084	3.6	-0.13	0.250	7.2	-0.11	0.250
0.6	-0.15	0.177	4.2	-0.09	0.330	7.8	-0.11	0.250
1.2	-0.11	0.250	4.8	-0.18	0.177	8.4	-0.09	0.330
1.8	-0.09	0.330	5.4	-0.09	0.330	9.0	-0.13	0.330
2.4	-0.11	0.250	6.0	-0.11	0.250	9.6	-0.13	0.330
3.0	-0.13	0.330	6.6	-0.11	0.250	10.2	-0.13	0.250

Procesando y distribuyendo los datos iniciales en el perfil del suelo se muestran en la Figura 3.10 los mismos, tomando la carga hidráulica en el último nodo el valor de $h = 0$ m simulando el nivel freático.

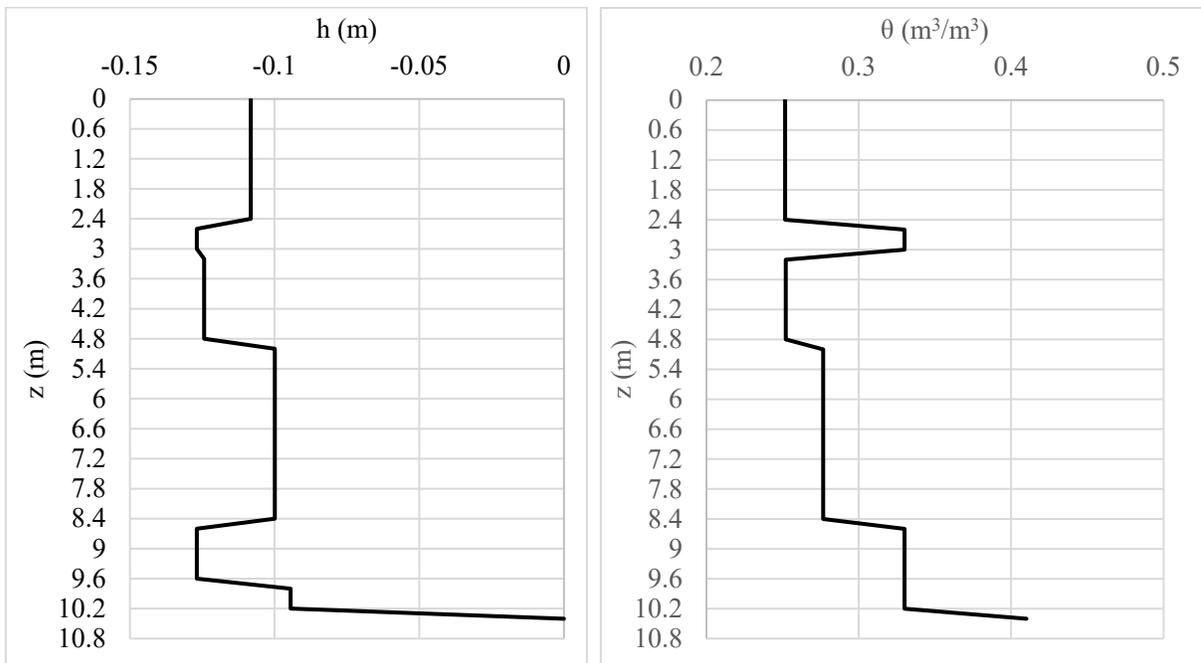


Figura 3.10: Condiciones iniciales del perfil del suelo, Escenario #2, Comercializadora de Acero Inoxidable.

3.3.3 Información del Escenario 3

Para este escenario, el objetivo de esta modelación es simular el flujo de agua hacia un pozo de infiltración de 1 m^2 de área superficial, este flujo se calculó usando una serie de lluvias y 3 diferentes áreas de aporte (ver figura 3.11) el pozo tiene una entrada de flujo por su parte superior y solo tendrá flujo salida por su fondo, ya que será simulado en el software HYDRUS-1D, este maneja una sola dimensión, el pozo tiene una profundidad de 5.1 m, de esta profundidad 0.1 m serán de bordo libre, 0.9 m de placas de infiltración y 4.1 m de relleno de arena. Debajo del pozo se encuentra una capa de 5.0 m de arenas y arcillas y debajo de esta el nivel freático, ver modelo conceptual figura 3.12.

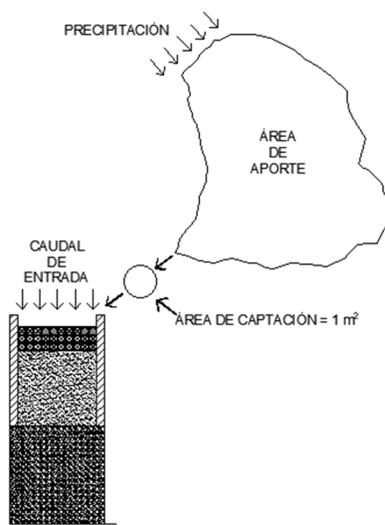


Figura 3.11: Conceptualización del proceso a modelar.

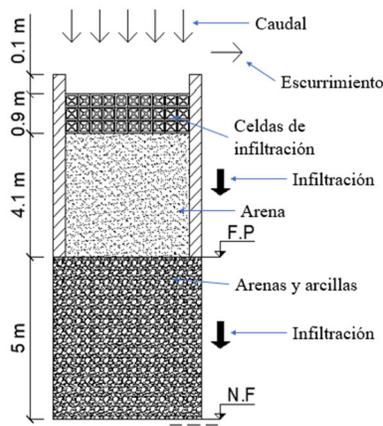


Figura 3.12: Modelo conceptual del escenario 3.

Este caso práctico tiene como condición de frontera superior un flujo variable en el tiempo, en forma de valores diarios de precipitación convertidos en valores diarios de flujo. Para estos valores de caudal, se tomó una serie de lluvias diarias de la estación #15126 ubicada en Zinacantepec (ver figura 3.13), y se usaron 3 dimensiones de áreas de aporte (100 m^2 , 200 m^2 y 500 m^2) para analizar el comportamiento del pozo. Esta serie de lluvias fue de 102 días (pero la simulación se extenderá hasta los 120 días para comprobar el comportamiento del pozo), los datos corresponden del 1 de junio del 2017 hasta el 10 de septiembre del 2017, esta serie de lluvias fue escogida al estar entre los meses más críticos del año en cuanto a precipitaciones.

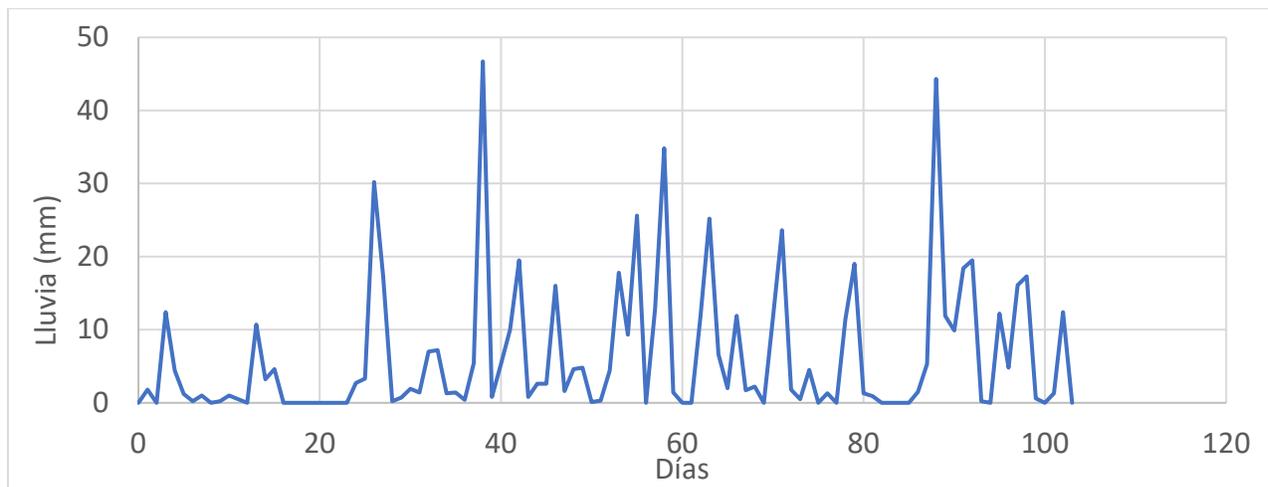


Figura 3.13: Series de lluvias diarias, del 01 de junio hasta 10 de septiembre del 2017 (Estación #15126).

El perfil de suelo no saturado (que tiene una carga de presión inicial predeterminada de -9.1 m , esta es la profundidad de todo el medio poroso) se humedece a través de la entrada de flujo a partir del primer día de la simulación. La Condición de Frontera Atmosférica y el umbral definido en el programa de 1.0 m (0.1 m de bordo libre 0.9 m de placas de infiltración) permite la acumulación o estancamiento de agua en la superficie del suelo, y escorrentía superficial que ocurre cuando el agua supera el umbral (profundidad de encharcamiento). En este ejemplo, en el límite inferior se impone una condición de contorno $h = 0$.

Este caso de estudio demuestra el avance del frente húmedo a través del perfil de suelo de dos capas, calcula los flujos y examina el balance de masa de cada una de las capas. Los parámetros

mostrados en la tabla 3.6, fueron tomados de Carsel y Parrish (1988) para el modelo de van Genuchten.

Tabla 3.6 Parámetros hidráulicos del suelo (Carsel y Parrish 1988).

Parámetros hidráulicos		
Capas	Arenas	Arenas y arcillas
θ_r	0.045	0.057
θ_s	0.43	0.41
α (1/cm)	0.145	0.124
n	2.68	2.28
K_s (cm/días)	712.8	350.2
l	0.5	0.5

3.4 Desarrollo de la herramienta Hidro-informática

La información necesaria para el desarrollo de la herramienta se seleccionó con base en los requisitos y propósito de ésta. Para describir la estructura y procesos de esta se empleó un diagrama de flujo (figura 3.17) con base en la simbología presentada en la tabla 3.7.

Definida la estructura interna de la herramienta, se codificaron las diferentes funciones para cada proceso de cálculo. Las funciones programadas se agruparon en dos categorías, una de ellas dedicada a todas las relacionadas con procesos de cálculo donde las variables de salida son únicamente datos numéricos y la segunda categoría contempla procesos relacionados con la presentación gráfica de los resultados.

Finalmente, se diseñó la interfaz de usuario buscando que se pudiese seguir un flujo continuo de trabajo. Los procesos que intervienen se agruparon en casillas editables. Para hacer más fácil el uso de la herramienta se diseñó que los resultados fuesen presentados mediante gráficos. En la siguiente etapa se realizarán pruebas del funcionamiento correcto de la misma.

Tabla 3.7: Simbología general de los diagramas de flujo (Cantone, 2006).

Símbolo	Descripción
	Indica el inicio y fin del diagrama de flujo
	Indica la introducción / selección de datos de entrada
	Indica una operación o proceso interno
	Indica algún subproceso, conectando con otra página el proceso original
	Indica un proceso de decisión con dos direcciones de flujo dependiendo si se cumple o no la condición
	Conector de procesos dentro de la misma página
	Conector de proceso fuera de la página
	Almacenador de información provisional

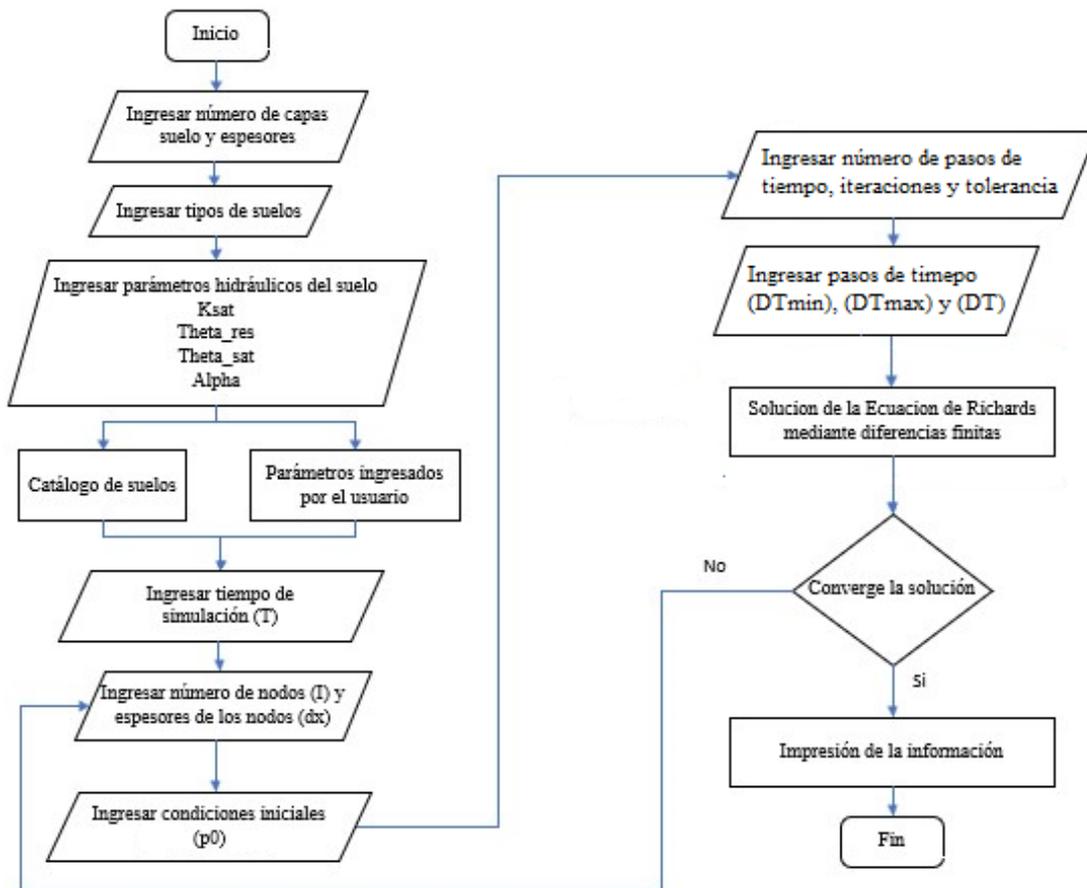


Figura 3.14: Diagrama de flujo de estructura y funcionamiento de la herramienta.

CAPÍTULO 4

RESULTADOS

En este capítulo se agrupan los resultados obtenidos durante el desarrollo de esta etapa. Dichos resultados se presentan conforme a la metodología planteada en el capítulo anterior. Primeramente, se muestra el análisis y procesamiento de información requerida para el estudio hidrogeológico en la zona de estudio y finalmente se presenta la simulación en la zona de estudio mostrando las capacidades para un pozo de infiltración de 1 m² de área superficial y 5 m de profundidad, así como un diagnóstico bajo los criterios asumidos para el caso práctico.

4.1 Recopilación y análisis de la información

A continuación, se presentan los resultados después de realizar la selección y tratamiento la información requerida para la zona de estudio agrupada por categorías.

4.1.1 Zona de estudio

El Acuífero del valle de Toluca, se localiza en la cuenca superior del río Lerma en México Central (Raisz, 1964; Lugo-Hubp & Códova, 1992), la cual se caracteriza por una serie de estructuras volcánicas, entre las que más destacan, El Nevado de Toluca, en cuya base tiene asiento la ciudad de Toluca, capital del Estado de México.

Comprende un extenso valle con elevaciones del orden de 2600 msnm y está constituido por materiales aluviales y lacustres con derrames volcánicos (López, 2019). Dicho valle está rodeado hacia el oriente, sur y poniente por elevaciones topográficas formadas por rocas de origen ígneo, como la sierra andesítica y basáltica de Las Cruces, con elevaciones que alcanzan

los 3800 msnm, y el Nevado de Toluca con más de 4000 msnm y una superficie aproximada de 2000 km² (CONAGUA, 2018^a).

Geográficamente, el Acuífero del valle de Toluca se ubica dentro de la cuenca Alta del Río Lerma, situado al sur del Altiplano Mexicano. Así mismo, se encuentra rodeado por el valle de Atlacomulco-Ixtlahuaca al norte, al sur por el cerro Tenango, la Sierra de las Cruces y Monte Alto al oriente y, finalmente, por el Nevado de Toluca al sur-poniente (Figura 4.1).

La superficie aproximada ha sido estimada en 2768 km² , aproximadamente, cubriendo los municipios de Almoloya de Juárez, Almoloya del Río, Atizapán, Calimaya, Capulhuac, Chapultepec, Jalatlaco, Lerma, Metepec, Mexicaltzingo, Ocoyoacac, Oztolotepec, Rayón, San Antonio la Isla, San Mateo Atenco, Temoaya, Texcalyacac, Tlanguistenco, Toluca y Zinacantepec, de manera total e Iturbide, Huixquilucan, Jilotzingo, Joquicingo, Naucalpan de Juárez, Tenango del valle y Xonacatlán, de manera parcial (CONAGUA, 2018^a).

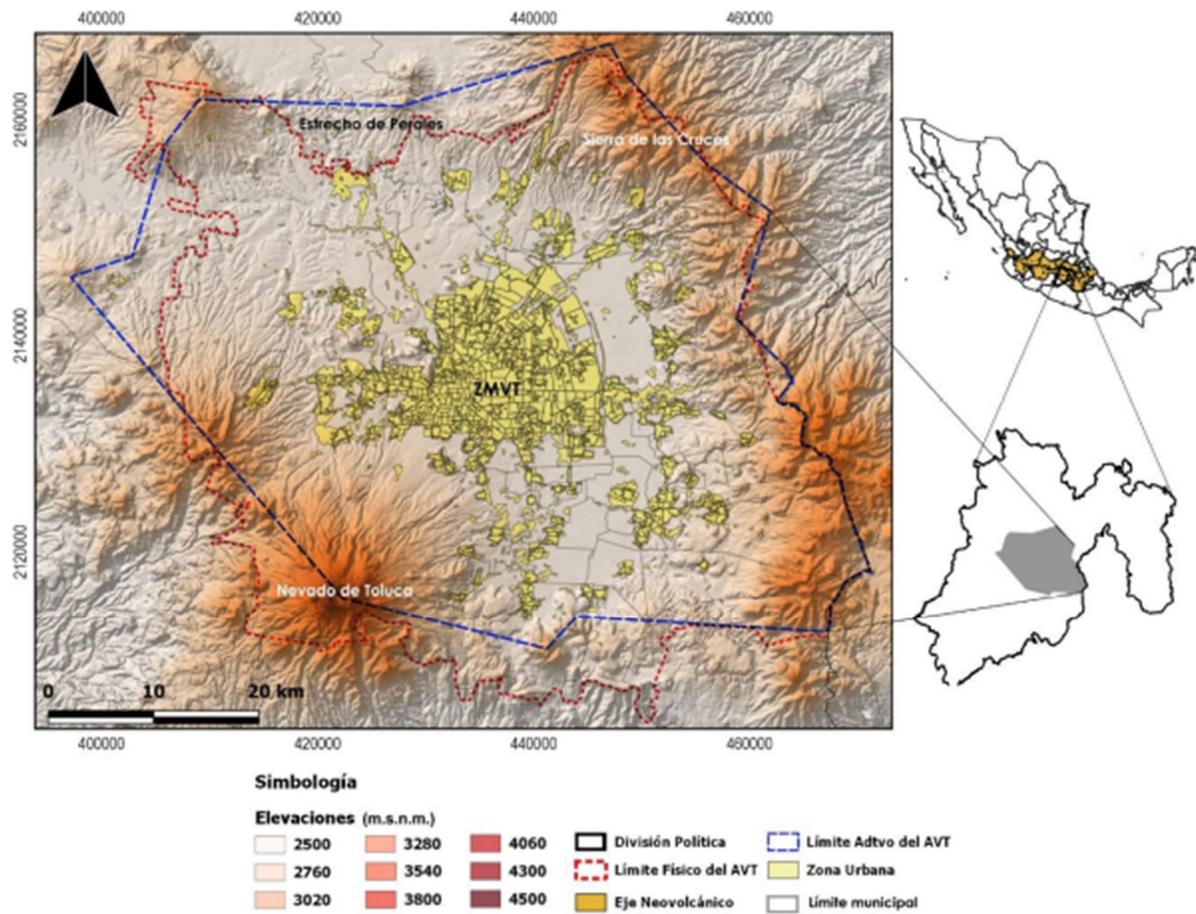


Figura 4.1: Mapa de localización del Acuífero del valle de Toluca y su Zona Metropolitana (Díaz, 2021).

4.1.2 Marco geológico e hidrogeológico

El Acuífero del valle de Toluca se encuentra dentro de la cuenca sedimentaria del valle de Toluca que está rodeada de estructuras volcánicas de diferentes edades que van del Mioceno al Cuaternario como el Nevado de Toluca, Volcán San Antonio, la Sierra de las Cruces y Complejo Volcánico Chichinautzin (García-Palomo et al., 2002, 2008; Arce et al., 2005; Almazán-Vázquez, 2017; López, 2019). Las rocas que constituyen estas estructuras son andesitas, dacitas y basaltos (Qhv, Qpv, Tmpv, Tpv). En la parte central del Acuífero del valle de Toluca se presentan estructuras volcánicas de menor tamaño de dimensiones desde el punto de vista geológico como domos volcánicos andesítico-dacíticos, conos cineríticos y conos piroclásticos andesítico-basálticos (Qpvc y Tpvc).

Los depósitos geológicos en las partes bajas y planas de la parte central del Acuífero del valle de Toluca se han documentado como depósitos piroclásticos, depósitos sedimentarios y derrames lávicos (Almazán-Vázquez, 2017; López, 2019). Los depósitos piroclásticos incluyen caídas de ceniza volcánicas y los flujos piroclásticos que son de composiciones andesíticos y dacíticos; los depósitos sedimentarios que son de origen fluvial con materiales volcánicos retrabajados y depósitos fluvio-lacustres con componentes volcánicos andesítico-dacíticos (Qal, Qla y Qpla) (IFOMEGEM, 1994; López, 2019) (Figura 4.2).

El Instituto de Geología de la UNAM (1994) realizó una descripción más detallada de todas las unidades estratigráficas que se han documentado hasta el momento, tal como aparecen en la tabla 4.1. Por último, en este apartado se recopiló la información sobre un grupo de columnas litológicas tomadas de Díaz (2021), en la figura 4.2 se muestra la columna litología para el Registro Geofísico de Pozo en Zinacantepec, en la cual muestra su profundidad en metros.

Tabla 4.1: Descripción del tipo de material geológico del Acuífero del valle de Toluca (UNAM, 1994).

Clave	Descripción
Qal	Grava, arena y limo con interestratificación de ceniza volcánica en el VT y en otras depresiones pequeñas, resultado del proceso erosivo a lo largo de ríos y arroyos.
Qla	Arcillas desarrolladas a partir de tobas y cenizas volcánicas depositadas en agua con horizontes de turbidez.
Qhv	Derrames de lava de composición andesítica, basáltica y dacítica con depósitos cineríticos y otras rocas piroclásticas asociadas.
Qpla	Sedimentos lacustres, incluyendo conglomerados, areniscas y limolitas semi-consolidados e interestratificados con capas de pómez y diatomitas.
Qpv	Derrames de lavas de composición basáltica y andesítica con depósitos cineríticos y brechas asociadas.
Qpvc	Lahares y depósitos vulcanoclásticos con menor cantidad de materiales fluviales; además de formaciones de tipo lahar y pómez en grandes áreas de la zona de estudio.
Tpvc	Rocas volcánicas epiclásticas, abanicos aluviales, así como depósitos de lahar y cenizas volcánicas.
Tpv	Basaltos y andesitas en las cercanías de la Sierra de las Cruces.
Tmv	Lavas basálticas y andesitas indiferenciadas.
Tmt	Formación Tepoztlán constituida por depósitos vulcanoclásticos, principalmente lahares y andesitas.
Tmpv	Rocas volcánicas indiferenciadas predominantemente andesíticas y dacíticas de la Sierra de las Cruces.

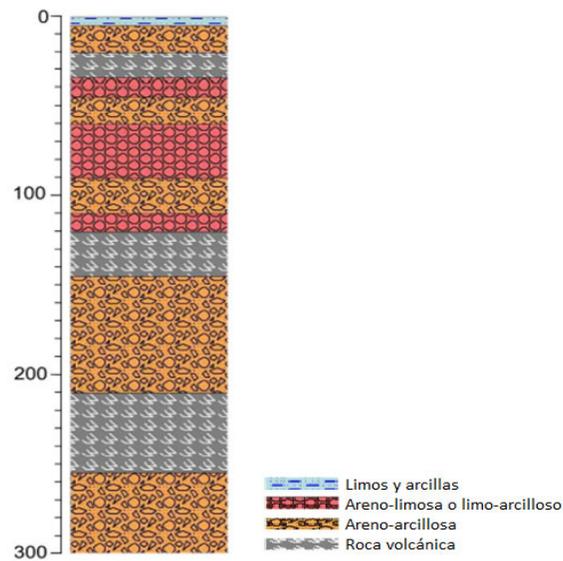


Figura 4.2: Columna litológica correspondiente al registro geofísico del Pozo Zinacantepec (Díaz 2021).

4.1.3 Identificación de las áreas prioritarias para la recarga artificial

Martínez (2016), elaboró la cartografía de las áreas prioritarias para la recarga artificial del acuífero del valle de Toluca, obteniendo como resultados 3 áreas: alta, media y baja prioridad, ver figura 4.3

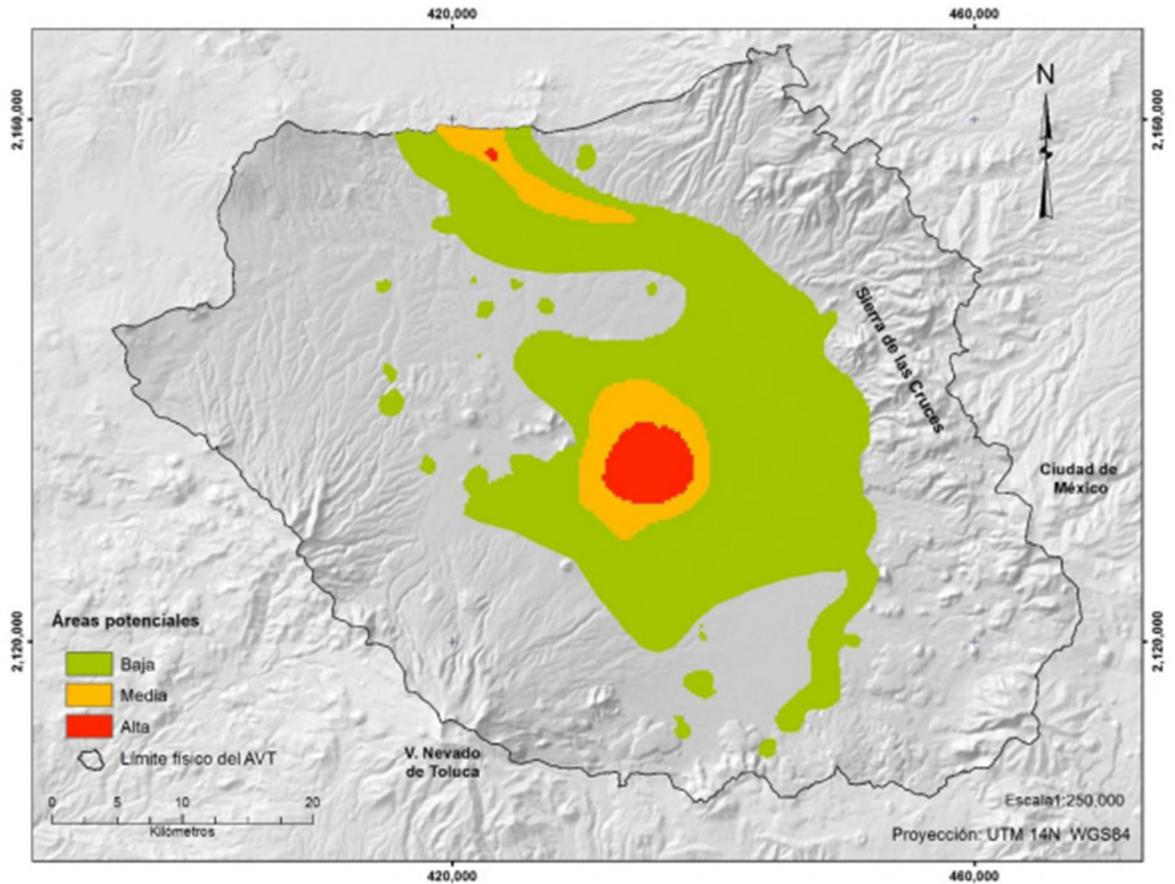


Figura 4.3: Áreas prioritarias para la recarga artificial en la región del acuífero del valle de Toluca (Martínez, 2016).

A continuación, se presenta la ubicación de dichas áreas:

Áreas de alta prioridad (rojo): Estas áreas se encuentran principalmente en el centro del acuífero y una pequeña área en el norte de este, abarcando un área de 35 km², (representando el 1.3% de su área total). El área ubicada en su centro abarca (parcialmente) dos municipios el de Toluca, Metepec, y coincide con la ubicación del parque industrial Zona Industrial Toluca (Figura 4.4) el área ubicada al norte del acuífero se localiza en el municipio de Ixtlahuaca (Martínez, 2016).

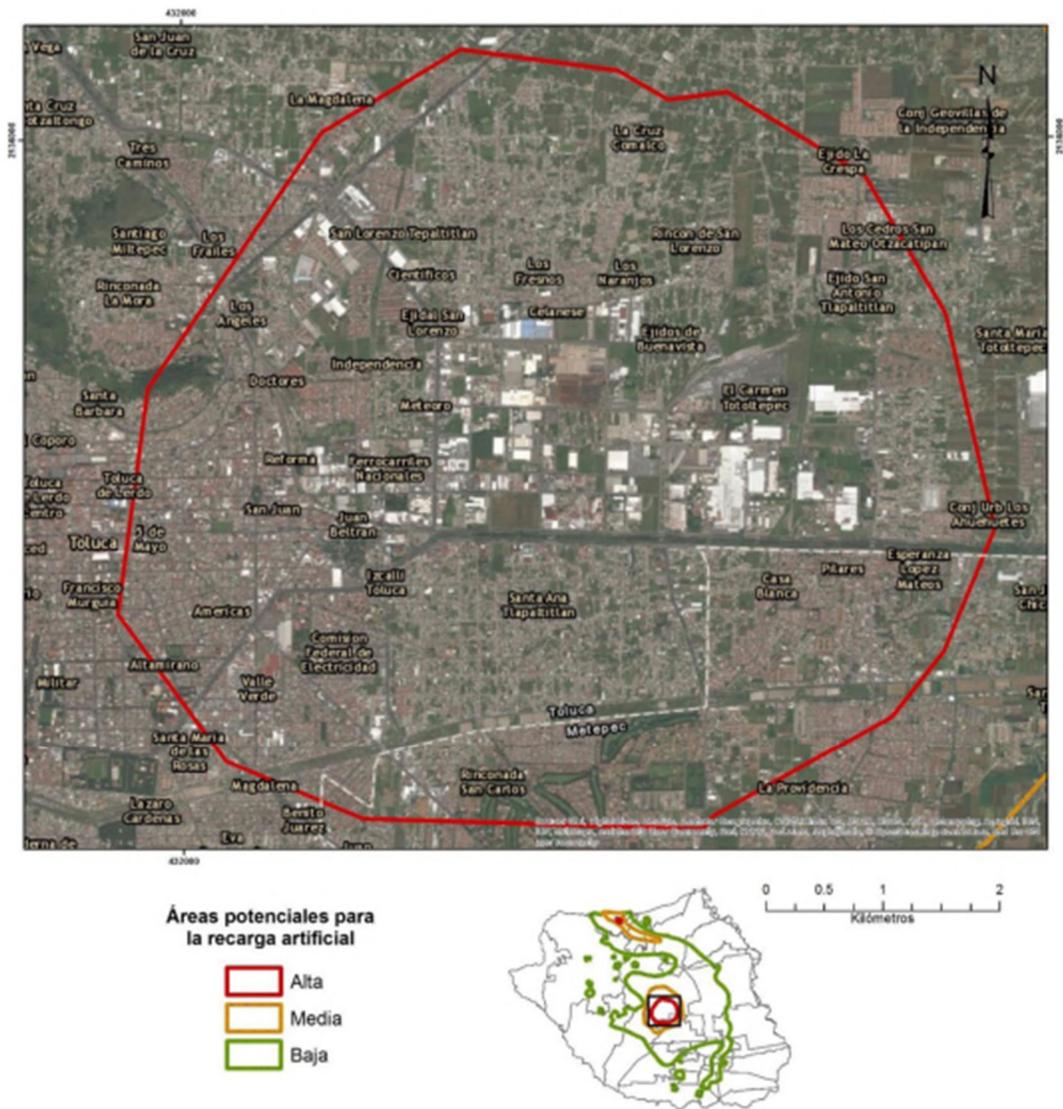


Figura 4.4: Áreas de alta prioridad para la recarga artificial (Martínez, 2016).

Áreas de media prioridad (amarillo): Estas áreas se presentan en la parte central y al norte del acuífero, rodeando a las áreas de alta prioridad, en la parte norte se encuentran en el área de colindancia con el acuífero de Ixtlahuaca-Atlahcomulco, en los municipios de Ixtlahuaca y Temoaya, en total representan el 3.2% de su área (88 km²) (Figura 4.5) (Martínez, 2016).

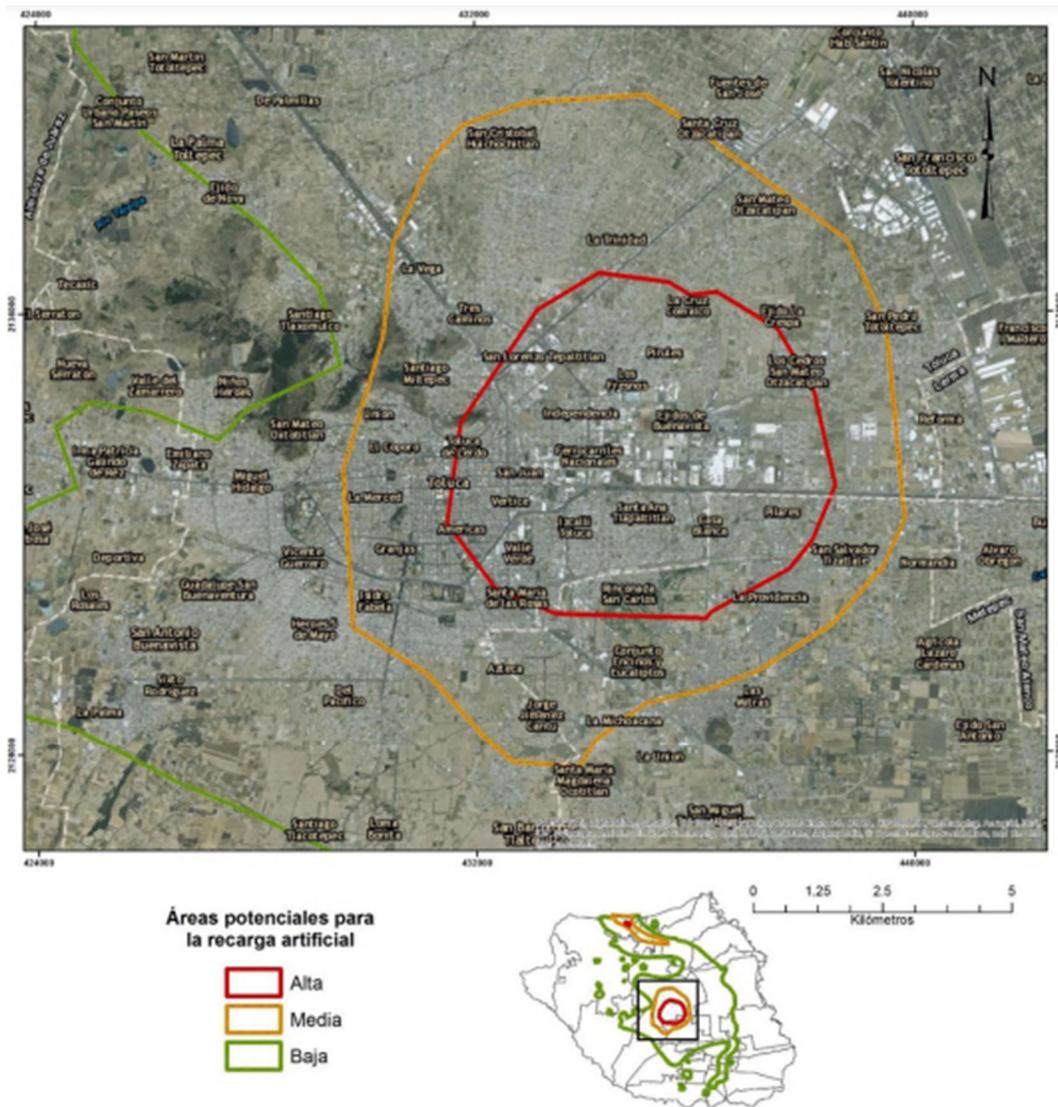


Figura 4.5: Áreas de prioridad media para la recarga artificial en la zona media del valle de Toluca (Martínez, 2016).

Áreas de baja prioridad (verde): son las áreas que cubren mayor parte del acuífero además en estas áreas, está la zona donde se localiza la batería de pozos que abastecen a la Ciudad de México, en esta zona se puede comenzar con pequeños trabajos de recarga artificial con la finalidad de impedir que el abatimiento del agua sea mayor y con esto evitar la aparición de futuros agrietamientos en el terreno (Figura 4.6). El municipio que resaltar en esta área, es San Mateo Atenco, ya que es conocido que en temporadas de lluvia sufre de inundaciones recurrentes, la aplicación de una técnica de recarga artificial usando agua pluvial, además de

brindar una disponibilidad de agua, se puede disminuir el riesgo a inundaciones (Martínez, 2016).

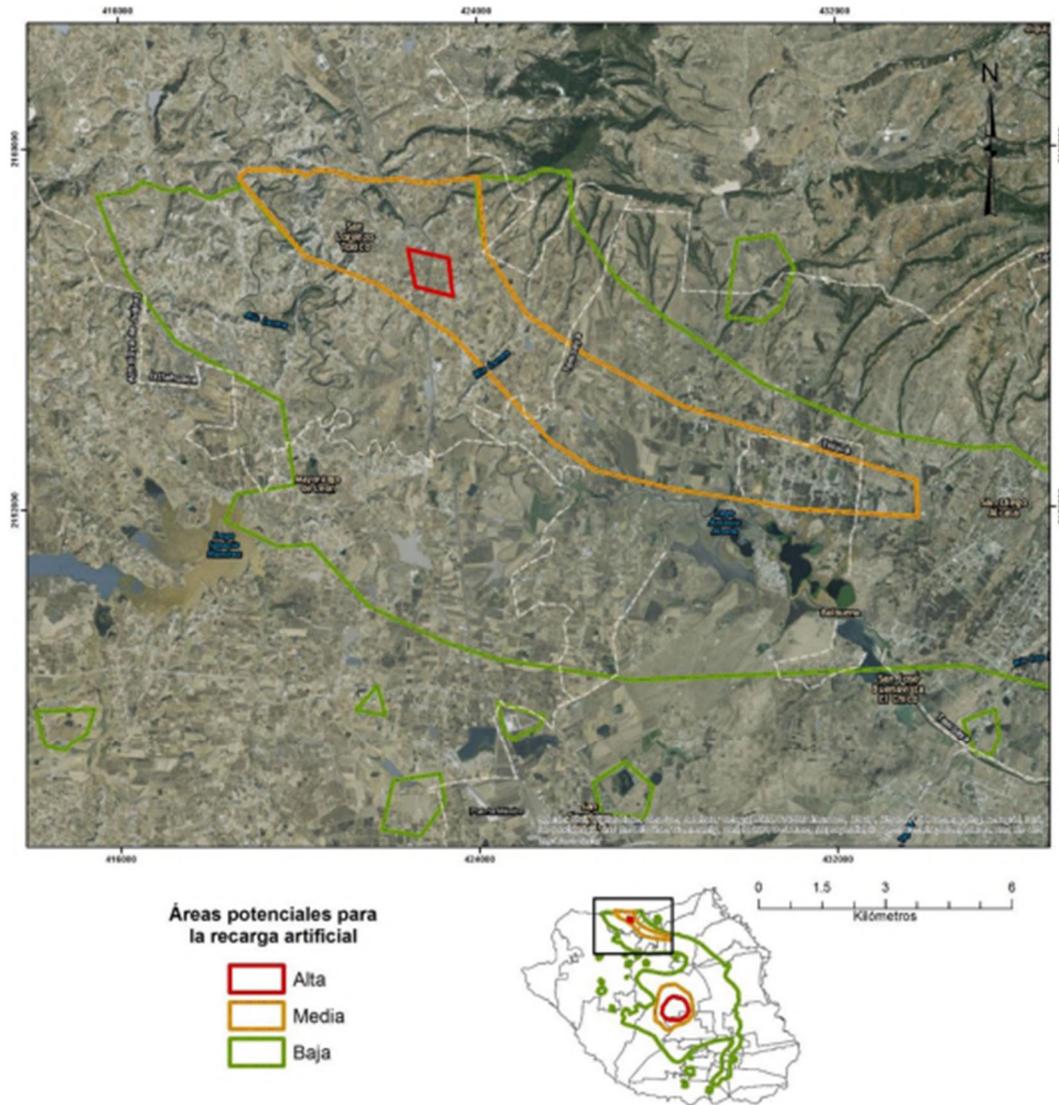


Figura 4.6: Áreas con baja prioridad para la recarga artificial al norte del acuífero (Martínez, 2016).

4.1.4 Profundidad del agua subterránea

Los valores que se utilizaron para obtener la profundidad del agua subterránea de la zona provienen de la red de piezómetros pertenecientes a la CONAGUA. En total se trata de 71 piezómetros que han sido instalados en el acuífero con el objetivo de monitorearlo; sin embargo,

después de una depuración de la tabla de registros de lecturas piezométricas se eliminaron algunos registros por no disponer de información completa (mediciones incompletas o que ya no se encuentran en funcionamiento). Por lo cual, se consideraron únicamente 45 multipiezómetros con información del año 2007 (Tabla 4.2), para realizar la interpolación con objeto de obtener el mapa de profundidad del agua subterránea.

4.1.5 Registro de precipitaciones

La información disponible en la zona consta de 10 estaciones pluviométricas con periodos de registros comprendidos entre 22 y 64 años, presentando una media de 36 años de longitud. En la figura 4.7 se muestra la ubicación de las estaciones dentro de la zona de estudio, cabe destacar que la estación 15367 corresponde al observatorio meteorológico “Mariano Bárcena” y en donde también se dispone de información pluviográfica, a partir de la cual se puede inferir información sobre la distribución temporal de las tormentas.

La tabla 4.3 muestra los registros de precipitación máxima diaria para 10 estaciones pluviométricas, mientras que la tabla 4.4 se muestran las estadísticas básicas de los datos procesados para cada estación en análisis.

Tabla 4.2: Multipiezómetros usados para la interpolación de la profundidad del nivel freático (CONAGUA, 2007)

Clave	Ubicación	Profundidad del nivel del agua subterránea (m) Julio 2007
106	Almoloya del Río	18.46
109	Rancho el Pastor o Rancho Tepozoco	12.16
113	Casco Hacienda Atenco	17.51
117	Panteón Sn. Pedro Tlaltizapan	18.26
118	San Mateo Mexicaltzingo	7.26
119	Zócalo Sn. Pedro Tlaltizapan	11.71
122	Ejido Capulhuac	12.56
126	Ganadería Atenco Oeste de la Hacienda Atenco	1.36
128	Rancho Tabachín Hoy Rancho El Carmen	20.93
130	San Pedro Cholula	25.36
137	San Matías	43.91
141	Sta. María Nativitas	82.76
142	Calimaya	65.56
143	San Antonio la Isla	0.00
144	Tenango de Arista	9.92
145	San Pedro Techuchulco	21.06
156	San Lucas Tunco	7.97
162	San Pablo Autopan	34.97
163	San Diego Linares	14.18
164	San Agustín de los Mimbres, Otzolotepec.	65.78
165	San Isidro Km. 14.900 de la carretera Toluca	42.63
166	ExHacienda del Río Almoloya de Juárez.	26.56
169	Hacienda Sn. Antonio Rancho Sn. Miguel Zacango	67.59
175	Ejido de la Laguna Almoloya de Juárez	1.26
176	La Unión de Ocoyotepec Coyotepec	0.00
177	Entrar al Valle Bajo Ejido del Hospital Villa	3.56
201	Jardín Reforma Toluca	21.20
202	AUTOMEX Toluca.	8.63
203	COLORQUIM, S.A. Toluca.	10.99
205	Km. 58+500 Dos Pinos Toluca – San Bartolo	12.20
206	Margen Izquierda, Río Lerma Otzolotepec	16.69
209	Poste 177 y Lavaderos Sn. Nicolás Peralta,	36.49
212	Carr. Naucalpan-Toluca Km. 53 (San Bartolo)	12.36
213	Sta. María Tlalmimilolpan	12.39
226	Rancho Rosalinda II Temoaya.	13.26
358	Santa Juana Almoloya de Juárez.	21.73
362	Ejido El Cerrillo, Almoloya de Juárez.	27.61
363	Cieneguillas Almoloya de Juárez.	9.22
364	San Diego Almoloya de Juárez	35.55
366	Santa Elena Camino a Cerrillos, Toluca.	23.54
367	Almoloya Poblado Almoloya de Juárez	18.10
368	El Pino Almoloya de Juárez	11.56
369	San Pedro Toltepec	27.90
573	Tollocan	34.99
574	Cerrillos	26.60

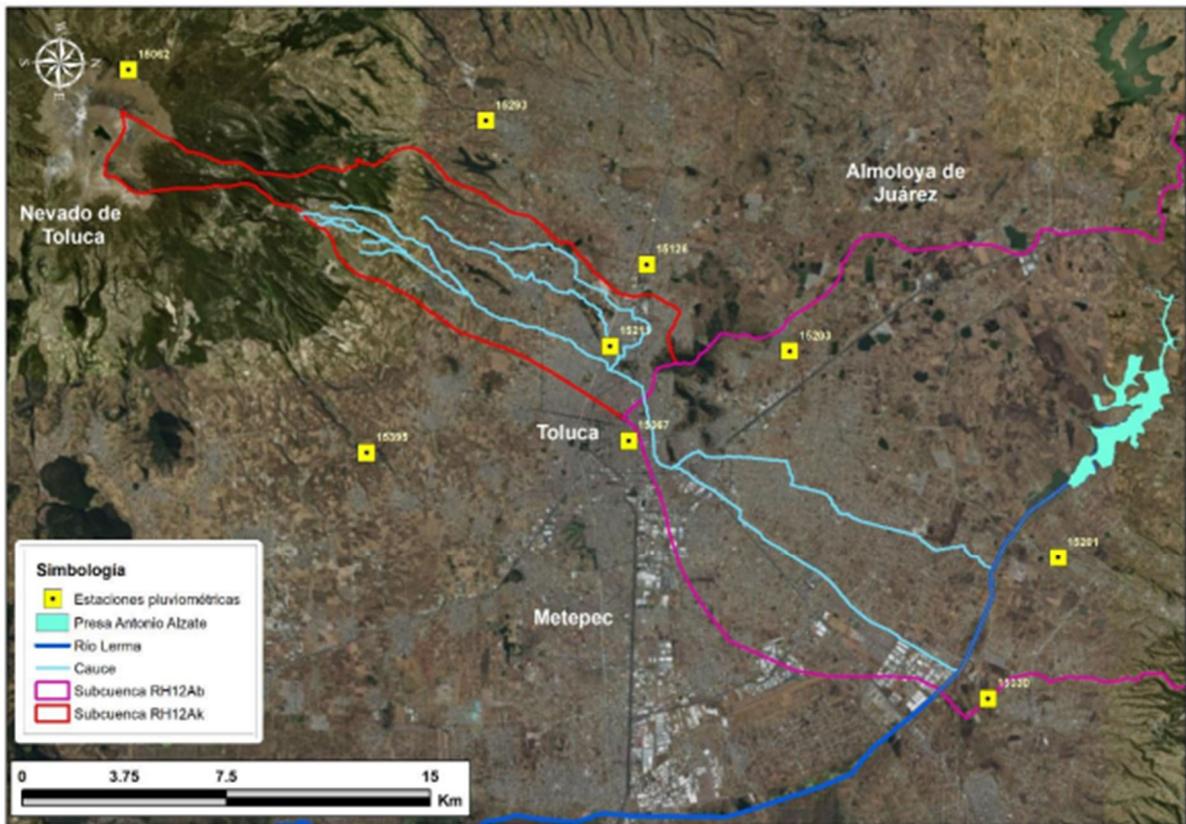


Figura 4.7: Ubicación de las estaciones pluviométricas en la zona de estudio (Becerril, 2020).

Tabla 4.3: Registros de precipitación máxima diaria de las estaciones con influencia en la zona de estudio (Becerril, 2020).

15030		15062		15126		15201		15203		15211		15229		152293		15367		15395	
Año	P (mm)	Año	P (mm)	Año	P (mm)	Año	P (mm)												
1961	75.7	1965	33	1948	34	1975	49	1976	33.5	1976	39	1977	11.5	1982	42	1946	26	1989	25
1962	62.6	1966	48	1949	21.7	1976	44.3	1977	33.5	1977	33.5	1978	23.3	1983	46.2	1947	75.6	1990	16.5
1963	46.5	1967	11	1950	22.3	1977	26.8	1978	50	1978	35.5	1979	40	1984	42.1	1948	45.8	1994	38.6
1964	31.6	1968	85.4	1951	21.9	1978	42.7	1979	41.5	1979	22.8	1980	22.5	1985	55.1	1949	29.8	1995	65.5
1965	46.2	1969	60	1952	40	1979	41.6	1980	62.5	1980	28.5	1981	36	1986	30.3	1950	29.7	1996	38.6
1966	36.2	1970	88.9	1953	36.3	1980	43.5	1981	60.5	1993	37	1982	43	1987	42.2	1951	27.5	1997	30
1967	65.8	1971	25	1954	37	1981	61.7	1982	32.2	1994	35	1983	29	1988	20.9	1952	41.7	1998	39
1968	53.7	1972	43	1955	34	1982	40.6	1983	28.8	1995	34	1984	30	1989	12.2	1953	50	1999	38
1969	47.4	1973	30.3	1956	30.5	1983	44.2	1984	32.2	1996	34.5	1985	25	1990	11.2	1954	9.6	2001	44
1970	36.2	1974	37	1957	21	1984	29.7	1985	30	1997	42	1986	47	1991	20.5	1993	43.6	2002	38.6
1971	35.1	1975	37.1	1958	29.5	1985	26	1986	29.5	1998	51.8	1987	15	1992	34	1994	62.3	2003	29.5
1972	35.5	1976	76.7	1959	38.5	1986	46.5	1987	42.7	1999	40	1997	18	1993	54.1	1995	44.5	2004	26.5
1973	39.9	1977	46.5	1960	57.8	1987	41	1988	35.6	2000	43.5	2000	31	1994	35.4	1996	32.3	2005	36.6
1974	44.5	1978	49.2	1961	39.4	1988	40.5	1989	33.3	2001	32	2003	7	1995	46.6	1997	42.9	2006	47
1975	72.8	1979	37.8	1962	59	1989	35	1990	30.8	2002	45	2004	21	1996	40.3	1998	48	2007	50.3
1976	42.2	1980	31	1963	27.7	1990	29.5	1991	28.8	2003	40.5	2005	36	1997	52.5	1999	29	2008	31
1977	37.1	1981	47	1964	0	1991	48.5	1992	36	2005	48.5	2006	40	1998	60.2	2000	36.4	2009	40.6
1978	33.5	1982	31.3	1965	0	1992	92	1993	32.4	2006	44	2008	60	1999	51.3	2001	42.2	2010	78.7
1979	47.2	1983	36	1966	30	1993	13	1994	47	2007	29	2010	25	2000	55.2	2002	56.6	2011	39.7
1980	37.2	1984	70	1967	28.3	1994	21.8	1995	30.7	2008	6	2011	12	2001	38	2003	60.4	2012	83
1981	28.2	1985	31	1968	0	1995	71.5	1996	36.5	2009	15.2	2012	12	2002	26	2004	65	2013	36.3
1982	33.2	1986	51.9	1969	0	1996	48	1997	47	2010	30.5	2013	63	2003	21	2005	68	2014	61.5
1983	32.6	1987	28.5	1970	38	1997	30.3	1998	46	2011	21.8	2014	40	2004	25	2006	39.3	2015	47.4
1984	33.2	1988	30	1973	40.5	1998	43.6	1999	35.4	2012	33.5	2015	40	2005	26.5	2007	35.7	2016	73
1985	33.7	1989	34	1974	35.5	1999	37	2000	34	2013	43.1	2016	19	2006	57.3	2008	42		
1986	80	1990	25	1975	28.9	2000	67.7	2001	33.5	2014	20.9			2008	40	2009	39.8		
		1991	50.4	1976	47.4	2001	31			2015	40.9			2009	26.4	2010	48.7		
		1992	44.3	1977	26									2010	32.1	2011	50.6		
		1993	39	1978	68.8									2011	18.8	2012	77.6		
		1994	36	1979	34									2012	19.9	2013	103		
		1995	47											2013	56.2	2014	33.1		
		1996	70.5											2014	26.9	2015	42.4		
														2015	22.9	2016	41.4		
														2016	31.9	2017	50.9		
														2017	56.9				

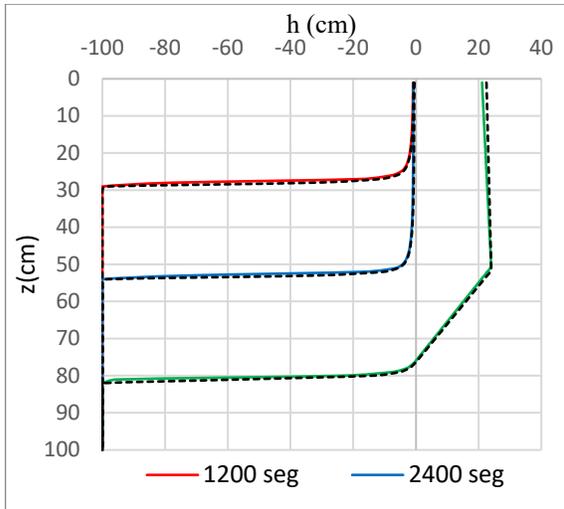
Tabla 4.4: Estadísticas básicas de la precipitación máxima diaria para cada estación pluviométrica (Becerril, 2020).

Estación	Num. Datos	Precipitación (mm)			Desv. Estándar
		Media	Máxima	Mínima	
15030	47	47.90	80.00	27.00	14.84
15062	44	47.97	90.50	29.80	16.76
15126	64	32.65	73.30	5.90	17.81
15201	39	45.50	92.00	26.00	14.44
15203	39	38.48	62.50	22.80	9.22
15211	25	36.27	51.80	20.90	8.00
15229	20	33.79	63.00	12.00	13.60
15293	35	36.52	60.20	11.20	14.31
15367	25	49.43	103.00	29.00	16.39
15395	22	46.06	83.00	26.50	16.15

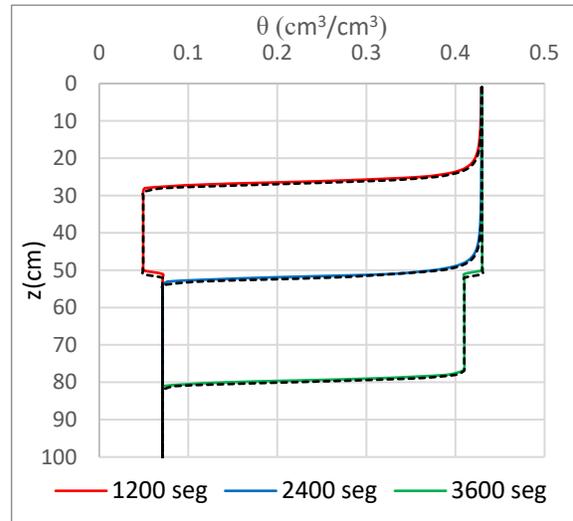
4.2 Validación del código desarrollado para la simulación de la infiltración

A continuación, en las figuras 4.8 y 4.9 se presentan los resultados de la simulación 1 y 2 respectivamente, de la carga hidráulica y el contenido de humedad con HYDRUS 1D (líneas negras discontinuas) y el código desarrollado (líneas continuas).

Donde para la comparación 1 en un tiempo de 3600 seg se obtuvo un RSR = 0.086 que es un resultado muy bueno, ya que es un valor que se encuentra debajo de 0.50, dando como válido el código creado en Matlab y para la comparación 2 se calculó un valor de RSR = 23.60, este es bastante malo, pero esto se debe a que el Software HYDRUS-1D maneja los instantes de tiempo en el flujo de entrada de forma constante entre sus intervalos, mientras que el código creado en Matlab maneja dichos intervalos de forma variable.

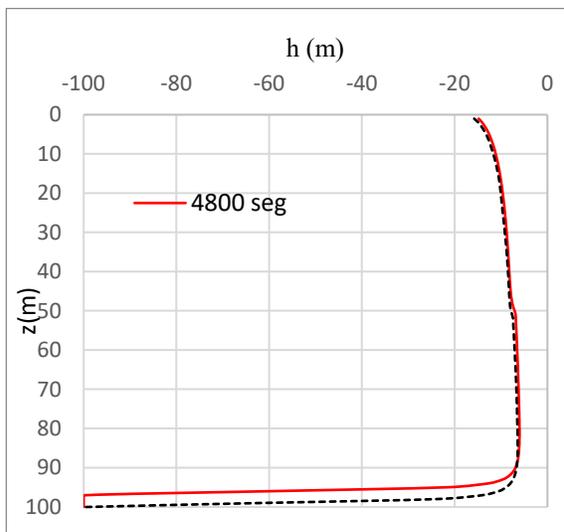


a)

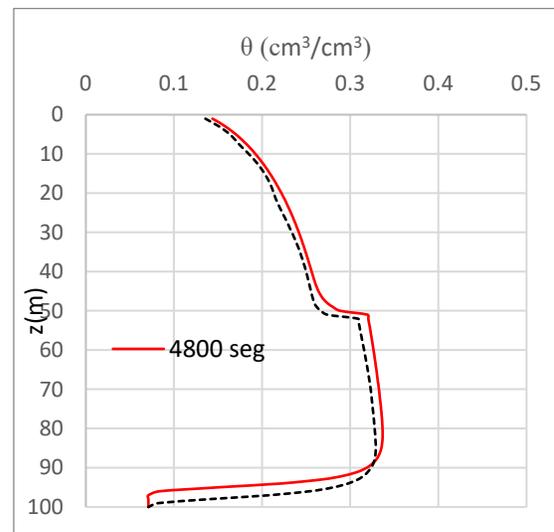


b)

Figura 4.8: Comparación de los resultados de la simulación 1 entre HYDRUS 1D y el código desarrollad para diferentes tiempos, a) Carga hidráulica b) Contenido de humedad.



a)



b)

Figura 4.9: Comparación 2, a) Distribución final de la carga b) Distribución del contenido de humedad.

4.3 Resultados de los escenarios simulados con el Código para la simulación de la infiltración unidimensional en el suelo no saturado

En este apartado se muestran los resultados de las simulaciones para los Escenarios 1 y 2, se empleó el código de la herramienta, el método usado fue el de diferencias finitas en su forma de carga.

4.3.1 Resultados de la simulación del Escenario 1

En este escenario se instaló un pozo con una profundidad de 1.20 m y un área de 1.00 m², con un relleno de 0.70 m de espesor y una superficie libre de 0.50 m, el espesor está compuesto por gravas, el mismo tendrá una salida al drenaje ubicada a 1.20 m por encima del fondo del pozo, ver modelo conceptual en la figura 4.10.

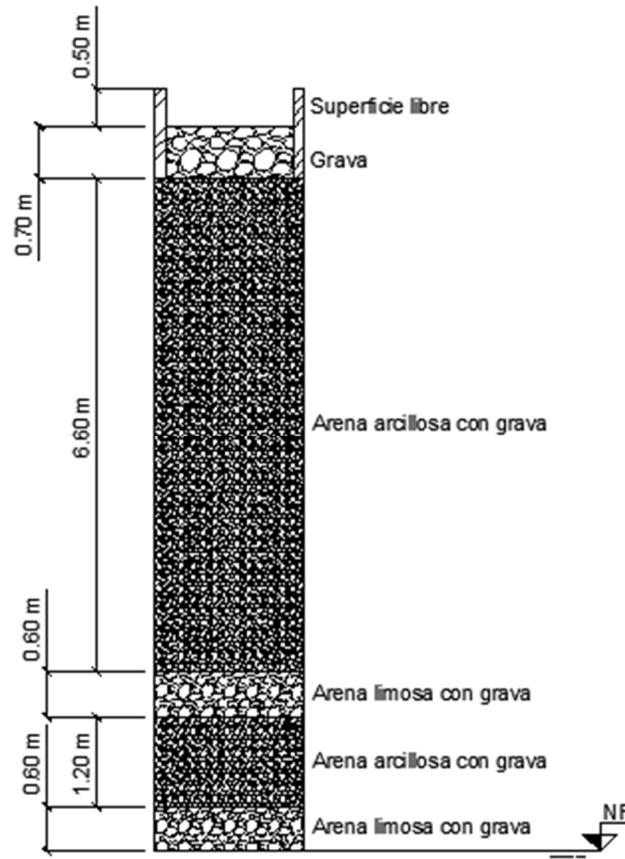


Figura 4.10: Modelo conceptual del Escenario #1.

En este caso de estudio al estar compuesto de arcillas el estrato que se encuentra debajo del pozo hay poca permeabilidad, por lo que, la columna de suelo no soporta el hidrograma de entrada y se satura, ya que a partir de los 1098 seg (18 min) el valor de la carga hidráulica (h) es mayor a 0 indicando que el agua se acumula en el fondo del pozo. El valor de h se estabiliza desde los 2258 seg (37 min) hasta los 7641 seg (127 min), ya que alcanza 0.50 m de altura, donde se encuentra la salida al drenaje, y a los 20089 seg (334 min) el valor de h es menor a 0, indicando que se infiltró toda el agua que se encontraba en el fondo del pozo, todo esto se observa en la figura 4.11.

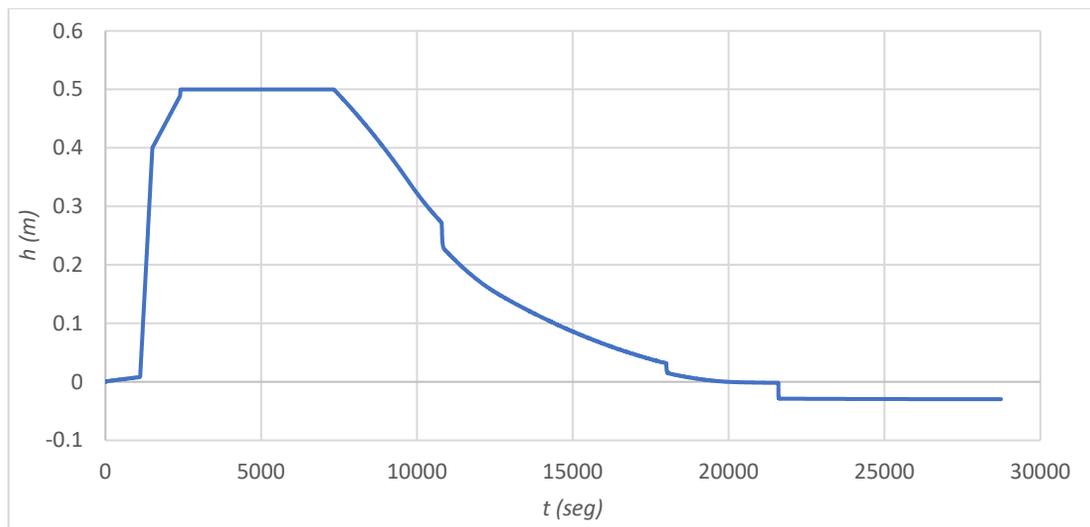


Figura 4.11: Comportamiento de la carga hidráulica en la superficie del pozo.

En las Figuras 4.12, 4.13 y 4.14, se observan los comportamientos de la carga hidráulica, contenido de humedad y el caudal en toda la columna cada hora, donde se observa cómo se va infiltrado el agua en la columna de suelo debajo del pozo hasta aproximadamente 2.60 m de profundidad.

Para concluir, en la Figura 4.15 se presentan los hidrogramas de entrada y salida. Se representa el hidrograma utilizado para la simulación como el flujo de entrada al pozo, mientras que los hidrogramas de salida comprenden el flujo de infiltración en la superficie del relleno del pozo y el flujo de infiltración en el fondo del mismo.

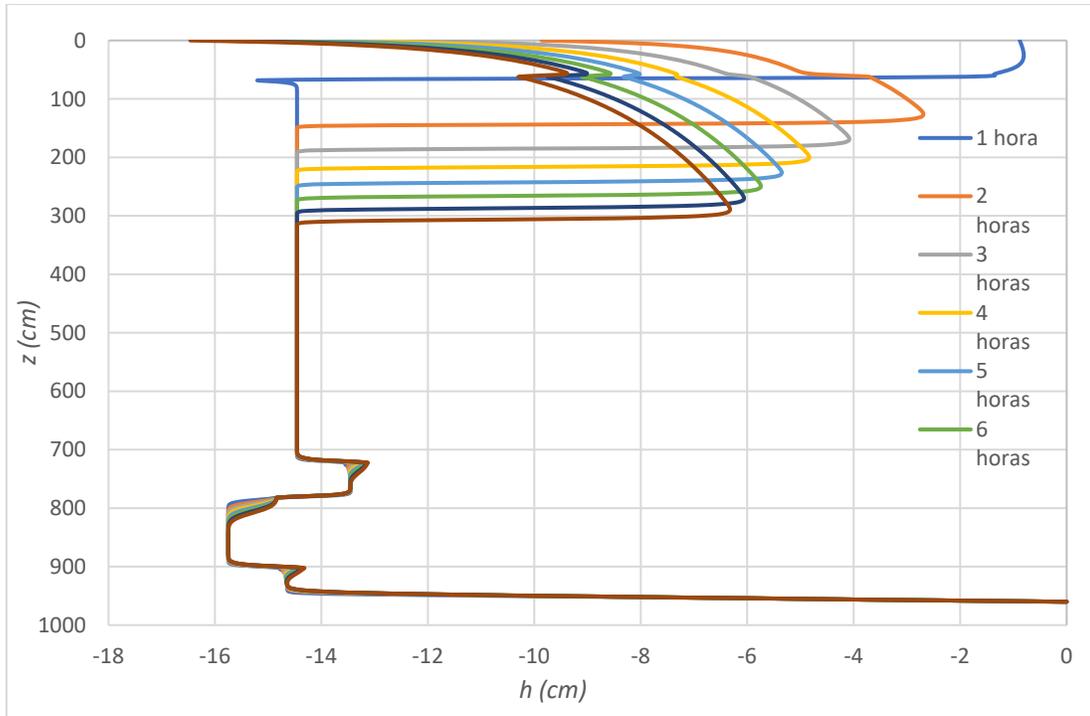


Figura 4.12: Comportamiento de la carga debajo del pozo para diferentes intervalos de tiempo.

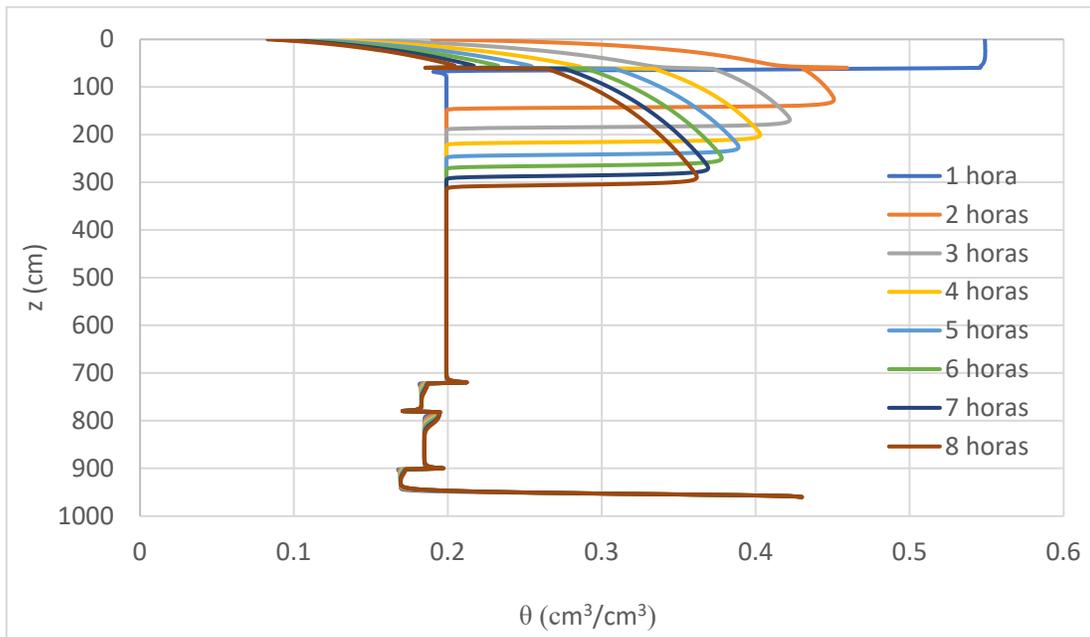


Figura 4.13: Comportamiento del contenido o mancha de humedad debajo del pozo para diferentes intervalos de tiempo.

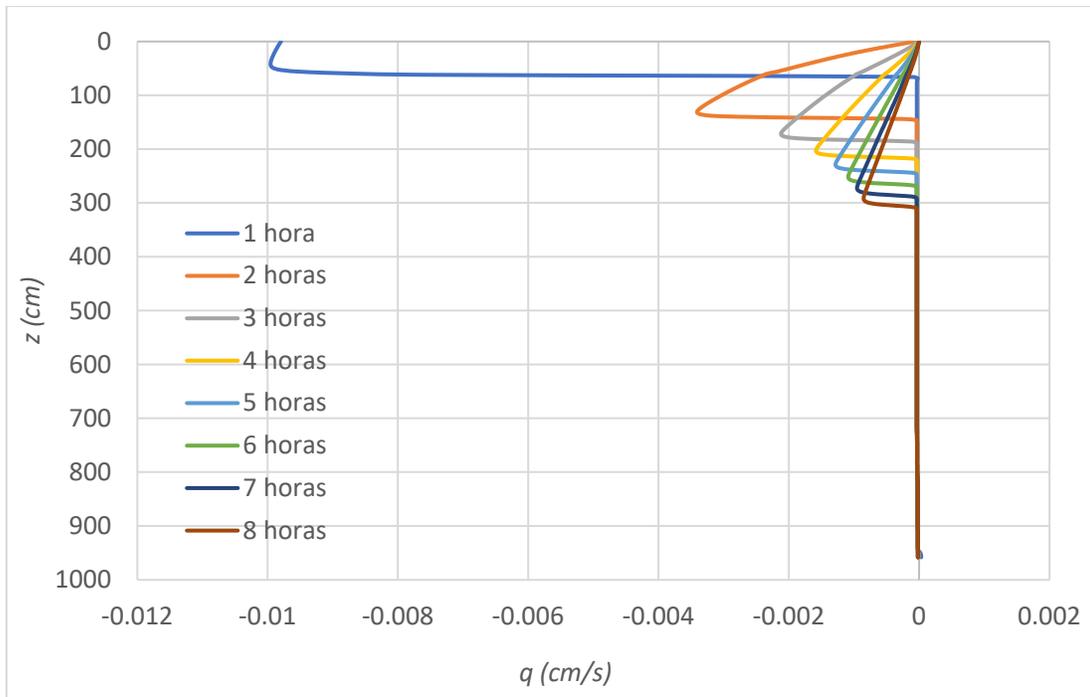


Figura 4.14: Comportamiento del flujo debajo del pozo para diferentes intervalos de tiempo.

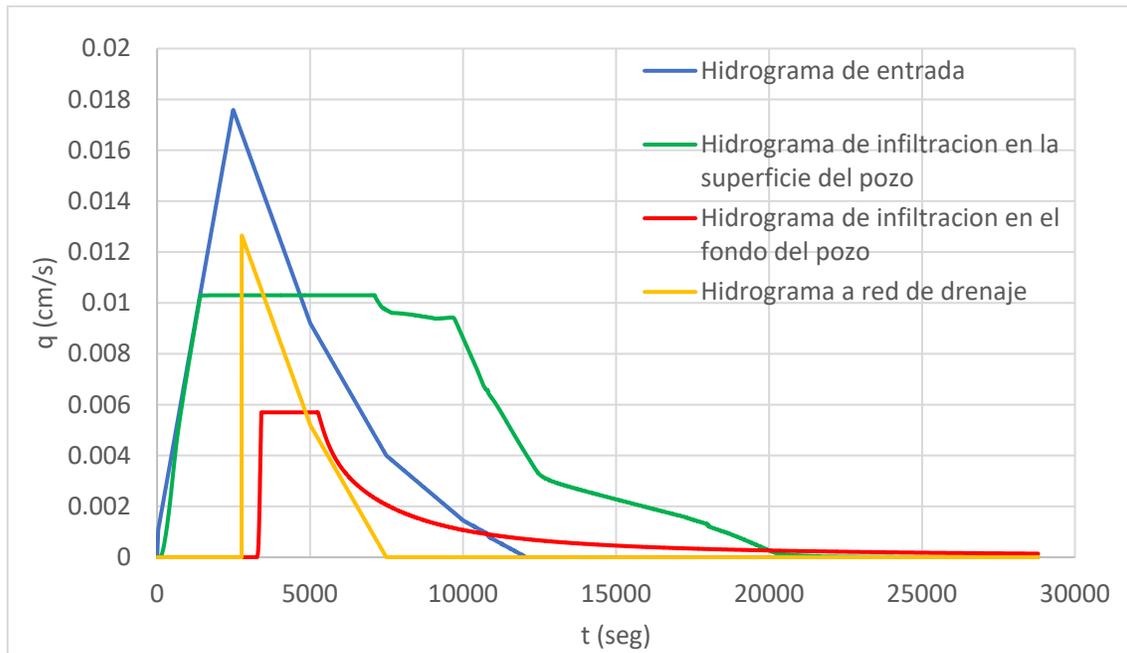


Figura 4.15: Comportamiento de los diferentes tipos flujo en el pozo.

4.3.2 Resultados de la simulación del Escenario 2

En este escenario se instaló un pozo con una profundidad de 3.00 m y un área de 1.00 m², con un relleno de 2.00 m de espesor y una superficie libre de 1.00 m, el espesor superior está compuesto por gravas y el espesor inferior por arena, el mismo tendrá una salida al drenaje ubicada a 1.00 m por encima del fondo del pozo, el modelo conceptual se presenta en la figura 4.16.

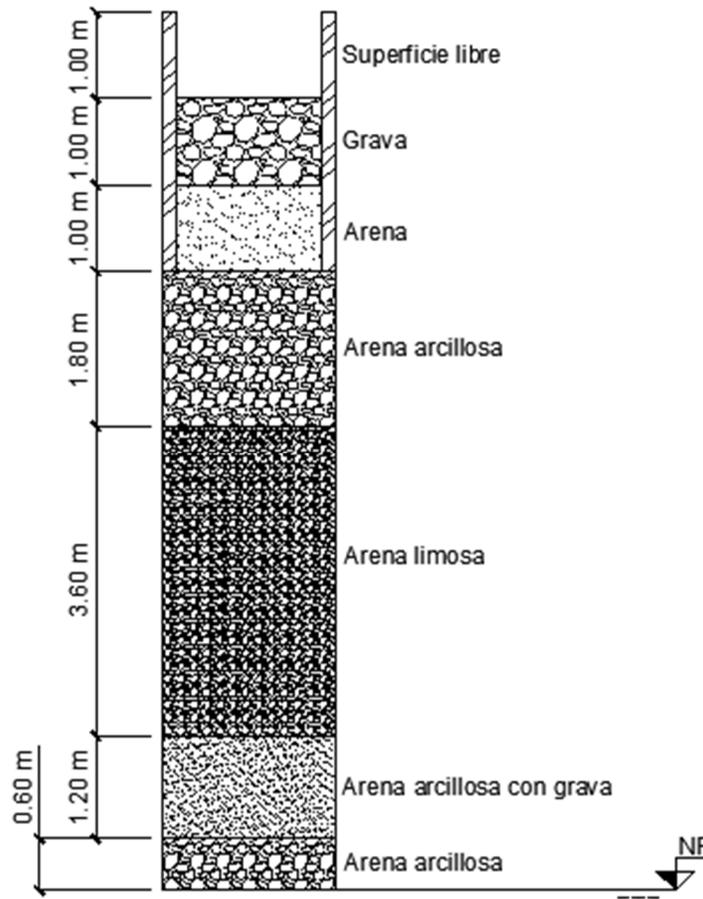


Figura 4.16: Modelo conceptual del Escenario 2

En este caso de estudio a pesar de que el caudal de entrada es ligeramente mayor a la del Escenario 1 el valor de la carga hidráulica (h) en la superficie del relleno del pozo es menor a la carga de dicho escenario, esto se debe a una composición mayormente arenosa de los estratos debajo del pozo, a pesar de esto el pozo se satura como se observa en la Figura 4.17, ya que a partir de los 428 seg (7 min) el valor de la carga hidráulica (h) es mayor a 0 indicando que el

agua se acumula en la superficie del pozo. La carga hidráulica, h , nunca llega a alcanzar el metro de altura donde se encuentra la salida al drenaje, y a los 13071 seg (217 min) el valor de h es menor a 0, indicando que se infiltró toda el agua contenida en el fondo del pozo, todo esto se observa en la figura 4.17.

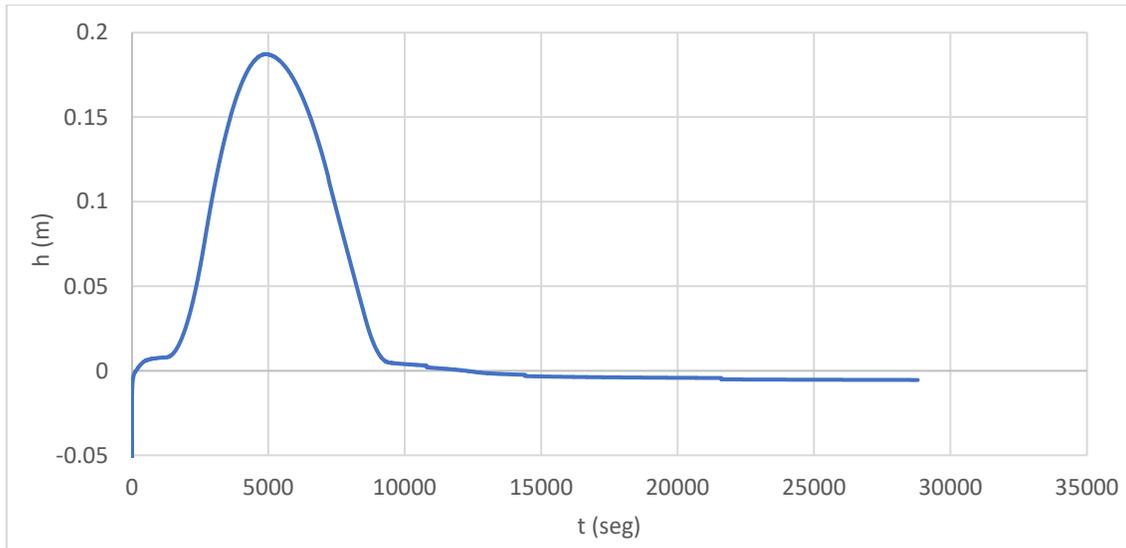


Figura 4.17: Comportamiento de la carga hidráulica en la superficie del pozo.

En las Figuras 4.18, 4.19 y 4.20, se observan los comportamientos de la carga hidráulica, contenido de humedad y el caudal en toda la columna cada hora, donde se observa cómo se va infiltrado el agua en la columna de suelo debajo del pozo hasta aproximadamente 4.95 m de profundidad.

Para concluir, en la Figura 4.21 se presentan los hidrogramas de entrada y salida. Se observa el hidrograma utilizado para la simulación como el flujo de entrada al pozo, mientras que los hidrogramas de salida incluyen el flujo de infiltración en la superficie del relleno del pozo y el flujo de infiltración en el fondo del mismo.

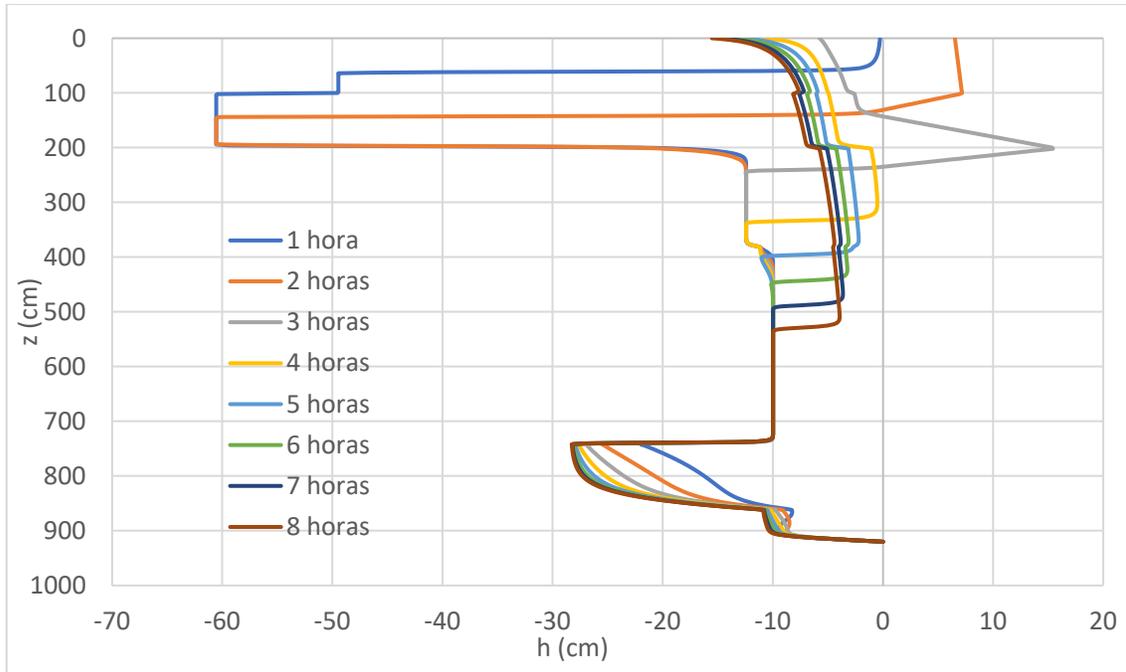


Figura 4.18: Comportamiento de la carga en el pozo y debajo del pozo.

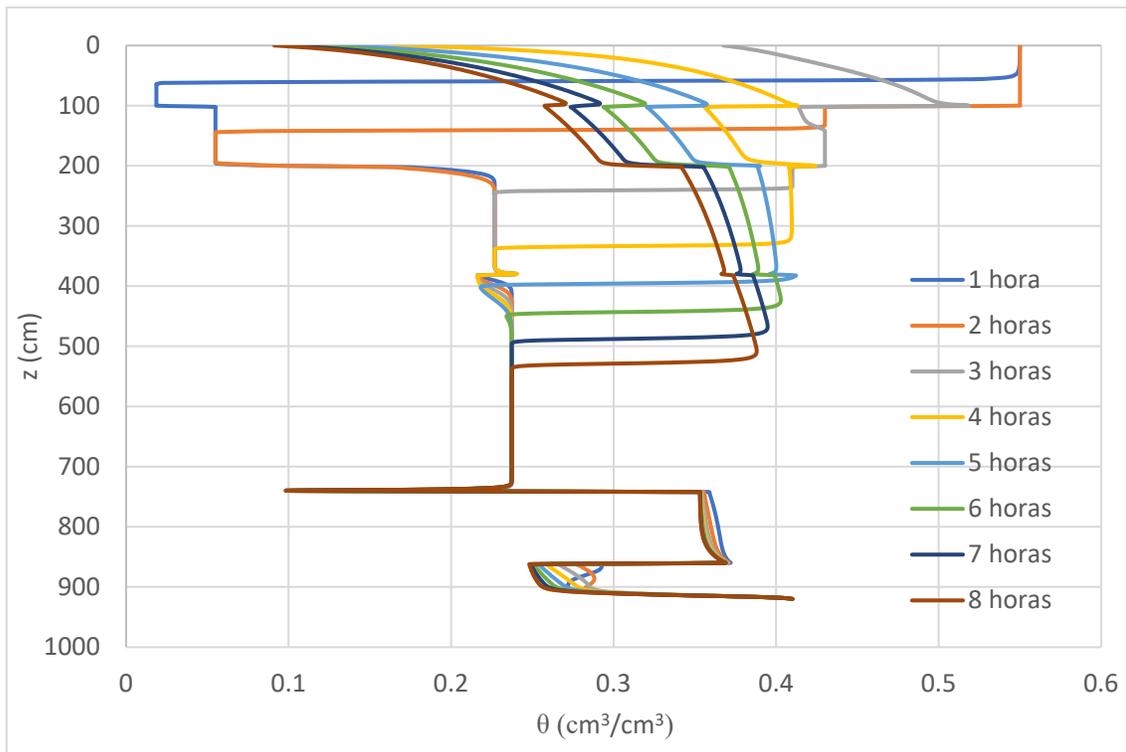


Figura 4.19: Comportamiento del contenido o mancha de humedad en el pozo y debajo del pozo.

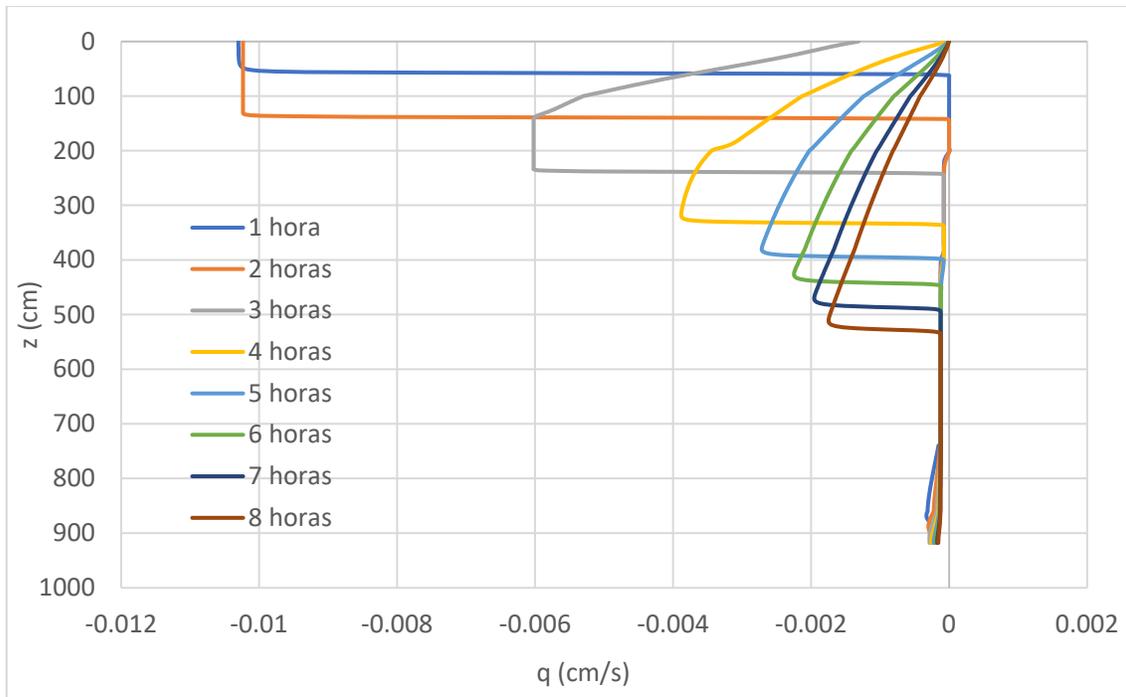


Figura 4.20: Comportamiento del flujo en el pozo y debajo del pozo.



Figura 4.21: Hidrogramas de entrada y salida

4.3.3 Resultados de la simulación del Escenario 3

En este apartado se muestran los resultados de las simulaciones, para las diferentes áreas de aporte (100, 200, 300, 400 y 500 m²) y un análisis del escenario más crítico, el modelo conceptual se mostró en el apartado 3.3, figura 3.12.

4.3.3.1 Simulación para un área de 100 m²

En la Figura 4.22 se muestra el comportamiento de la carga de hidráulica en la superficie del pozo y en el nivel freático. La Figura 4.23 muestra el comportamiento del contenido de humedad en el pozo y en el estrato, mientras que la Figura 4.24 ilustra el flujo en la superficie y el fondo del pozo. Se observa que el pozo no alcanza la saturación completa, ya que la carga nunca llega a ser igual a cero. Además, el contenido de humedad en el pozo no alcanza el valor de saturación de 0.43. También se destaca que el agua alcanza el fondo del pozo al final del segundo día y el nivel freático en el día 6.

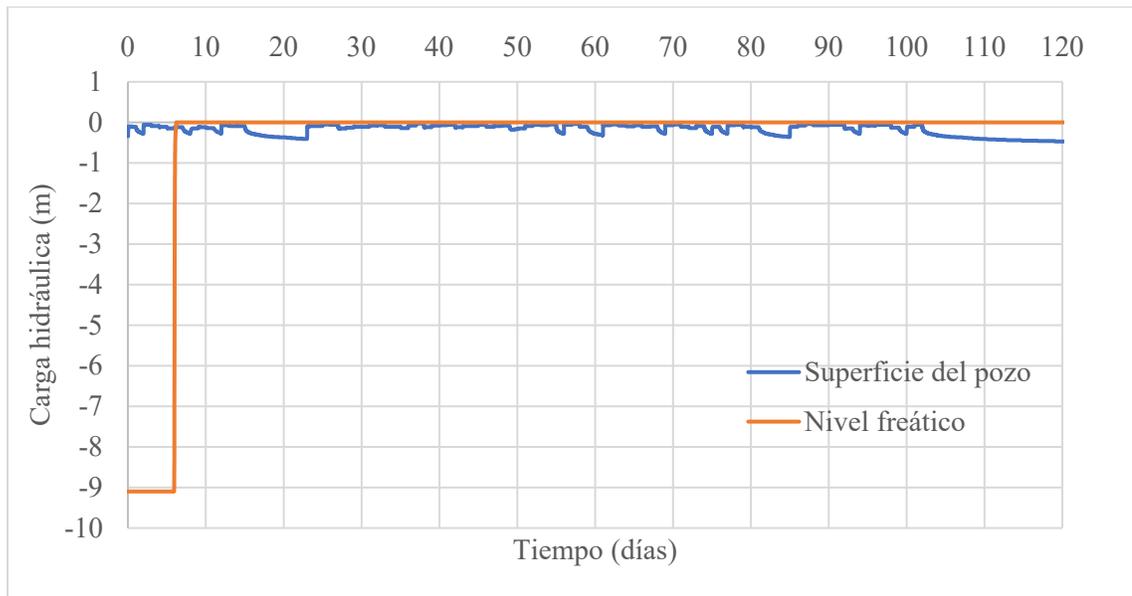


Figura 4.22: Evolución de la carga hidráulica en el pozo de infiltración que drena un área equivalente a 100 m²

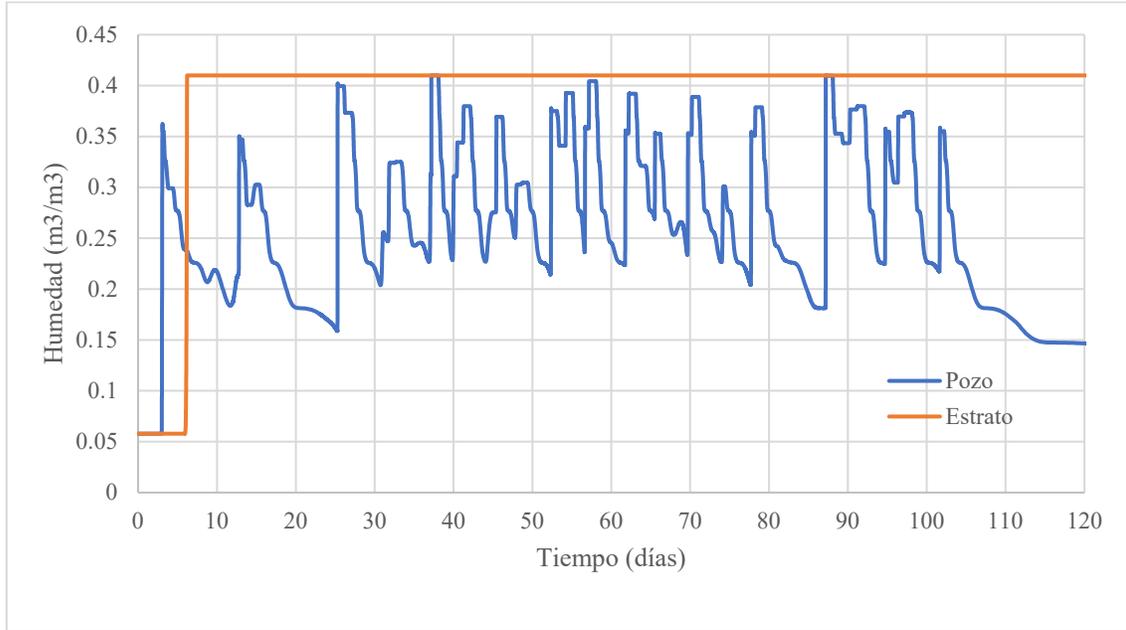


Figura 4.23: Evolución de la humedad en el pozo de infiltración que drena un área equivalente a 100 m^2

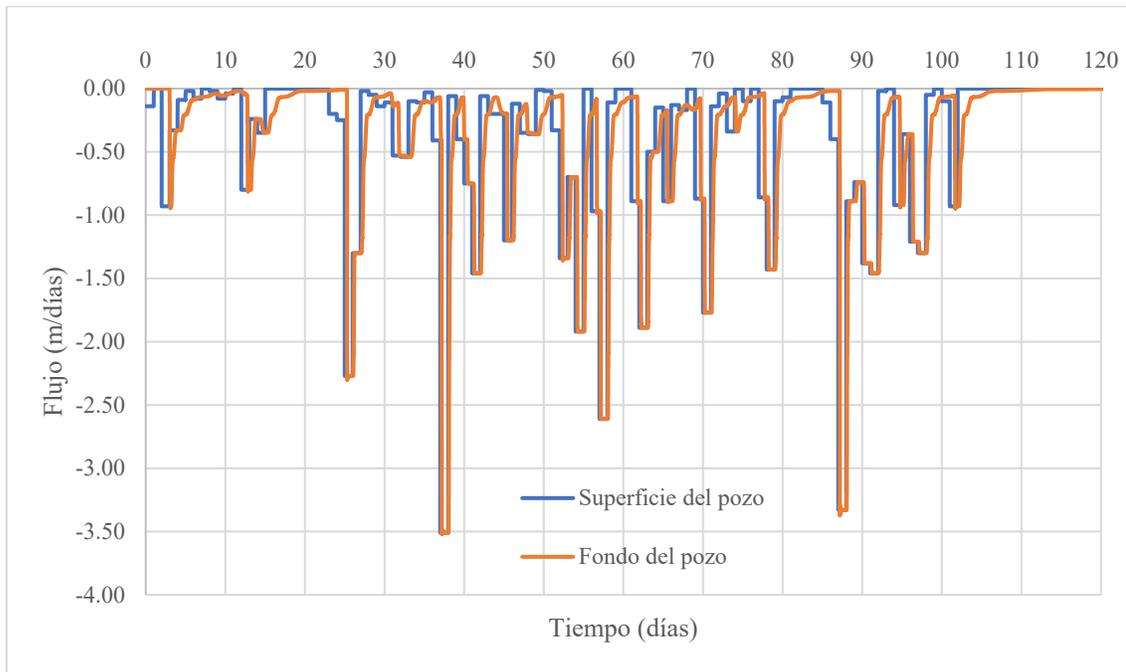


Figura 4.24: Evolución del flujo en el pozo de infiltración que drena un área equivalente a 100 m^2

4.3.3.2 Simulación para un área de 200 m²

En la Figura 4.25 se presenta el comportamiento de la presión en la superficie del pozo y en el nivel freático. La Figura 4.26 muestra el comportamiento del contenido de humedad en el pozo y en el estrato, mientras que la Figura 4.27 ilustra el flujo en la superficie y el fondo del pozo. En este escenario, se evidencia que el pozo alcanza la saturación completa, ya que la carga es mayor a 0. Sin embargo, no se produce un escurrimiento debido a que la carga en la superficie nunca alcanza el valor de 1 m. El contenido de humedad en el pozo alcanza el valor de 0.43. También se destaca que el agua llega al fondo del pozo el día 2 y al nivel freático en el día 3.

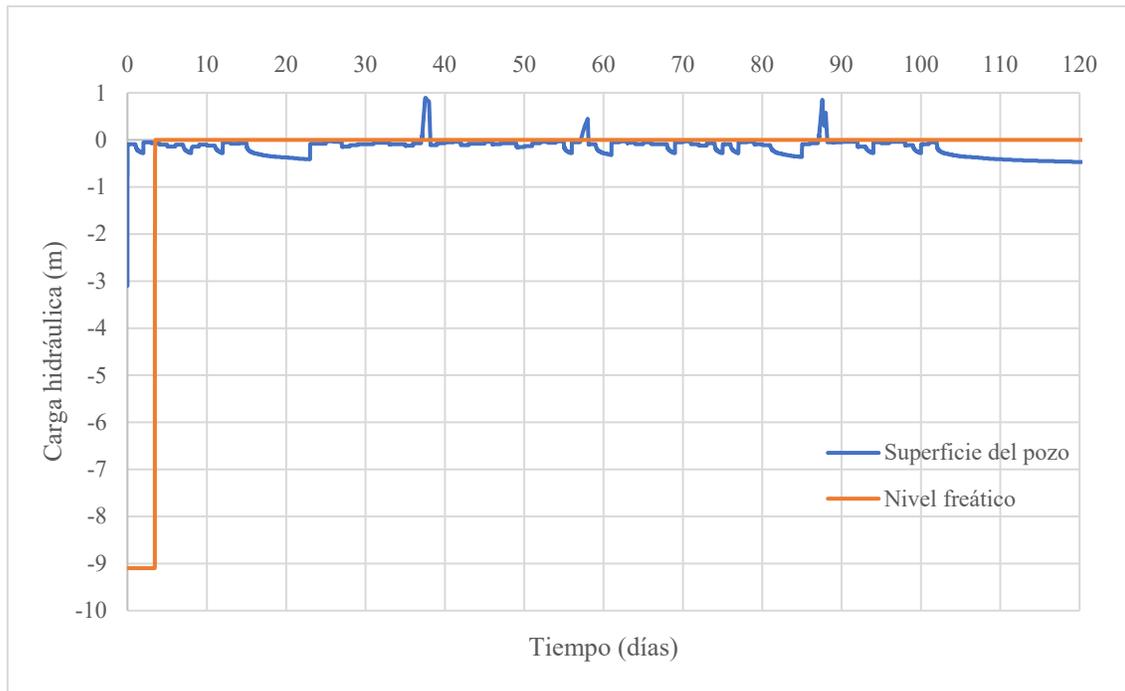


Figura 4.25: Evolución de la carga hidráulica en el pozo de infiltración que drena un área equivalente a 200 m²

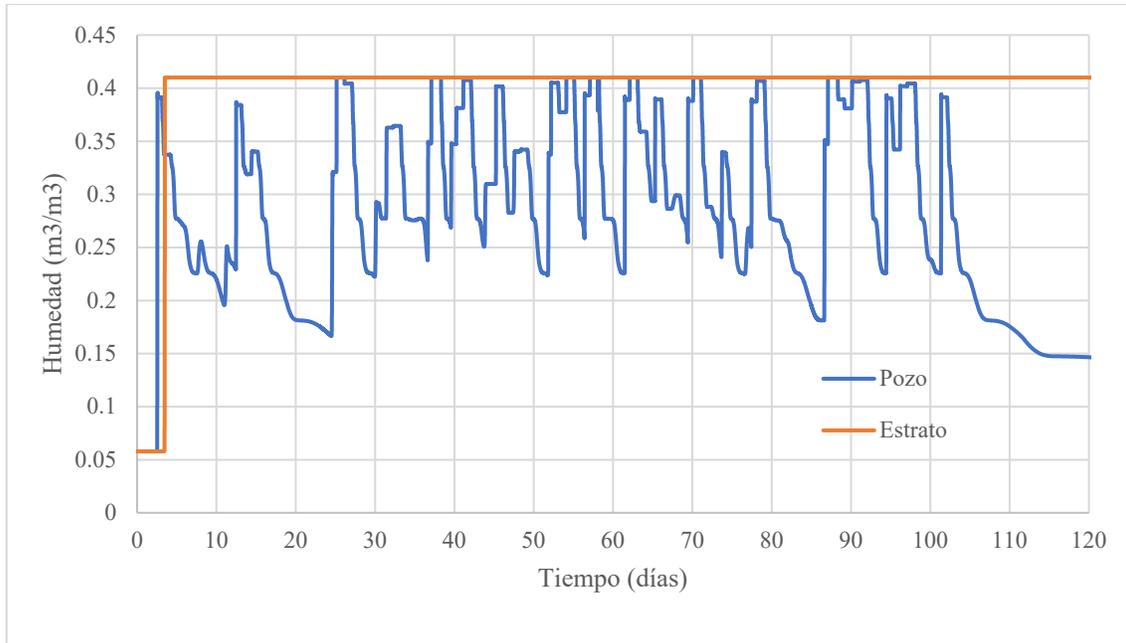


Figura 4.26: Evolución de la humedad en el pozo de infiltración que drena un área equivalente a 200 m².

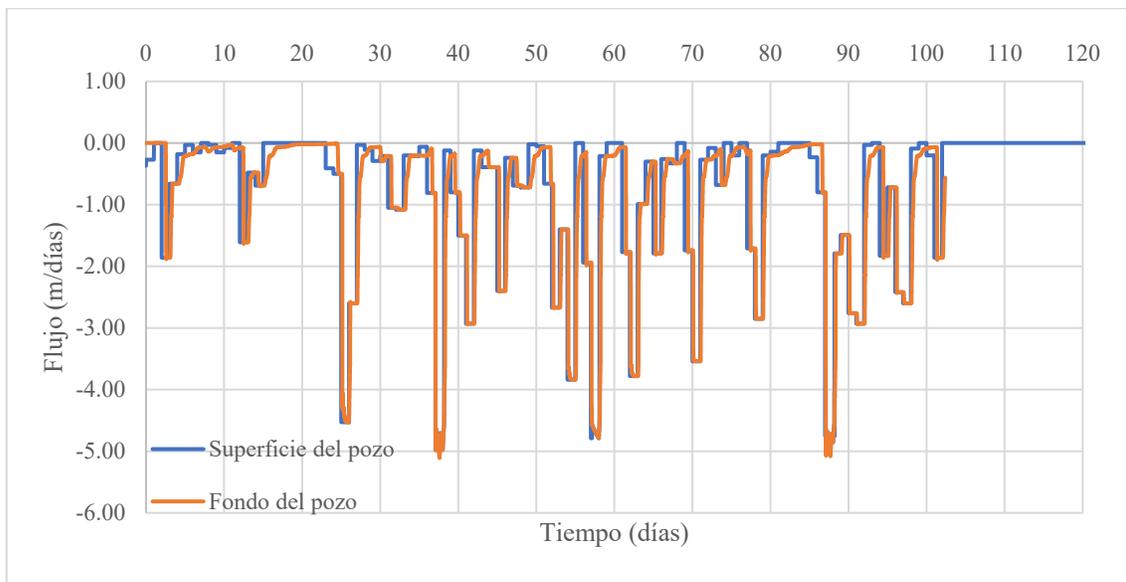


Figura 4.27: Evolución del flujo en el pozo de infiltración que drena un área equivalente a 200 m².

4.3.3.3 Simulación para un área de 500 m²

Para esta simulación en la superficie del pozo de infiltración, el agua alcanza una altura de 1 m, provocando un escurrimiento que teóricamente se dirigiría hacia la red de drenaje pluvial. Se otros tres casos de estudio, con áreas de 300 m², 400 m² y 500 m² respectivamente. Los resultados mostraron que, para el primer caso de estudio, se registran 3 desbordamientos; para el segundo caso, 6 desbordamientos; y para el tercer caso, con un área de 500 m², se presentan 12 vertidos a la red pluvial.

De estas simulaciones, se presentan únicamente los gráficos para el caso más crítico, es decir, para un área de 500 m². Se muestran los hidrogramas de entrada y salida correspondientes al evento más crítico de la simulación. En la Figura 4.28, se observa el comportamiento de la carga hidráulica en la superficie del pozo y en el nivel freático. La Figura 4.29 ilustra el comportamiento del contenido de humedad en el pozo y en el estrato. Finalmente, la Figura 4.30 muestra el flujo en la superficie y el fondo del pozo, indicando que el pozo se satura por completo, ya que la carga hidráulica es mayor a 0, generando un escurrimiento debido a que la carga en la superficie alcanza el valor de 1 m. El contenido de humedad en el pozo llega al valor de 0.43. Además, se observa que el agua llega al fondo del pozo el día 2 y al nivel freático en el día 3.

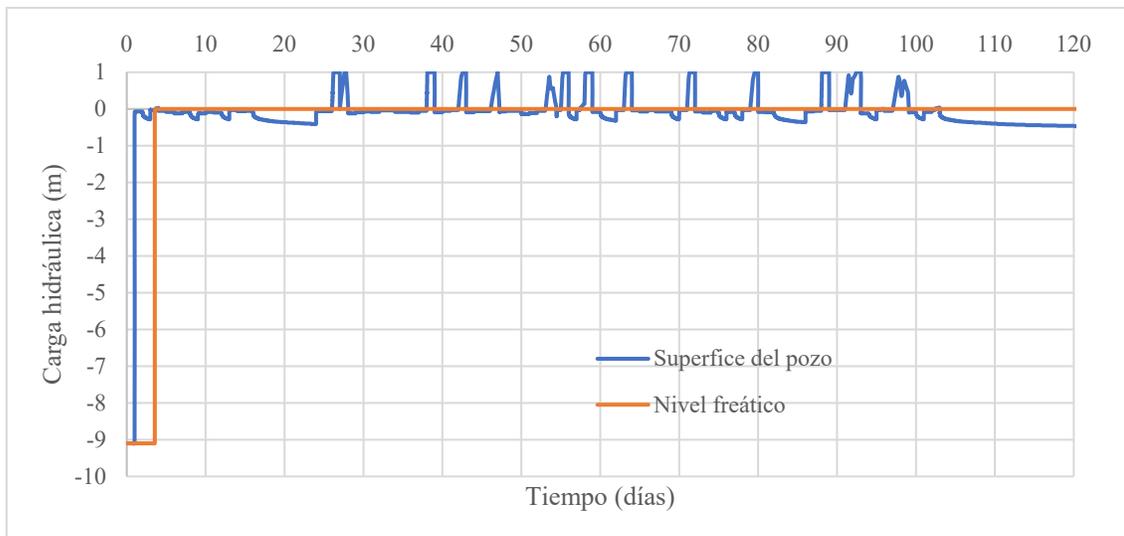


Figura 4.28: Evolución de la carga hidráulica en el pozo de infiltración que drena un área equivalente a 500 m²

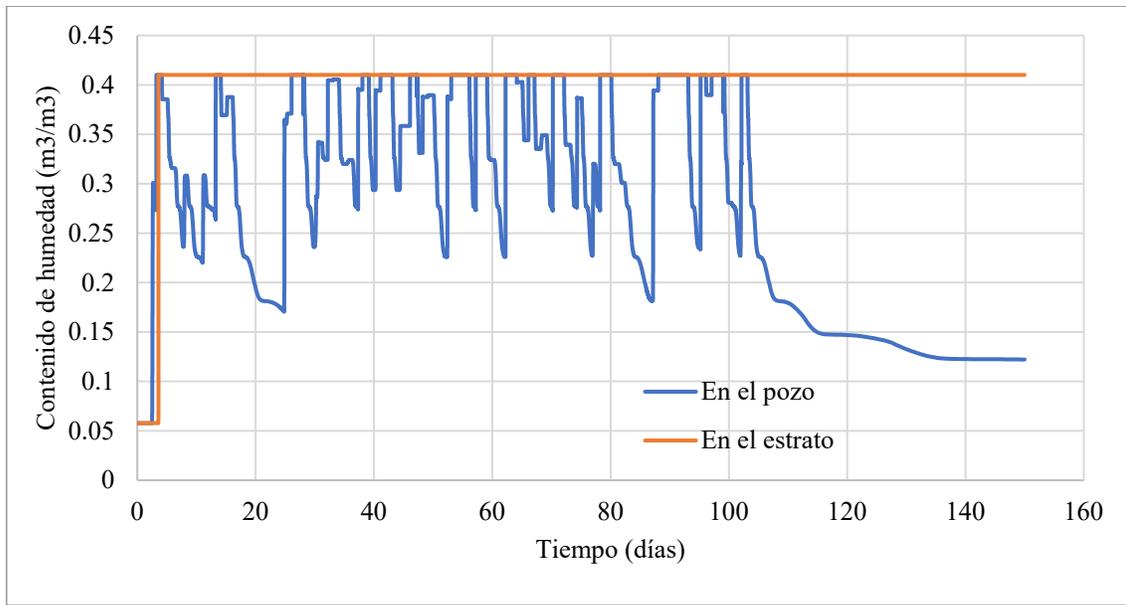


Figura 4.29: Evolución de la humedad en el pozo de infiltración que drena un área equivalente a 500 m^2 .

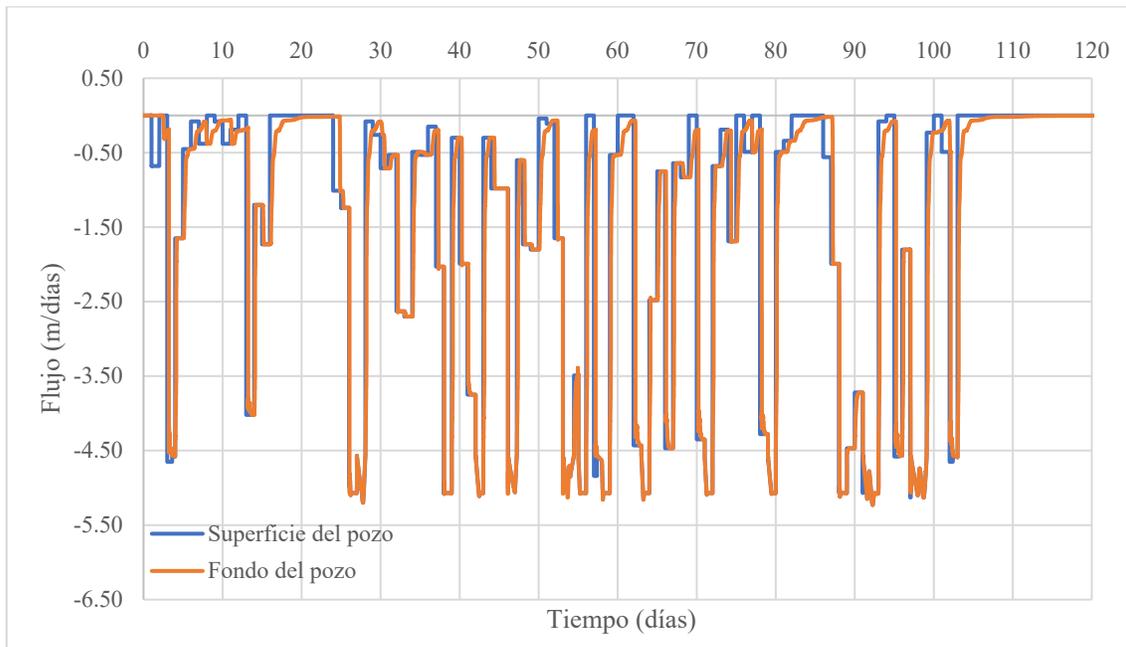


Figura 4.30: Evolución del flujo en el pozo de infiltración que drena un área equivalente a 500 m^2 .

La Figura 4.31 muestra el comportamiento de la entrada y salida de agua en el pozo. Este evento fue seleccionado por ser el de mayor magnitud en toda la serie de lluvias. Se nota que al comienzo del día 38, el sistema se satura, ya que la entrada y salida al pozo se equilibran. A medida que el evento llega a su fin, cesa la entrada de agua en el pozo y la infiltración disminuye gradualmente, al igual que la escorrentía superficial. En este evento máximo de la simulación, se observa un escurrimiento de $13.83 \text{ m}^3/\text{día}$.

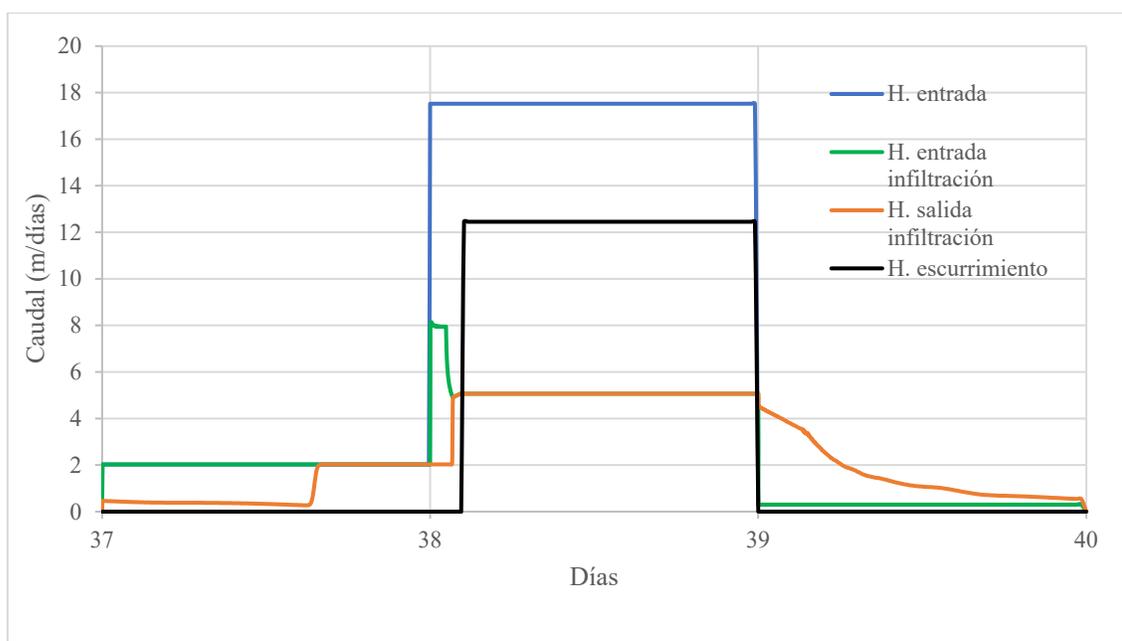


Figura 4.31: Hidrogramas de entrada y salida del pozo de infiltración.

4.4 Desarrollo e interfaz de la Herramienta Hidro-informática

En este apartado se muestra el diseño de la interfaz de la herramienta Hidro-informática (ver Figura 4.34) y sus diferentes módulos, para su manual de usuario ver los anexos de este trabajo.

Esta herramienta se desarrolló en el lenguaje de cómputo técnico MATLAB (MathWorks, 2019), su elección se fundamentó en las posibilidades y prestaciones que este software aporta y la disponibilidad de licencia en el IITCA.

Debido al propósito de la herramienta ésta se estructuró en módulos con objetivos específicos. La figura 4.32 muestra un esquema de los componentes de la herramienta.

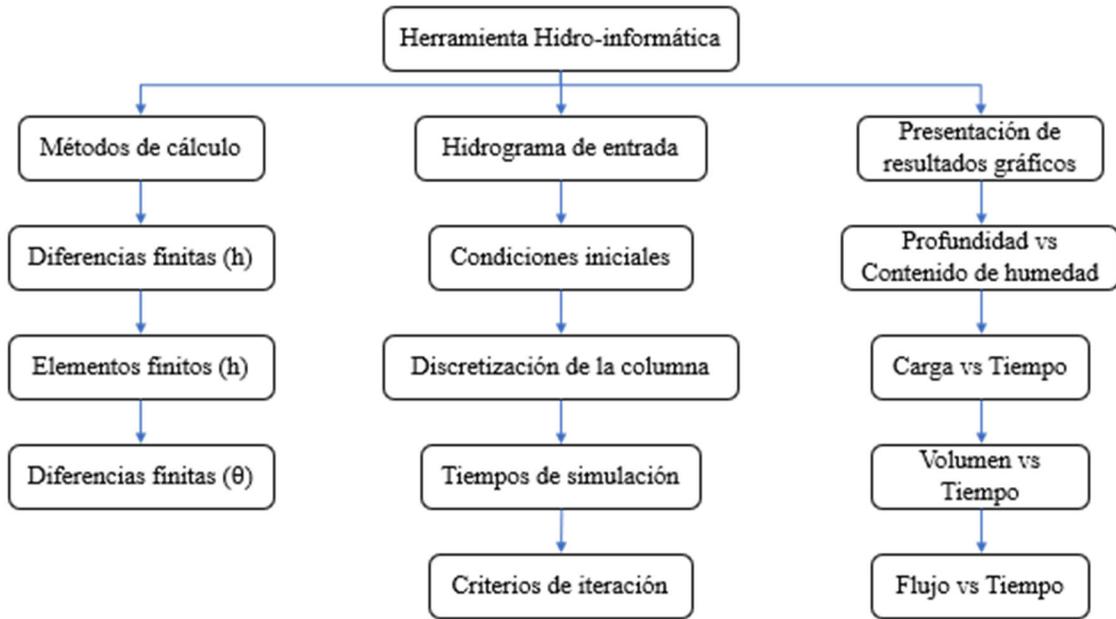


Figura 4.32: Módulos que componen la herramienta Hidro-informática.

Seguidamente se describe el desarrollo para cada uno de los módulos con base en el esquema general de la figura 4.33.

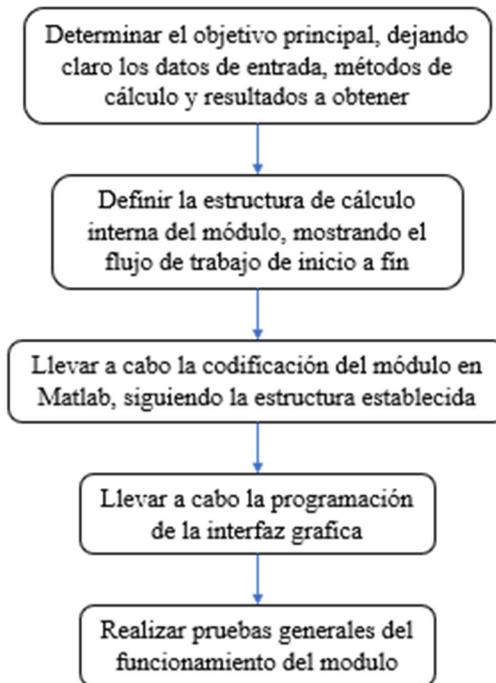


Figura 4.33: Esquema general empleado para el desarrollo de cada módulo.

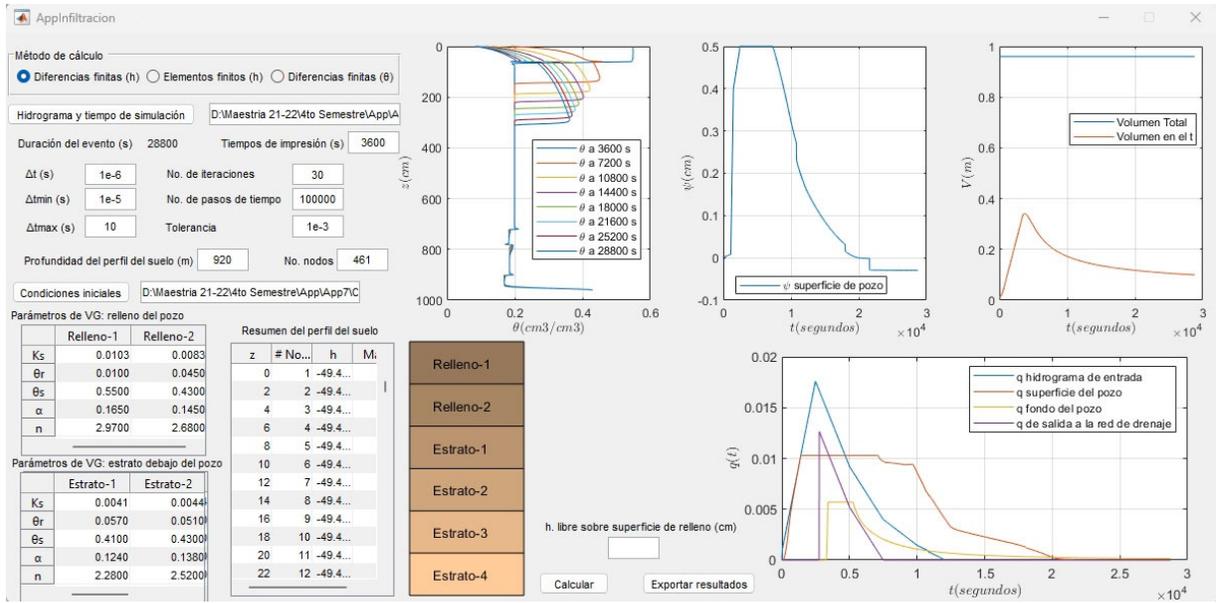


Figura 4.34: Interfaz de la herramienta Hidro-informática.

4.5 Método de diseño para pozos de infiltración

El método de diseño necesario para garantizar el óptimo funcionamiento de los pozos de infiltración debe abarcar diversas etapas, incluyendo un análisis de factibilidad, la recopilación de antecedentes, la selección de materiales y equipos requeridos, el dimensionamiento de los elementos principales y, finalmente, el diseño detallado.

Factibilidad:

El estudio de factibilidad se enfoca en determinar, basándose en la información disponible sobre las características del suelo y del agua subterránea, la viabilidad de la infiltración de aguas pluviales hacia el suelo, así como la conveniencia de emplear un pozo de infiltración. Este análisis considera aspectos como la permeabilidad del suelo, riesgos de contaminación, capacidad de infiltración, profundidad de la capa freática y áreas a ser drenadas. Para un análisis más detallado, se puede consultar la guía de toma de decisiones (Figura 2.5). También se delimitan las áreas que contribuirán al pozo, su ubicación y el destino del excedente que no pueda ser infiltrado.

Diseño de los pozos de infiltración:

El diseño de los pozos y sus componentes requiere información detallada sobre las características del terreno, el suelo y estudios hidrológicos e hidrogeológicos. Para el dimensionamiento, se recopilarán los siguientes datos:

- **Terreno:** Se determinarán las características de ocupación y ordenamiento del terreno donde se instalará el pozo, considerando la presencia de vegetación y la topografía.
- **Características del suelo:** Se estimará la capacidad de absorción del suelo soportante y su comportamiento ante la presencia de agua. Esto se determinará a través de ensayos de infiltración y técnicas alternativas para soluciones de aguas pluviales en entornos urbanos.
- **Diseño del pozo:** Incluye la selección de materiales, como filtros naturales o celdas de infiltración, considerando la capacidad de absorción del suelo. El proceso de dimensionamiento consta de un pre-dimensionamiento para asignar la profundidad y determinar la capacidad de evacuación del suelo in situ, seguido por un dimensionamiento definitivo para establecer el radio del pozo y el volumen de almacenamiento, verificando su comportamiento estructural en relación con estructuras cercanas.

Diseño de detalle:

Esta fase implica la traducción de los resultados en planos y especificaciones técnicas generales y específicas. Se incorporan los elementos necesarios para garantizar el correcto abastecimiento del pozo y se conecta el rebosadero de este a la red de drenaje pluvial.

Conclusiones

A lo largo de los apartados que conforman este documento, se han detallado los pasos seguidos para cumplir con los objetivos planteados inicialmente, por tanto, se presentan las principales conclusiones alcanzadas.

Se realizó un estudio previo de los aspectos teóricos de la zona no saturada para analizar los procesos y las variables y se confirmó que su caracterización es sumamente compleja debido a la fuerte interrelación de las variables, lo que dificulta su determinación y control.

El desarrollo de una herramienta computacional con computo técnico, resulto de gran utilidad para el análisis de pozos de infiltración, simulando la infiltración unidimensional del agua en el suelo no saturado, permitiendo estimar la infiltración y la distribución de humedad en profundidad para cualquier instante de tiempo deseado.

Los sistemas de infiltración están limitados por el tipo de suelo, su tasa de infiltración y el espacio disponible. Aunque estos sistemas pueden atenuar de manera efectiva los caudales pico, su eficiencia dependerá de las dimensiones del sistema. Por ello, se recomienda implementarlos de manera conjunta y en puntos estratégicos de la cuenca.

El uso de Matlab como lenguaje de cómputo técnico de programación posibilitó un desarrollo rápido de la herramienta computacional, desempeñando un papel crucial en el avance de esta investigación.

La incorporación futura de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) bajo el enfoque planteado requerirá una investigación integral que aborde algunos de los puntos críticos identificados, incluyendo trabajo de campo para acercar aún más los resultados a la realidad física de las zonas en cuestión.

En la cuenca del Valle de Toluca, la inclusión futura de SUDS deberá tener como objetivo establecer sistemas de infiltración (pozos) de manera generalizada en función del grado de urbanización, así como medidas de detención en puntos estratégicos para prevenir la generación de inundaciones en áreas urbanas.

Referencias

- 1- Alecsa, C.D., Boros, I., Knabner Frank, P., Nechita, M., Prechtel, A., Rupp, A., Suciu, N., 2019. Numerical benchmark study for flow in heterogeneous aquifers. *Adv. Water Resour.* 138, 103558. <https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2020.103558>.
- 2- Ambiente, M., & Naturales, R. Norma oficial mexicana nom-014-conagua-2003, requisitos para la recarga artificial de acuíferos con agua residual tratada.
- 3- Arnold Jr, C. L., & Gibbons, C. J. (1996). Impervious surface coverage: the emergence of a key environmental indicator. *Journal of the American planning Association*, 62(2), 243- 258.
- 4- Ashok V., Kumar, A. & Umamahesh, N. (2015). Review of urban stormwater models. 20th International Conference on Hydraulics, Water Resources and River Engineering. IIT Roorkee, India.
- 5- Audefroy, J. F. (2012). Adaptación de la vivienda vernácula a los climas en México. García Acosta, Virginia; Audefroy, Joel Francis y Briones, Fernando (coords.), Estrategias sociales de prevención y adaptación, México, Centro de Investigaciones y Estudios Superiores en Antropología Social, 95-106.
- 6- Ballard, B. W., Wilson, S., Udale-Clarke, H., Illman, S., Scott, T., Ashley, R., & Kellagher, R. (2015). The SUDS manual. *CIRIA Publication: London, UK*.
- 7- Bayon, J. R., Hernández, J., Fuente, E. G., y Fresno, D. C. (2009). Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible. Universidad de Cantabria.
- 8- Bettess, R (1996) Infiltration drainage - manual of good practice, R156, CIRIA, London, UK (ISBN: 978-0-86017-457-8). www.ciria.org
- 9- BGS (2015) Infiltration SuDS maps, British Geological Society, London, UK. <http://tinyurl.com/oruu25>
- 10- Becerril Lara, J. M. (2020). Diseño de una herramienta hidroeinformática de sistemas urbanos de drenaje sostenible.

- 11- Blake, J (2010) "Adjusting soil infiltration coefficients for groundwater level", Proceedings of the ICEWater Management, vol 163, 5, Institution of Civil Engineers, London, UK, pp 239-245
- 12- Butler D, Davies JW (2000) Urban Drainage. Spon. Londres RU. 489 pp.
- 13- Cantone D. (2006). Implementation and Debugging: La Biblia de la Programación (Primera). MP ediciones.
- 14- Carsel, R.F., and Parrish, R. S. (1988), Developing joint probability distributions of soil water retention characteristics, *Water Resour. Res*, 24, 755-769.
- 15- Caviedes-Voullième, D., Garci, P., Murillo, J., 2013. Verification, conservation, stability and efficiency of a finite volume method for the 1D Richards equation. *J. Hydrol.* 480, 69–84. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2012.12.008>.
- 16- Cenapred (2015). Sistema Nacional de Protección Civil, 318 infografías de desastres en México. Impacto social y económico. México, DF: Centro Nacional de Prevención de Desastres
- 17- CIRIA C523 (2001) Sustainable urban drainage systems, best practice manual for England, Scotland, Wales and Northern Ireland. Construction Industry Research and Information Association. Londres, RU. 131 pp.
- 18- Conama. (2018). Agua y Ciudad Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible. In Fundación Conama. Congreso Nacional de Medio Ambiente. http://www.conama.org/conama/download/files/conama2018/STs2018/10_preliminar.pdf
- 19- Connor, J. J., and Brebbia, C. A., 1976, Finite element techniques for fluid flow: Newnes-Butterworths, London, 310 p.
- 20- Cooperación, A. S. (2003). Especificaciones Técnicas para el diseño de zanjas y pozas de infiltración.
- 21- Diaz Espiritu, N (2021). Elaboración de un modelo hidrogeofísico de la región central del acuífero del valle de Toluca, Estado de México, como herramienta para su manejo sustentable
- 22- Elliott, A. H., & Trowsdale, S. A. (2007). A review of models for low impact urban stormwater drainage. *Environmental Modelling & Software*, 22(3), 394-405.

- 23- EPA (1999) Preliminary Data Summary of Urban Storm Water Best Management Practices. Office of Water, United States Environmental Protection Agency. Washington DC, EEUU. EPA-821-R-99-012. 210 p.
- 24- Fernández B, Rivera P, Montt JP (2003) Uso de Pavimentos Permeables. BIT, Revista Técnica de Construcción 33: 54-56.
- 25- Fernández Barrera, A. H. (2011). Desarrollo de un sistema de tratamiento del agua de escorrentía superficial procedente de aparcamientos impermeables usando flujo ascendente y geotextiles. Universidad de Cantabria.
- 26- Fletcher, T. D., Shuster, W., Hunt, W. F., Ashley, R., Butler, D., Arthur, S., Trowsdale, S., Barraud, S., Semadeni-Davies, A., Bertrand-Krajewski, J. L., Mikkelsen, P. S., Rivard, G., Uhl, M., Dagenais, D., & Viklander, M. (2014). SUDS, LID, BMPs, WSUD and more – The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. *Urban Water Journal*, 12(7), 525–542. <https://doi.org/10.1080/1573062X.2014.916314>
- 27- Gómez M, Sánchez H, Dolz J, López R, Nania L, Cabrera E, Espert V, García-Serra J, Malgrat P, Puertas J (2004) Curso de Hidrología Urbana. 5ª ed. Universitat Politècnica de Catalunya, España. 389 pp
- 28- Guzmán-Martínez, J. C., García-Aristizábal, E. F., Gallego-Hernández, A. N., & Vega-Posada, C. A. (2019). Análisis numérico unidimensional del proceso de infiltración en suelos parcialmente saturados reforzados con geosintéticos permeables. *Scientia et Technica*, 24(1), 46-56.
- 29- Haestad, M., & Durrands, S. (2003). *Stormwater Conveyance Modeling and Design*. USA: HAESTAD PRESS.
- 30- Haris, H., Chow, M., Usman, F., Sidek, L., Roseli, Z., & Norlida, M. (2016). *Urban Stormwater Management Model and Tools for Designing Stormwater Management of Green Infrastructure Practices*. Earth and Environmental Science. Putrajaya, Malasia.
- 31- Haverkamp, R., Vauclin, M., Touma, J., Wierenga, P. J., and Vachaud, G., 1977, A comparison of numerical simulation models for one-dimensional infiltration: *Soil Sci. Soc. America Jour.*, v. 41, no. 2, p. 285-294.
- 32- Haverkamp, R., and Vauclin, M., 1979, A note on estimating finite difference interblock hydraulic conductivity values for transient unsaturated flow problems: *Water Resources Res.*, v. 15, no. 1, p. 181-187.

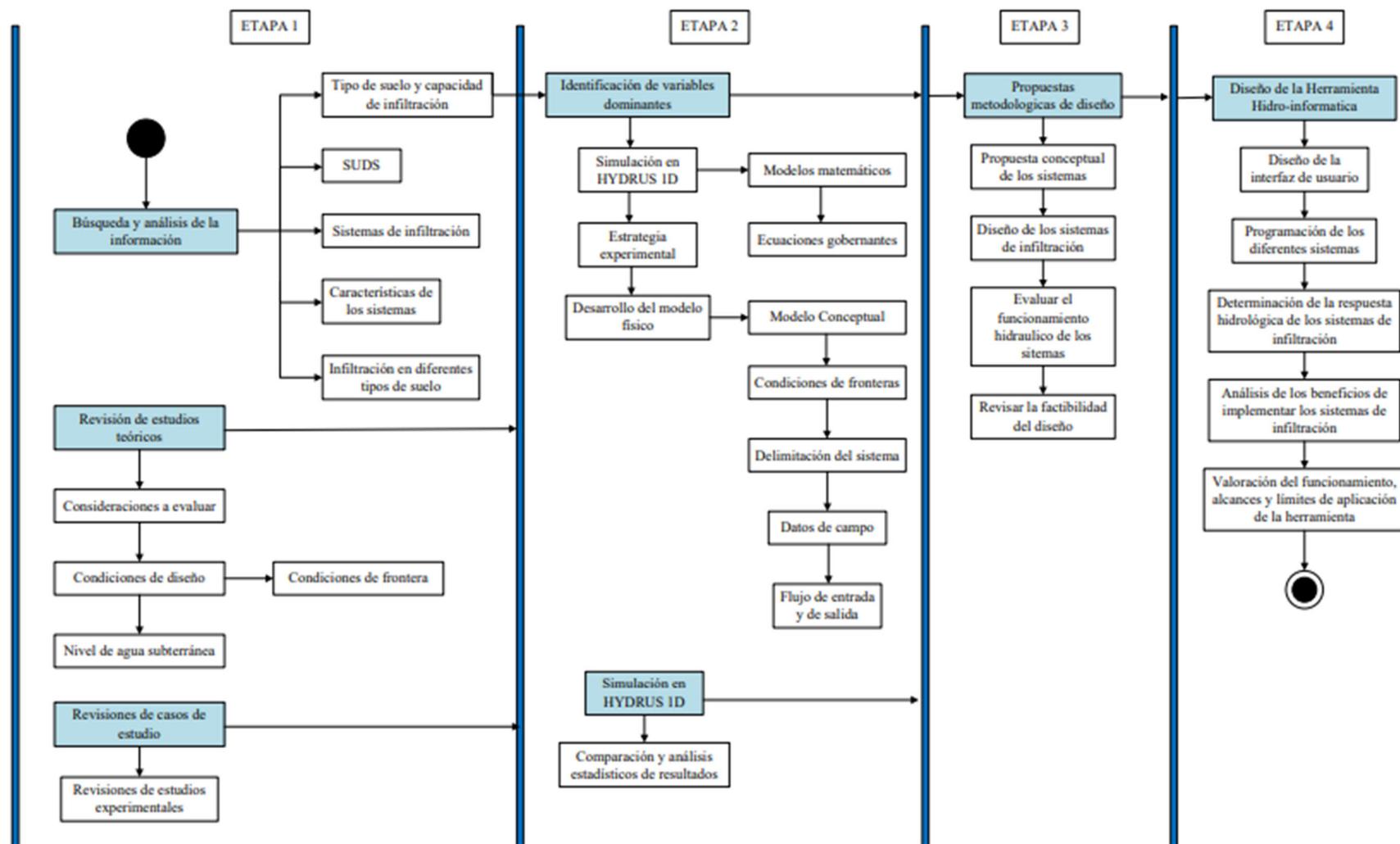
- 33- Heilweil, V., & Watt, D. (2010). Trench infiltration for managed aquifer recharge to permeable bedrock. Obtenido de Wiley Online Library: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/hyp.7833>
- 34- Hernández, J., & Vieyra, A. (2010). Riesgo por inundaciones en asentamientos precarios del periurbano. Morelia, una ciudad media mexicana: ¿El desastre nace o se hace? *Revista de Geografía Norte Grande*, (47), 45-62.
- 35- Jacobson, C. R. (2011). Identification and quantification of the hydrological impacts of imperviousness in urban catchments: A review. *Journal of Environmental Management*, 92(6), 1438-1448.
- 36- Lapidus, L., and Pinder, G. F., 1982, Numerical solution of partial differential equations in science and engineering: John Wiley International, New York, 677 p.
- 37- List, F., Radu, F.A., 2016. A study on iterative methods for solving Richards' equation. *Comput. Geosci.* 20 (2), 341–353. <https://doi.org/10.1007/s10596-016-9566-3>.
- 38- May, C. W., Horner, R. R., Karr, J. R., Mar, B. W., & Welch, E. B. (1998). The cumulative effects of urbanization on small streams in the Puget Sound Lowland Ecoregion. In *Proceedings of the Puget Sound Research*.
- 39- Molina Prieto, L., & Villegas Rodríguez, E. (2015). Ciudades sensibles al agua: paradigma contemporáneo para gestionar aguas urbanas. *Revista de Tecnología*, 14(1), 53–64. <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=6041582>
- 40- Moore, H., Olguín, V. C., & Nuño, R. M. (2007). *Matlab para ingenieros* (No. 620.0013 M66 2007.). Pearson Educación.
- 41- Myers, B. R., & Pezzaniti, D. (2019). Flood and peak flow management using WSUD systems. In *Approaches to water sensitive urban design* (pp. 119-138). Woodhead Publishing.
- 42- National SUDS Working Group (2003) *Framework for Sustainable Drainage Systems (SUDS) in England and Wales*. TH-5/03-3kC-BHEY. 75 pp
- 43- Nimmer, M., Thompson, A., & Misra, D. (2009). Water table mounding beneath stormwater infiltration basins. *Environmental & Engineering Geoscience*, 15(2), 67-79.

- 44- Pelling, M. (2005). Measuring urban vulnerability to natural disaster risk: benchmarks for sustainability. Open House International.
- 45- Perales Momparler, S., Andrés Doménech, I., & Fernández Escalante, A. E. (2008, January). Los sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS) en la hidrogeología urbana. In Grupo TRAGSA Madrid. IX Simposio de Hidrogeología. AIH. Elche, Valencia (pp. 1- 12)
- 46- Pérez Sánchez, L. (2017). Estudio para la construcción de sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS) en el Campus de Rabanales en Córdoba.
- 47- Poleto, C., & Tassi, R. (2012). Sustainable Urban Drainage Systems. En Muhammand. S. (Ed.), Drainage Systems (p.p. 55-75). InTech.
- 48- Pop, I.S., Radu, F.A., Knabner, P., 2004. Mixed finite elements for the Richards' equation: linearization procedure. J. Comput. Appl. Math. 168 (1), 365–373. <https://doi.org/10.1016/j.cam.2003.04.008>.
- 49- Pratt CJ (2003) Application of geosynthetics in sustainable drainage systems. 1st Int. Geosynthetics Society. Loughborough, RU. pp. 121-135.
- 50- Pratt CJ, Wilson S, Cooper P (2002) Source control using constructed pervious surfaces. Hydraulic, structural and water quality performance issues. CIRIA. Londres, RU. C582, RP637. 152 pp.
- 51- Qianquian , Z. (2014). A Review of Sustainable Urban Drainage Systems Considering the Clamate Changes and Urbanization Impacts. Water, 6(4), 976-992.
- 52- Radu, F.A., Kumar, K., Nordbotten, J.M., Pop, I.S., 2018. A robust, mass conservative scheme for two-phase flow in porous media including hölder continuous nonlinearities. IMA J. Numer. Anal. 38 (2), 884–920. <https://doi.org/10.1093/imanum/drx032>
- 53- Radu, F.A., Suciu, N., Hoffmann, J., Vogel, A., Kolditz, O., Park, C.-H., Attinger, S., 2011. Accuracy of numerical simulations of contaminant transport in heterogeneous aquifers: a comparative study. Adv. Water Resour. 34, 47–61. <https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2010.09.012>.
- 54- Roldin, M., Locateli, L., Mark, O., Mikkelsen, P., & Binning, P. (2013). A simplified model of soakaway infiltration interaction with a shallow groundwater table. Journal of Hydrology, 165-175.

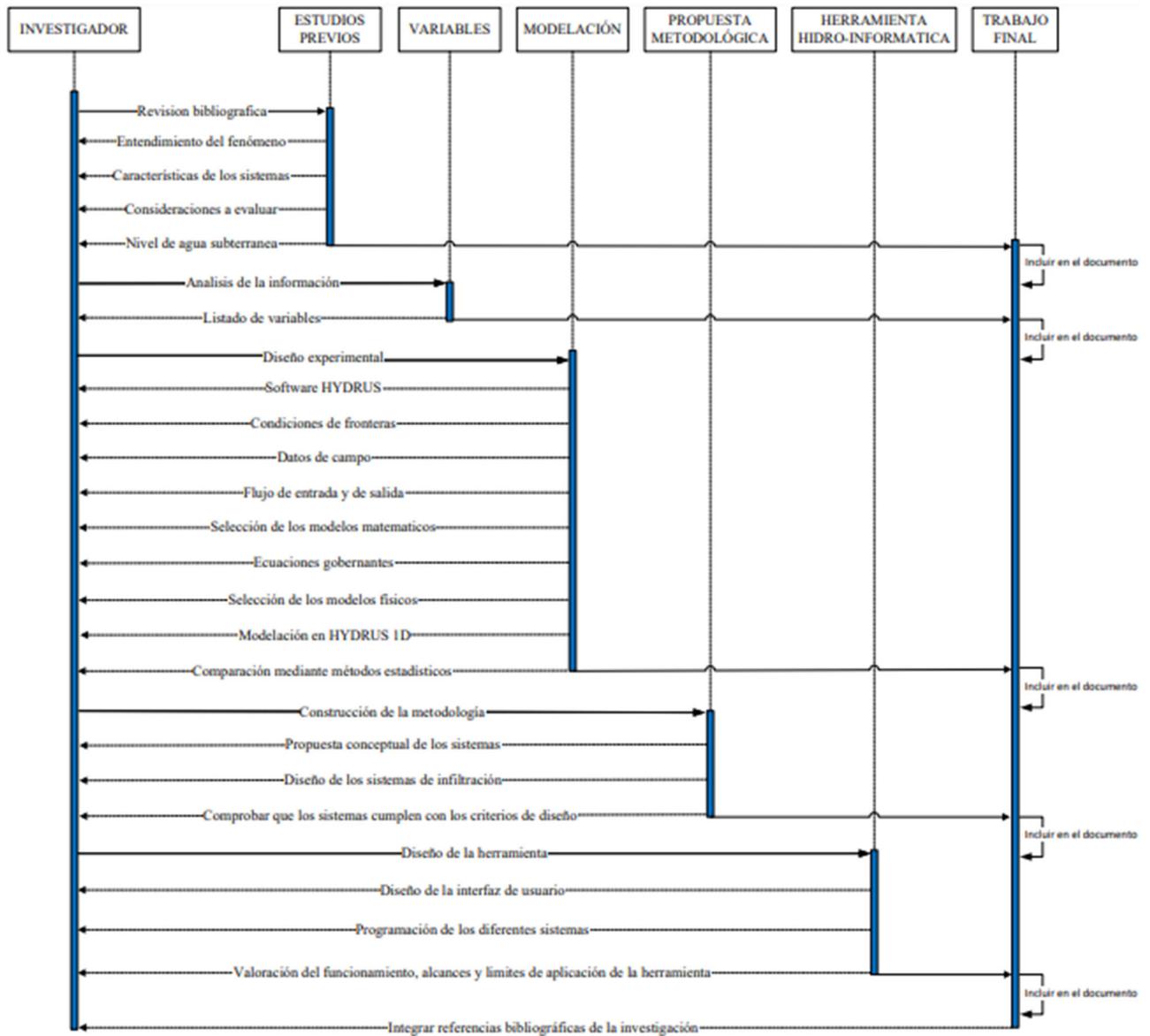
- 55- Salas Salinas, M. A. y Jiménez Espinoza, M. (2004). Inundaciones. México: Centro Nacional de Prevención de Desastres-Secretaría de Gobernación.
- 56- Sánchez Leiva, A. (2022). SUDS: Application of sustainable urban drainage systems in a Vallès city (Bachelor's thesis, Universitat Politècnica de Catalunya).
- 57- Sañudo, L. Á. F., Hernández, J. R., & Fresno, D. C. (2012). Diseño y construcción de sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS).
- 58- Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (2013b). Análisis espacial de las regiones más vulnerables ante las sequías en México. México: Semarnat-Gonagua.
- 59- Simunek, J., Van Genuchten, M. T., & Sejna, M. (2005). The HYDRUS-1D software package for simulating the one-dimensional movement of water, heat, and multiple solutes in variably-saturated media. University of California-Riverside Research Reports, 3, 1-240.
- 60- Slodicka, M., 2002. A robust and efficient linearization scheme for doubly non-linear and degenerate parabolic problems arising in flow in porous media. SIAM J. Numer. Anal. 23 (5), 1593–1614. <https://doi.org/10.1137/S1064827500381860>.
- 61- Stone Jr, B. (2004). Paving over paradise: how land use regulations promote residential imperviousness. Landscape and urban planning, 69(1), 101-113.
- 62- Trapote Jaume, A., & Fernández Rodríguez, H. (2016). Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible. Alicante; España: Instituto Universitario del Agua y de las Ciencias Ambientales.
- 63- Vanegas, L. (2015). Diseño de la alternativa técnica más favorable que permita implementar un sistema de Drenaje Urbano Sostenible- SUDS en el Parque Metropolitano de San Cristobal. Universidad Católica de Colombia. <https://repository.ucatolica.edu.co/handle/10983/2464>
- 64- von Rosenberg, D. U., 1969, Methods for the numerical solution of partial differential equations: Elsevier, New York, 128 p.
- 65- Zarba, R. L., 1990, A general mass-conservative numerical solution for the unsaturated flow equation: Water Resources Res., v. 26, no. 7, p. 1483-1496.

Anexos

UML: Actividades globales del proyecto



UML: Secuencias de actividades del proyecto



MANUAL DE USUARIO

HERRAMIENTA DE HIDRO-INFORMÁTICA PARA EL ANÁLISIS DE INFILTRACIÓN

En el siguiente apartado se muestra el diseño de la interfaz de la herramienta Hidro-informática (ver figura A1) y sus diferentes módulos, para el desarrollo del manual de usuario se tomó la simulación del Escenario 2.

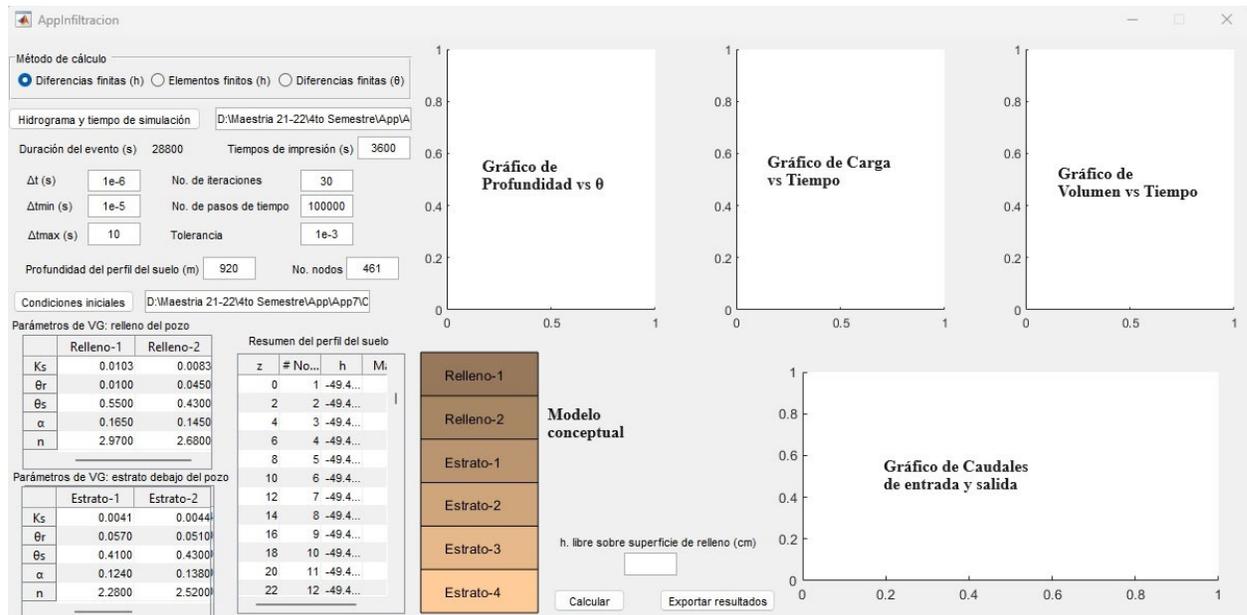


Figura A1: Interfaz de la herramienta.

Módulo 1: Método de cálculo

En este módulo se selecciona el método de cálculo a emplear, los cuales serían las 3 opciones que se muestran en la figura A2, la forma h es para condiciones iniciales de carga en el perfil del suelo y la forma theta es para condiciones iniciales de contenido de humedad.

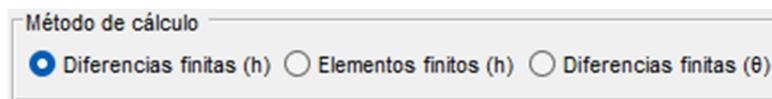


Figura A2: Selección del método de cálculo.

Módulo 2: Hidrograma de entrada, condiciones iniciales, discretización de la columna, tiempos de simulación y criterios de iteración

Hidrograma y tiempo de simulación		D:\Maestria 21-22\4to Semestre\App\A	
Duración del evento (s)	28800	Tiempos de impresión (s)	3600
Δt (s)	1e-6	No. de iteraciones	30
Δt_{min} (s)	1e-5	No. de pasos de tiempo	100000
Δt_{max} (s)	10	Tolerancia	1e-3
Profundidad del perfil del suelo (m)	920	No. nodos	461
Condiciones iniciales		D:\Maestria 21-22\4to Semestre\App\A\A7\C	

Figura A3: Selección de todas las condiciones iniciales en el Módulo 2

En este módulo se introduce el hidrograma de entrada, el mismo se leerá de una hoja de Excel como se muestra en la figura A4, en la columna “A” los tiempos, en este caso en segundos y en la columna “B” el flujo, en este caso en cm/s. También se colocarán los tiempos de impresión de resultados, que son en los instantes en los que se mostrarán los resultados, y los pasos de tiempos iniciales, mínimos y máximos, estos últimos ya estarán colocados por defecto y el usuario podrá modificarlos según sus necesidades.

	A	B
1	0	0
2	36	0.00027
3	2484	0.0044
4	5004	0.0023
5	7488	0.001
6	10008	0.00036
7	10800	0
8	14400	0

Figura A4: Escritura del hidrograma de entrada.

Siguiendo con la discretización de la columna, tomando en cuenta un espesor de nodo $\Delta z = 2$ cm para una profundidad del perfil de suelo de 922 cm. Se capturarán en un archivo Excel que tendrá 3 hojas (Condiciones iniciales y los parámetros de van Genuchten y Mualem para los materiales del perfil de suelo) donde estarán las condiciones iniciales e índices de materiales como se muestra en la figura A5, cuyo nombre de la hoja Excel debe ser “CIS” donde en la columna “A” se representan los nodos, en la columna “B” el Índice de Materiales (Del 1 a 2 para rellenos de materiales del pozo, ya que serán 2 materiales en el pozo, y del 3 al 6 para

estratos debajo del pozo, ya que serán 4 materiales debajo del pozo) y en la columna “C” las condiciones iniciales de cada material, en este caso son cargas en cm y en caso de que las condiciones iniciales se encontraran en forma de contenido de humedad (θ) serán en cm^3/cm^3 , se recomienda mantener por cada material un valor constante de condición inicial. La casilla de números de nodos se rellenará de forma automática al cargar el archivo Excel.

	A	B	C
1	No nodos	IM	Ho
2	1	1	-49.45
3	51	1	-49.45
4	52	2	-60.55
5	101	2	-60.55
6	102	3	-12.43
7	191	3	-12.43
8	192	4	-9.99
9	371	4	-9.99
10	372	5	-12.69
11	431	5	-12.69
12	432	6	-9.44
13	460	6	-9.44
14	461	6	0

Figura A5: Escritura de las condiciones iniciales e índices de materiales.

Los parámetros de van Genuchten y Mualem para los materiales de relleno y estratos se leerán de dos hojas diferentes, para el relleno de pozo la hoja Excel se deberá llamar “PropiedadesRelleno” y deberán estar capturados como se muestra en la figura A6, y para los estratos debajo del pozo se deberá llamar “PropiedadesEstratos” y deberán estar capturados como se muestran en la figura A7, es importante mantener el orden de captura de los parámetros de los materiales tanto de forma vertical como de forma horizontal, donde la columna “B” será el material superior, siguiendo la columna “C” el inmediato inferior, así sucesivamente.

	A	B	C
1	Ks (cm/s)	0.0103	0.00825
2	θ_r (cm ³ /cm ³)	0.01	0.045
3	θ_s (cm ³ /cm ³)	0.55	0.43
4	α (1/cm)	0.165	0.145
5	n (-)	2.97	2.68

Figura A6: Escritura de las características de los rellenos del pozo.

	A	B	C	D	E
1	Ks (cm/s)	0.0041	0.0044	0.0057	0.0041
2	θ_r (cm ³ /cm ³)	0.057	0.051	0.1	0.057
3	θ_s (cm ³ /cm ³)	0.41	0.43	0.38	0.41
4	α (1/cm)	0.124	0.138	0.027	0.124
5	n (-)	2.28	2.52	1.23	2.28

Figura A7: Escritura de las características de los estratos debajo del pozo.

Las profundidades y los números de capas se rellenarán de forma automática, al introducir los datos anteriores, como se muestra en la figura A8. La hoja Excel en la que se deben llenar los datos de la figura A5, A6 y A7 será entregada junto a la herramienta Hidro-informática.

Parámetros de VG: relleno del pozo			Resumen del perfil del suelo				
	Relleno-1	Relleno-2	z	# No...	h	M _i	
K _s	0.0103	0.0083	0	1	-49.4...		Relleno-1
θ_r	0.0100	0.0450	2	2	-49.4...		Relleno-2
θ_s	0.5500	0.4300	4	3	-49.4...		Estrato-1
α	0.1650	0.1450	6	4	-49.4...		Estrato-2
n	2.9700	2.6800	8	5	-49.4...		Estrato-3
			10	6	-49.4...		Estrato-4
			12	7	-49.4...		
			14	8	-49.4...		
			16	9	-49.4...		
			18	10	-49.4...		
			20	11	-49.4...		
			22	12	-49.4...		

Figura A8: Visualización del número de capas de relleno y estratos, parámetros de van Genuchten y Mualem y modelo conceptual del perfil de suelo.

Y por último se capturaría la altura libre sobre la superficie de relleno, esta es la distancia a la que estará colocada la altura del drenaje hacia la red exterior.

Después de llenar estos campos se debe presionar el botón calcular que se muestra en la siguiente figura.

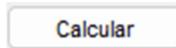


Figura A9: Botón "Calcular".

Módulo 3: Presentación de resultados gráficos

En este módulo se presentarán 4 gráficos:

- 1- Contenido de humedad en el perfil de suelo
- 2- Comportamiento de la carga hidráulica en la superficie y fondo del pozo
- 3- Volumen de agua dentro del pozo
- 4- Hidrogramas de entrada y salida en el pozo

Siendo estos los resultados más significativos al momento de interpretar el funcionamiento del pozo y los estratos debajo del pozo. Aunque si se desea conocer otro grupo de resultados (como la carga hidráulica (h), la conductividad hidráulica (K) y el caudal (q) en la columna de suelo) se pueden obtener con el botón de "Exportar resultados" que se muestra en la figura A10.



Figura A10: Botón "Exportar resultados".

Código en el lenguaje de programación MATLAB para la simulación de la infiltración unidimensional (1D) en el suelo no saturado.

Código herramienta de Hidro-informática para análisis de infiltración

% Parámetros del suelo

Nnode: Número de nodos

dz: Distancias entre nodos

IM: Índices de materiales

KS: Conductividad hidráulica (L/T)

alfa: Parámetro alfa (1/cm)

beta: Parámetro n (-)

tetas: Contenido de humedad saturado θ_s (L^3/L^3)

tetar: Contenido de humedad residual θ_r (L^3/L^3)

% Datos de control

DTmin=1.D-5; %(1.D5)

DTprint=3600;

Tprint=3600;

itermax=30;

NSteps=100000;

Tiniz=0;

% Tfinal=[200,400,800,1000,1200];

% Tfinal=5000;

prec=xlsread('Hidro1.xls')

Tfinal=prec(end,1); %segundos

eps=1.D-8;

zmin=0;

dz=1;

DT=1.D-6;

% DT=10

DTmax=10;

Dmul=1.1;

Ddiv=0.5;

Nlim=10;

% Datos iniciales

N=[1;100];

HO=[-100;-100];

% Coordenadas de nodos

if Krest==0

Z(1)=zmin;

for i=2:Nnode

Z(i)=Z(i-1)+dz;

end

% Valores iniciales

HH0=[];

NP=0;

for j=1:Nnode

if j==1

i=0;

else

```

i=find(N==NP);
end
if(NP-j)<0
NP=N(i+1);
HH0(j)=HO(i+1);
elseif j==NP
i=find(N==NP);
NP=N(i);
HH0(j)=HO(i);
elseif(NP-j)>0
i=find(N==NP);
HH0(j)=HO(i);
end
end
H0=HH0;
% Indices del material por bloque
NP=0;
IMAt=[];
for j=1:Nnode
if j==1
i=0;
else
i=find(NM==NP);
end;
if(NP-j)<0
NP=NM(i+1);
IMAt(j)=IMAT(i+1);
elseif j==NP
i=find(NM==NP);
NP=NM(i);
IMAt(j)=IMAT(i);
elseif(NP-j)>0
i=find(NM==NP);
IMAt(j)=IMAT(i);
end
% Bucle principal
for j=1:NSteps
% Ensemble de matriz y vectores
ITER=1;
IFLAG=0;
if t<Tfinal
t=t+DT;
j1=find(prec(:,1)==t);
if isempty(j1)
j=find(prec(:,1)>t,1);
if t<=prec(end,1)
if t==prec(end,1)

```

```

rate=prec(end,2);
else
j=find(prec(:,1)>t,1);
rate=prec(j-1,2)+(t-prec(j-1,1))*((prec(j,2)-prec(j-1,2))/(prec(j,1)-prec(j-1,1)));
end
end
end
end
while DHMAX>eps
if kode<=2
[A,B,C,R,KM]=ASSFD(H0,H,Nnode,IMAT,dz,DZ2,DT,HB1,HBN,rate);
elseif kode==3
[A,B,C,R,KM]=ASSFE(H0,H,Nnode,IMAT,dz,DZ2,DT,HB1,HBN,rate);
elseif kode>=4
[A,B,C,R,KM]=ASST(H0,H,Nnode,IMAT,dz,DZ2,DT,HB1,HBN,rate);
end
% Resolver conjunto de ecuaciones tridiagonales
U=TRIDAG(A,B,C,R,Nnode);
DHMAX=1.D-30;
for i=1:Nnode
UH=U(i)/H(i);
if abs(UH)>DHMAX
DHMAX=abs(UH);
end
% Prueba de convergencia
if (DHMAX>eps & ITER<itermax)
H=H+U;
ITER=ITER+1;
% Paso de tiempo mínimo
continue
elseif (DHMAX>eps & ITER>=itermax & DT>=DTmin)
DT=DT*Ddiv;
IFLAG=IFLAG+1;
H=H+U;
H=H0+(H-H0)*DT/DTO;
iter=1;
% Salida anormal
continue
elseif (DHMAX>eps & ITER>=itermax & DT<=DTmin)
disp('convergencia rechazada')
break
% Convergencia alcanzada
TIME=TIME+DT;

% Actualización de datos
H=H+U;
end

```

```

H0=H;
end
dtj(j)=DT;
% Actualización de los volúmenes acumulados de agua de entrada y salida
if TIME>=Tprint
for i=1:Nnode
if kode<=3
tQ(i)=fun_t(H(i),IMAT(i));
tK(i)=fun_K(H(i),IMAT(i));
elseif kode>=4
VWP=VWP+H(i)*dz;
tH(i)=fun_h(H(i),IMAT(i));
end
end
for i=1:Nnode-1
qQp(i)=-((tK(i+1)-tK(i))/2)*((H(i)-H(i+1))/dz+1);
end

% Impresión de resultados
Tprint=Tprint+DTprint;
rtp=[rtp,[TIME;H]]; %c Carga hidráulica impresas
rthp=[rthp,[TIME;tQ]]; % Contenido de humedad impresas
rkkp=[rkkp,[TIME;tK]]; % Conductividad hidráulica impresas
rqqp=[rqqp,[TIME;qQp]]; % Caudal impresas
end
if TIME>=Tfinal
disp ('llego al tiempo final')
jj=j;
j=NSteps+1;
break
end
DTO=DT;

if (ITER<=Nlim & IFLAG==0)
DT=DT*Dmul;
End

if (DT>DTmax)
DT=DTmax;
end

if(TIME+DT>Tprint)
DT=TIME+DT-Tprint;
end

```

% Extrapolación

```
for i=1:Nnode
HS=H(i)+(H(i)-H0(i))*DT/DTO;
H0(i)=H(i);
H(i)=HS;
```

```
tHt(i)=fun_t(H(i),IMAT(i));
kK(i)=fun_K(H(i),IMAT(i));
end
```

```
for i=1:Nnode-1
```

```
tKp(i)=fun_K(H(i),IMAT(i));
qQ(i)=-((fun_K(H(i),IMAT(i))+(fun_K(H(i+1),IMAT(i+1)))-fun_K(H(i),IMAT(i))))/2)*((H(i)-
H(i+1))/dz+1)-dz/2;
end
if jj<j
break
end
T2=cputime;
```

```
rtt=[rtt,[TIME]]; % Tiempo
rpt=[rpt,[TIME;H']]; % Carga hidráulica
rth=[rth,[TIME;tHt']]; % Contenido de humedad
rkk=[rkk,[TIME;kK']]; % Conductividad hidráulica
rqq=[rqq,[TIME;qQ']]; % Caudal
ratem=[ratem,[TIME;rate']]; % Caudal de entrada
```

```
tj=tj+1;
```

- Subrutinas

Subrutina ASSFD

```
function [A,B,C,U,KM]=ASSFD(H0,H,N,IMAT,dz,DZ2,DT,HB1,HBN,rate)
global Kblock Kboun kode
N1=N-1;
for i=1:N
FK(i)=fun_K(H(i),IMAT(i));
end
for i=1:N1
if Kblock==1
KM(i)=0.5D0*(FK(i)+FK(i+1));
elseif Kblock==2
KM(i)=2.D0*(FK(i)*FK(i+1))/(FK(i)+FK(i+1));
elseif Kblock==3
KM(i)=sqrt(FK(i)*FK(i+1));
elseif Kblock==4
if H(i)>=H(i+1)
KM(i)=FK(i);
```

```

elseif H(i)<H(i+1)
KM(i)=FK(i+1);
end
end
end
for i=2:N1
CC=fun_C(H(i),IMAT(i));
A(i)=-KM(i-1)/DZ2;
B(i)=(KM(i-1)+KM(i))/DZ2+CC/DT;
C(i)=-KM(i)/DZ2;
U(i)=(KM(i-1)*(H(i-1)-H(i))+KM(i)*(H(i+1)-H(i)))/DZ2-...
(KM(i)-KM(i-1))/dz;
if kode==1
FT=fun_t(H(i),IMAT(i));
FT0=fun_t(H0(i),IMAT(i));
U(i)=U(i)-(FT-FT0)/DT;
elseif kode==2
U(i)=U(i)-CC*(H(i)-H0(i))/DT;
end
end
if Kboun==0
U(1)=HB1 ;
U(2)=U(2)-A(2)*HB1;
U(N1)=U(N1)-C(N1)*HBN ;
U(N)=HBN;
A(2)=0.D0;
A(N)=0.D0;
B(1)=1.D0;
B(N)=1.D0;
C(1)=0.D0;
C(N1)=0.D0;
elseif Kboun==1
U(N)=HBN ;
A(N)=0.D0;
B(N)=1.D0;
U(N1)=U(N1)-C(N1)*HBN;
C(N1)=0.D0;
CC=fun_C(H(1),IMAT(1));
B(1)=CC/DT+KM(1)/DZ2;
C(1)=-KM(1)/DZ2;
if kode==1
FT=fun_t(H(1),IMAT(1));
FT0=fun_t(H0(1),IMAT(1));
U(1)=KM(1)*(H(2)-H(1))/DZ2-KM(1)/dz-(FT-FT0)/DT+rate/dz;
elseif kode==2
U(1)=KM(1)*(H(2)-H(1))/DZ2-KM(1)/dz-CC*(H(1)-H0(1))/DT+rate/dz;
end
end

```

end

Subrutina ASSFE

function [A,B,C,U,KM]=ASSFE(H0,H,N,IMAT,dz,DZ2,DT,HB1,HBN,rate)

global Kblock Kboun kode

UD=1/12;

N1=N-1;

for i = 1:N

FNK(i)=fun_K(H(i),IMAT(i));

CC(i)=fun_C(H(i),IMAT(i));

end

for i=1:N1

KM(i)=0.5*(FNK(i)+FNK(i+1));

CTM(i)=UD*(CC(i)+CC(i+1));

end

for I=2:N1

CT(i)=UD*(CC(i-1)+6*CC(i)+CC(i+1));

end

for i=2:N1

A(i)=-KM(i-1)/DZ2+CTM(i-1)/DT;

B(i)=(KM(i-1)+KM(i))/DZ2+CT(i)/DT;

C(i)=-KM(i)/DZ2+CTM(i)/DT;

U(i)=(KM(i-1)*(H(i-1)-H(i))+KM(i)*(H(i+1)-H(i)))/DZ2-(KM(i)-KM(i-1))/dz-CTM(i-1)*(H(i-1)-H0(i-1))/DT-CT(i)*(H(i)-H0(i))/DT-CTM(i)*(H(i+1)-H0(i+1))/DT;

end

if Kboun==0

U(1)=HB1;

U(2)=U(2)-A(2)*HB1;

U(N1)=U(N1)-C(N1)*HBN;

U(N)=HBN;

A(2)=0;

A(N)=0;

B(1)=1;

B(N)=1;

C(1)=0;

C(N1)=0;

else if Kboun==1

U(N)=HBN;

B(N)=1;

A(N)=0;

```
U(N1)=U(N1)-C(N1)*HBN;  
C(N1)=0;  
CT(1)=UD*(6*CC(1)+CC(2));  
B(1)=KM(1)/DZ2+CT(1)/DT;  
C(I)=-KM(2)/DZ2+CTM(1)/DT;  
U(1)=KM(1)*(H(2)-H(1))/DZ2-KM(1)/dz*CT(1)*(H(1)-H0(1))/DT-CTM(1)*(H(2)-  
H0(2))/DT + rate/dz;  
end  
end
```