



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

*DISEÑO DE UN POZO DE INFILTRACIÓN PARA CAPTACIÓN DE AGUA PLUVIAL
EN SAN LUIS TLAXIALTEMALCO, XOCHIMILCO*

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERA GEÓLOGA

PRESENTA

ZAIRA YADIRA PUERTO PIEDRA

DIRECTORA DE TESIS

DRA. MARÍA DEL ROSARIO ITURBE ARGÜELLES

MÉXICO D.F. AGOSTO 2015



Agradecimientos

Contenido

Resumen/Abstract	6
Capítulo 1. Introducción	7
1.1. Objetivos generales	8
1.2. Objetivos particulares	8
1.3. Alcances	8
Capítulo 2. Marco teórico	9
2.1. Recarga natural del agua subterránea	9
2.2. Recarga artificial de acuíferos	9
2.2.1. Principales tipos de recarga artificial de acuíferos gestionados	10
2.2.2. Pozos de infiltración de aguas pluviales	11
2.3. Recarga artificial de acuíferos en el mundo, casos de éxito	13
2.4. Normatividad	17
Capítulo 3. Descripción de la zona de estudio	18
3.1. Descripción regional	18
3.1.1. Cuenca de Aguas del Valle de México	18
3.1.2. Acuíferos de la Cuenca de Aguas del Valle de México	19
3.2. Situación hídrica de la Delegación Xochimilco	21
3.3. Localización de la zona de estudio	22
3.4. Clima y meteorología	24
3.5. Hidrología	25
3.6. Marco geológico	25
3.7. Hidrogeología	28
3.8. Estudios de campo previos	30
3.8.1. Sondeo mecánico	30
3.8.2. Sondeo geofísico	31
Capítulo 4. Metodología	33
4.1. Estudios en campo	33
4.1.1. Pruebas de infiltración	33

4.1.2. Colecta de muestras de agua	36
4.2. Estudios en Laboratorio	41
4.2.1. Análisis macroscópico	41
4.2.2. Análisis petrográfico	42
4.3. Estudios de gabinete	44
4.3.1. Red de flujo	44
4.3.2. Tormenta de diseño	47
4.3.3. Análisis Hidrogeológico	59
Capítulo 5. Resultados y discusión	61
5.1. Pruebas de infiltración	61
5.2. Análisis macroscópico	64
5.3. Análisis de calidad del agua	65
5.4. Análisis petrográfico	66
5.5. Red de flujo	69
5.6. Tormenta de diseño	71
5.7. Análisis hidrogeológico	74
Capítulo 6. Diseño del pozo de infiltración	77
6.1. Sistema de captación	79
6.1.1. Tubería	79
6.1.2. Rejilla de captación	81
6.1.3. Registro para mantenimiento	82
6.2. Tren de tratamiento	83
6.2.1. Pozo de infiltración	84
6.2.2. Compilación del diseño del pozo con el análisis hidrogeológico	88
6.2.3. Sistema de cloración	91
6.2.4. Tanque de regulación	94
6.2.5. Filtro de flujo ascendente Up-Flo Filter®	96
Capítulo 7. Conclusiones y recomendaciones	100
7.1. Conclusiones	100
7.2. Recomendaciones	101
Referencias	103

Resumen

Al sureste de la Ciudad de México en la Delegación Xochimilco se ubica el pueblo de San Luis Tlaxialtemalco, el cual se encuentra en la zona de transición entre los derrames lávicos que proceden de la actividad volcánica que dio origen a la Sierra del Chichinautzin, y la planicie lacustre-aluvial formada por los antiguos lagos del Valle de México. Actualmente existen grandes problemas de inundación en la zona sobre todo en temporada de lluvias, siendo uno de los principales el que ocurre entre las calles Acueducto y Calvario, al noreste del pueblo. Asimismo, los problemas de explotación excesiva del acuífero de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México (ZMCM) y el abastecimiento de agua a la población siguen presentes.

Con el objetivo de aminorar los problemas citados anteriormente, se realizaron una serie de estudios hidrogeológicos e hidráulicos en la zona de estudio que incluyen trabajo de campo, laboratorio y gabinete, para evaluar la factibilidad de infiltrar agua pluvial al sistema acuífero subyacente mediante un pozo de infiltración, contribuyendo al mismo tiempo a renovar el agua subterránea. De esta manera, incide en la solución de dos problemas de agua muy importantes en México: el problema de inundaciones y el abastecimiento de agua.

Abstract

San Luis Tlaxialtemalco Town is found in Xochimilco, at southeast of Mexico City. This site is located in the transition zone among lava spills belonging to the volcanic activity that gave rise to the Sierra del Chichinautzin and the lacustrine-alluvial plain formed by the ancient Valley Mexico lakes. Currently, there are big flooding problems in the area, especially during the rainy season, being the flooding between Acueducto and Calvario streets the one of the main. Likewise, the overexploitation of Zona Metropolitana de la Ciudad de México (ZMCM) aquifer and the water supply to the population are still present.

In order to lessen the above problems, were made a variety of hydrogeological and hydraulic studies in the study area that include fieldwork, laboratory and cabinet researches for evaluating the feasibility for infiltrating storm water, while contributing to groundwater renew. In this way, are attacked two important water issues: flooding and water supply.

1. Introducción

La delegación Xochimilco, ubicada al sureste de la Ciudad de México se encuentra actualmente sujeta a conservación ecológica constituyendo una de las Áreas Naturales Protegidas (ANP-X) de mayor importancia en el DF. Está conformada por material volcánico, principalmente basaltos fracturados que promueven la recarga del acuífero; sin embargo, el acelerado incremento de la población ha generado una urbanización drástica y asentamientos humanos en lugares que originalmente fungían como zonas de recarga para el acuífero impidiendo que el agua de lluvia llegue a él de manera natural. De esta manera, el agua proveniente de las escorrentías no puede infiltrarse directamente en el subsuelo quedando estancada entre las calles de la región provocando severas inundaciones, principalmente en temporada de lluvias.

La recarga artificial de escurrimientos pluviales representa una importante estrategia para la gestión integral del agua en las diferentes cuencas de México, porque permite almacenar el agua sin pérdidas por evaporación al mismo tiempo que ayuda a disminuir las tasas de explotación excesiva y mejorar la calidad del agua que se recarga a los acuíferos. De esta forma, la infiltración del agua de lluvia ofrece una solución a dos grandes problemas hídricos de México: la baja disponibilidad de agua y los problemas de inundaciones generados por el exceso de escurrimientos en temporada de lluvia.

Específicamente, entre las calles Acueducto y Calvario en el pueblo de San Luis Tlaxialtemalco en Xochimilco, se presentan graves problemas de inundación que generan daños a la población impidiendo vías de acceso y dañando la infraestructura de la zona. En este trabajo, después de haber realizado una serie de investigaciones en campo, laboratorio y gabinete para conocer las condiciones hidrológicas e hidrogeológicas del sitio de estudio, se diseñó un sistema de recarga artificial capaz de captar el agua de escurrimiento generada entre estas calles principales infiltrando el agua a través de un pozo de absorción. Con este proyecto se busca solventar de manera importante las inundaciones que se generan en este sitio cuando ocurre una precipitación fuerte, principalmente en temporada de lluvias.

1.1 Objetivos generales

- a) Diseñar un pozo de infiltración para captación de agua pluvial en San Luis Tlaxialtemalco, Xochimilco.

1.2 Objetivos particulares

- a) Evaluar la factibilidad de infiltrar agua pluvial en una zona en la Delegación Xochimilco.
- b) Aminorar las inundaciones que se generan en la zona de estudio causadas por las escorrentías pluviales.

1.3 Alcances

El diseño consta del pozo de infiltración así como del sistema requerido de tratamiento instalado dentro del deportivo San Luis en el pueblo de San Luis Tlaxialtemalco, Xochimilco, al sureste de la Ciudad de México.

2. Marco Teórico

2.1 Recarga natural del agua subterránea

El agua subterránea forma parte importante de la masa total de agua que se encuentra en los continentes, se alberga en los acuíferos y representa el 30.8% del total de agua dulce en la Tierra; sin embargo, sólo 0.8% está disponible para consumo humano y mantenimiento de los ecosistemas (CONAGUA, 2011).

El agua del subsuelo se renueva en general por procesos de recarga provenientes de la superficie, principalmente mediante la precipitación pluvial que constituye una parte importante del ciclo hidrológico. La infiltración es parte importante de este proceso y se define como la entrada al subsuelo del agua que se encuentra disponible en la superficie terrestre junto con el flujo localizado dentro de la zona no saturada (Freeze y Cherry, 1979). No obstante, los asentamientos humanos provocados por la urbanización afectan este proceso de renovación impidiendo que el acuífero se recargue de forma natural debido a la pavimentación del terreno.

Para conocer la infiltración en una zona determinada, es necesario evaluar el proceso de precipitación—escorrentía para obtener las variaciones de descarga producidas en una tormenta respecto a un tiempo específico, los cuales son plasmados a través de hidrogramas que posteriormente son usados para el dimensionamiento de obras hidráulicas de pequeña y gran escala (Reyna, 2008).

2.2 Recarga artificial de acuíferos

(Dillon, 2009) menciona que la recarga artificial de acuíferos, también llamada gestión de la recarga de acuíferos (*Managing Aquifer Recharge*, MAR por sus siglas en inglés), es la recarga intencional de agua a los acuíferos para su recuperación subsecuente o beneficio ambiental. Las actividades humanas que potencian la recarga de acuíferos se pueden clasificar en tres categorías:

1. **Involuntarios.** Tales como despejar la vegetación arraigada en un zona, filtraciones profundas a través de los campos de irrigación y por fugas de las tuberías de agua y alcantarillado.

2. **No gestionados.** Incluyen pozos de drenaje de aguas pluviales y sumideros, así como lagunas de infiltración o tanques filtrantes. Por lo general, estas obras son usadas para la eliminación de agua no deseada sin pensar en un reúso.
3. **Gestionados.** A través de mecanismos tales como pozos de inyección e infiltración, cuencas de infiltración y galerías para agua pluvial, agua reciclada, agua de corrientes superficiales y agua de otros acuíferos que son subsecuentemente recuperados para todo tipo de usos.

2.2.1 Principales tipos de recarga artificial de acuíferos gestionados

Existe una amplia gama de métodos que son usados para recargar agua que satisfacen una gran variedad de condiciones locales. Los más usados actual e internacionalmente son (Dillon, 2009):

- a) **Almacenamiento y recuperación de acuíferos (*Aquifer Storage and Recovery, ASR* por sus siglas en inglés)**

Ejemplo de este método es la inyección de agua por medio de un pozo para almacenamiento y recuperación de agua a través del mismo pozo. Esto es útil en los acuíferos salobres, en donde el almacenamiento es el principal objetivo y el tratamiento de agua es una consideración menor.

- b) **Almacenamiento, transferencia y recuperación de un acuífero (*Aquifer Storage, Transfer and Recovery, ASTR* por sus siglas en inglés)**

Incluye la inyección de agua a través de un pozo para almacenamiento y recuperación de un diferente pozo. Esto se utiliza para lograr un tratamiento adicional de agua en el acuífero mediante la extensión de tiempo de residencia en el acuífero, más allá de la de un solo pozo.

- c) **Estanques de infiltración**

Implican desviar las aguas superficiales dentro de una cuenca sin corrientes (off-stream) y canales que permitan que el agua penetre a través de una zona no saturada hacia el acuífero libre subyacente.

- d) **Galerías de infiltración**

Son zanjas enterradas que contienen celdas de polietileno o tubos ranurados en suelos permeables que permiten la infiltración a través de la zona no saturada a un acuífero no confinado.

e) Captación de agua pluvial para el almacenamiento de un acuífero

Puede incluir el desvío de escurrimientos pluviales en el techo hacia un poco, sumidero o cajón lleno de arena o grava en donde se deja filtrar hacia la superficie freática para posteriormente extraer el agua mediante el bombeo de un pozo.

f) Pozos secos

Son pozos colocados en zonas en donde las capas freáticas son muy profundas, permitiendo que el agua infiltrada mejore su calidad a través de las propiedades físicas de las rocas presentes en el subsuelo para el acuífero libre que se encuentra a profundidad.

El método de recarga artificial empleado en este proyecto es el de pozos secos, utilizando un pozo de infiltración tomando agua pluvial como fuente.

2.2.2 Pozos de infiltración de aguas pluviales

Un pozo de infiltración es una obra de ingeniería que tiene las paredes perforadas en cierta longitud lo cual permite la recarga artificial de un acuífero. Estos sistemas están diseñados para infiltrar la escorrentía del agua de lluvia al subsuelo siempre y cuando éstas no hayan tenido contacto con materiales o residuos peligrosos provenientes de áreas comerciales o industriales que puedan llegar a dañar la calidad del agua subterránea o contaminarla. De no ser así, es necesario implementar un sistema de pre-tratamiento para optimizar la calidad del agua pluvial de modo que se cumpla con la normatividad correspondiente (EPA, 2011).

Características y Generalidades

Existen distintos tipos de pozos de infiltración en los que se emplea una gran cantidad de diseños que dependen de las características y necesidades del sitio. Sin embargo, de manera general, las partes que conforman un sistema de pozo de infiltración son las siguientes:

1. Canal de llegada o tubería
2. Sistema desarenador o de pre-tratamiento para eliminar sedimentos provenientes de la escorrentía
3. Diseño del pozo, el cual depende del gasto de agua pluvial que se pretenda captar.

Es importante mencionar que para poder retrasar lo más posible o en el mejor de los casos, evitar el proceso de colmatación en el pozo de infiltración, es necesario implementar un

protocolo de mantenimiento periódico a todo el sistema de recarga, proporcionándole además una mayor vida útil.

Objetivos y ventajas

Los pozos de infiltración tienen diferentes objetivos y ventajas de acuerdo con el proyecto para el que se estén considerando, en el caso de recarga artificial utilizando aguas pluviales se encuentran principalmente las siguientes (Custodio y Llamas, 1996).

Objetivos

- Conservar y/o eliminar aguas de escorrentía y de tormentas, ayudando a controlar crecidas e inundaciones en zonas urbanas o rurales.
- Mezclar aguas de distintas calidades, favoreciendo la dilución de contaminantes.
- Incrementar la cantidad de agua subterránea disponible y permitir mayor extracción anual.
- Reducir el descenso del nivel del agua subterránea y mantener los caudales de explotación.
- Evitar la intrusión salina en zonas costeras.
- Efectuar un tratamiento físico-químico y biológico del agua dentro de la zona a tratar.
- Reducir fenómenos de subsidencia a causa de explotación excesiva del agua subterránea.

Ventajas

- Permiten almacenar grandes volúmenes de agua implementando obras que ocupan muy poco espacio.
- Evitan la evaporación y contaminación directa del agua subterránea.
- Purifican el agua de mediana calidad utilizando las propiedades de las rocas que se encuentran en el subsuelo.
- No disminuyen la capacidad de almacenamiento del acuífero (en comparación con embalses superficiales), debido a que no presentan sedimentación de partículas.
- Ayudan a regular de manera importante las inundaciones provocadas por precipitaciones que puedan llegar a ocurrir en la región, principalmente en temporada de lluvias.

2.3 Recarga artificial de acuíferos en el mundo, casos de éxito.

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

2.3.1 Caso: Los Ángeles, E.U.A. (LASGRWC, 2010)

Sin duda alguna, la recarga artificial al subsuelo utilizando como fuente las aguas pluviales ha sido empleada con éxito en diversas partes del mundo. Uno de los casos más reconocidos es el proyecto de Los Ángeles, California en Estados Unidos, el cual se ha venido desarrollando desde hace más de 10 años generando excelentes resultados.

El sur de California, y en especial Los Ángeles es una de las regiones de Estados Unidos con mayores problemas a causa de la escasez de agua. Por esta razón, desde hace poco más de una década se ha estado desarrollando un proyecto en toda la cuenca hídrica que busca infiltrar el agua de lluvia en distintas áreas y sectores de la zona urbana.

Acerca del proyecto

La cuenca de Los Ángeles es una región que experimenta lluvias bastante variables y sequías periódicas, situación que puede ser relacionada con las consecuencias del cambio climático global. Por otro lado, tomando en cuenta que la población sigue aumentando y que cada vez es más costoso traer agua de otras zonas, así como cumplir con las normas y exigencias ambientales que esto conlleva, el Departamento de Agua y Energía de Los Ángeles, está implementando una exigente campaña centrada en el ahorro y uso eficiente del agua. Además, dicha campaña promueve el aumento de captación pluvial y reúso del agua con el fin de recargar los mantos acuíferos.

Según datos estadísticos, el 16% del total de escurrimientos pluviales se infiltra, el 44% regresa a la atmósfera a través de la evapotranspiración mientras que 50% restante se escurre por la zona urbana contaminándose con aguas residuales y sustancias tóxicas que al final terminan dañando los cuerpos de agua. Por esta razón, en el año 2000 el Consejo de Cuenca de los Ángeles y el Río San Gabriel, idearon un sistema de infiltración que consiste en áreas de captación e infiltración de agua de lluvia que se ubican en áreas boscosas y puntos estratégicos en zonas urbanas. Estos

puntos se eligieron después de una serie de pruebas y monitoreo constante en donde se demostró que era posible retirar las sustancias tóxicas y sólidos que pudieran llegar a contaminar el proceso de infiltración. Algunos de esos puntos son:

- *Casa Familiar.* En donde se utilizó el césped que rodea la casa para recolectar el agua que cae de los techos y calles.
- *Parque Público.* En donde se infiltrarían los escurrimientos de un estacionamiento de 2,023m² así como los pasos peatonales cercanos. El sistema de captación consiste en unos recolectores a los que se dirige el flujo superficial de canales que se encuentran a los lados del estacionamiento. La descarga es conducida a una sistema subterráneo que separa los sedimentos y el aceite para luego ser dirigida a uno pozo de infiltración.
- *Escuela.* Se planeó infiltrar el agua de lluvia en un área de 28,327m². Se empleó un sistema de tratamiento que utiliza la vegetación para frenar, filtrar y direccionar el escurrimiento de forma segura a través del terreno. Para después ser dirigido a un pozo subterráneo que se encuentra debajo de un patio de juegos.

El impacto social que se obtuvo a partir de este proyecto fue un gran apoyo por parte de los usuarios del servicio de agua, que debido a los altos costos que implicaba el suministro de la misma en época de sequía, consideraban que era una alternativa muy eficaz y económica para ellos mismos. Además, el objetivo principal de esta iniciativa era aumentar las reservas de agua, disminuir los riesgos ocasionados por inundaciones y brindar una solución a los problemas en el sistema de drenaje en la temporada de lluvias, los cuales se lograron en un porcentaje elevado generando resultados satisfactorios para toda la población.

2.3.2 Caso: Cuenca Maipo-Mapocho, Santiago de Chile (Cortéz, 2012)

En el sector norte de Santiago, especialmente en Colina, existe un uso excesivo de los recursos subterráneos, y un cambio en el uso del suelo de rural a urbano, disminuyendo la recarga natural al acuífero lo que provoca a su vez un déficit de abastecimiento de este recurso hídrico a la población. Debido a estos puntos, se consideró importante plantear soluciones que permitieran mitigar esta situación. Una de ellas es desarrollar sistemas que permitan almacenar agua en temporada de lluvias para luego usarla en periodos de escasez y satisfacer la demanda de agua emitida por la población sin perjudicar el equilibrio hidrológico. De esta manera se realizaron estudios hidrogeológicos que brindaran información suficiente como para desarrollar un proyecto que tuviera como objetivo recargar agua de manera artificial a los acuíferos del área metropolitana de Santiago de Chile, los cuales son de tipo libre, utilizando el aporte del Río Maipo.

Acerca del proyecto

Se decidió ubicar el sistema de recarga artificial en el sector de Lo Pinto, en Colina, debido a la existencia de tres pozos de cien metros de profundidad que se encontraban en desuso y que contaban con las características apropiadas para realizar la infiltración mediante ellos.

El transporte del agua proveniente del río Maipo hacia el sistema de recarga se realiza primeramente mediante un sistema de canales para después ser transportada a través de un sistema de tuberías que conecta finalmente con los pozos de recarga.

Se construyó un modelo matemático local denominado “Colina-Lampa”, el cual fue basado en un modelo hidrogeológico regional ya existente, desarrollado por “Ayala-Cabrera y Asociados” en el año 2000. Por lo tanto, se utilizó toda la información hidrológica e hidrogeológica contenida en este modelo para definir las condiciones iniciales y el borde del sistema local. El software MODFLOW-NWT fue el que se utilizó para la modelación, teniendo ésta una duración de 8 años realizada entre los años de 1990 a 1998.

Para el diseño, se consideraron los siguientes aspectos:

- Las principales descargas del modelo están representadas por los bombeos provenientes de pozos y norias así como por los afloramientos naturales de la región.
- Se usaron un total de cinco pozos para poder definir el escenario de modelación de la zona de estudio, dos de ellos se emplearon como puntos de infiltración (P4 y P6) y los tres restantes como pozos de observación, estando éstos alejados a la zona de recarga (Figura 2.4).
- La infiltración será de forma gravitacional, sin la existencia de una bomba de por medio.
- Los dos pozos de infiltración, (P4 y P6) funcionan de forma alternada, un pozo está lleno durante un mes y el otro está vacío, al siguiente mes se alterna la situación.
- Se debe cumplir que la transmisividad de la celda que representa al pozo en el modelo sea equivalente a la que provocaría un pozo con cribas o rejillas de 45 m, para lo cual la conductividad hidráulica en ella se modificó mediante la fórmula:

$$T = K * b$$

Donde

T = Transmisividad en $m^2/día$

b = Espesor del acuífero en m



Figura 2.4. Ubicación de los pozos de infiltración P4 y P6, cerca de ellos los pozos de observación Norte (a 1 km aguas arriba), Sur (a 1 km aguas abajo) y Obs 5 (justo en medio de P4 y P6).

Se utilizaron tres valores distintos de conductividades hidráulicas, ajustadas para la representación de las rejillas de 45 m antes mencionadas, en la zona aledaña a los pozos. Estos datos fueron tomados del modelo hidrogeológico de Ayala y Cabrera del año 2000 para la zona de estudio, de unas pruebas “Slug-Test” hechas para el pozo 6 en 2011 y de una prueba de bombeo realizada en 1995 para el Pozo de Observación 5 (Figura 2.4).

Los caudales de infiltración varían dependiendo de estas tres distintas conductividades ajustadas y se muestran en la Tabla 2,2 mostrándose la oscilación entre los caudales mínimos y máximos para ambos pozos.

Tabla 2.2. Caudales de infiltración mínimos y máximos para los pozos 4 y 6 de acuerdo con la conductividad hidráulica para la zona aledaña a ellos (Cortéz, 2012)

Conductividad Hidráulica (m/d)		Agua Infiltrada (l/seg)	
Original	Ajustada	Pozo 4	Pozo 6
4.32	0.65	22-73	32-92
1.7	0.25	11-38	16-47
0.5	0.05	5-13	7-16

Los tres pozos de observación cercanos a los pozos de infiltración sirvieron para monitorear de manera general la recarga artificial que se llevó a cabo con el fin de prevenir un posible riesgo de contaminación al acuífero de la Región Metropolitana.

2.4 Normatividad

En México, existe una normatividad que establece los parámetros y medidas que se deben tomar en cuenta cuando se desea implementar un sistema de recarga artificial de acuíferos. Esta norma es la NOM-015 “Infiltración artificial de agua a los acuíferos.- Características y especificaciones de las obras y del agua”, decretada por CONAGUA en el año 2007.

Los objetivos de la norma son proteger la calidad del agua de los acuíferos, así como aprovechar el agua pluvial y de escurrimientos superficiales para aumentar la disponibilidad de agua subterránea a través de la infiltración artificial.

Sus especificaciones se aplican a todas aquellas obras o actividades relacionadas con la infiltración artificial de agua a los mantos freáticos que tengan una capacidad mayor a 60 litros por segundo (lps) mediante pozos de inyección directamente dentro de la zona saturada. No obstante, la norma también menciona que en el caso de la disposición de aguas pluviales o de escurrimiento superficial a la zona no saturada, adicionalmente se deben tomar en cuenta las especificaciones establecidas en el numeral 6.2 de la Norma Oficial Mexicana NOM-003-CONAGUA-1996, “Requisitos durante la construcción de pozos de extracción de agua para prevenir la contaminación de acuíferos”. Asimismo, las obras de disposición de aguas al subsuelo mediante pozos de infiltración, deben contar con un sistema de tratamiento que garantice que el agua en el punto de infiltración tendrá los límites establecidos en la siguiente tabla:

Tabla 2.1. Parámetros y límites permisibles que se deben tomar en cuenta en la calidad del agua pluvial que se utilice para recargar acuíferos mediante pozos de infiltración (DOF, 2008).

Contaminante	Unidad de medida	Límite	Método de prueba	Método de muestreo
Grasas y Aceites	mg/L	15	NMX-AA-005-SCFI-2000	NMX-AA-003-1980
Sólidos Sedimentables	mg/L	2	NMX-AA-004-SCFI-2000	
Sólidos Suspendidos Totales (SST)	mg/L	150	NMX-AA-034-SCFI-2001	
Nitrógeno Total	mg/L	40	NMX-AA-026-SCFI-2001	
Fósforo Total	mg/L	20	NMX-AA-029-SCFI-2001	
Coliformes Fecales	NMP/100 ml	No detectable	NMX-AA-042-1987	

3. Descripción de la zona de estudio

3.1 Descripción regional

3.1.1 Cuenca de Aguas del Valle de México

La Región Hidrológico-Administrativa (RHA) número XIII, Aguas del Valle de México, tiene una superficie total de 16,426 kilómetros cuadrados y está conformado por 100 municipios de tres entidades federativas (México, Hidalgo y Tlaxcala) y las 16 delegaciones políticas del Distrito Federal. Cabe mencionar que esta región es la más poblada de las 13 regiones hidrológico administrativas del país, la de menos extensión territorial y por lo tanto, la de mayor densidad de población (CONAGUA, 2009).

De acuerdo con CONAGUA, la precipitación anual que recibe esta región hidrológica es de 606mm que equivalen a 9,954.156 Mm^3 ; mientras que la recarga media total es de 2,339 Mm^3 (Tabla 2.4). Esto significa que cerca del 23% del volumen total de agua de lluvia es recargada tanto a la superficie de la Tierra como al subsuelo, y el resto es regresado a la atmósfera por medio de la evapotranspiración. Sabemos también por CONAGUA, que la recarga media a los acuíferos en esta zona es de 1,710.60 Mm^3 equivalente al 17% del volumen total de agua que precipita. Esto sugiere que al menos el 73% del volumen total que se recarga, renueva directamente el agua subterránea.

Tabla 2.4. Disponibilidad de agua de lluvia y recarga en le RHA XIII, Aguas del Valle de México (CONAGUA, 2009)

Región Hidrológico-Administrativa XIII Aguas del Valle de México		
Parámetro	Volumen de agua (hm^3)	Porcentaje equivalente (%)
Precipitación anual	9,954.156	100
Recarga Media Total	2,339	23
Recarga Media a los acuíferos	1,710.60	17

3.1.2 Acuíferos de la Cuenca de Aguas del Valle de México

Para fines de administración del agua subterránea, en esta cuenca se tienen identificados 14 unidades hidrogeológicas o acuíferos, siete en la subregión Valle de México y siete en la subregión Tula; actualmente cuatro acuíferos de la primera subregión están sometidos a explotación excesiva (Tabla 2.5). Estos acuíferos son los más grandes de la Región, propiciando que su capacidad de recarga y almacenamiento sea mayor.

La importancia de estos cuerpos subterráneos radica en la magnitud del volumen de agua potable utilizado, ya que de los acuíferos se suministra aproximadamente 69% de la extracción regional para todos los usos, esto es sin considerar el reúso (CONAGUA, 2009).

Tabla 2.5. Situación de la disponibilidad de agua de los acuíferos de la Cuenca de Aguas del Valle de México ($Mm^3/año$), CONAGUA, 2009.

Unidad Hidrogeológica (Acuífero)	Recarga	Descarga natural comprometida	Volumen concesionado de agua subterránea	Disponibilidad media de agua subterránea
Subregión Valle de México				
Zona Metropolitana de la Ciudad de México	279	0	1248.58	-969.58
Tecocomulco	27.8	0.52	0.01	27.27
Apan	99.3	0	7.85	91.45
Chalco-Amecameca	74	0	90.36	-16.36
Texcoco	48.6	0	92.54	-43.94
Cuautitlán-Pachuca	202.9	0	243.39	-40.49
Soltepec	19.1	0	17.85	1.25
Subtotal	750.7	0.52	1 700.58	-950.4
Subregión Tula				
Valle del Mezquital	672.7	500	157.38	15.32
Ixmiquilpan	78	57	0.33	20.67
Actopan-Santiago de Anaya	171.9	89.95	32.13	49.82
El Astillero	2.5	--	2.5	--
Chapantongo-Alfajayucan	7	--	3.31	--
Ajacuba	10.8	2.5	0.69	7.61
Tepeji del Río	17	--	8.67	--
Subtotal	956.1	646.95	205.04	85.81
Total		649.97	1 905.6	-856.99

De acuerdo con la Tabla 2.5, en el acuífero de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México se extrae 4.4 veces más volumen de agua que la que naturalmente se recarga. Este es el caso más grave de explotación excesiva del total de acuíferos de la cuenca de Aguas del Valle de México. Además, la demanda de agua por parte de la crecida población ha propiciado que los acuíferos aledaños a él también estén siendo sobreexplotados (Figura 2.5).

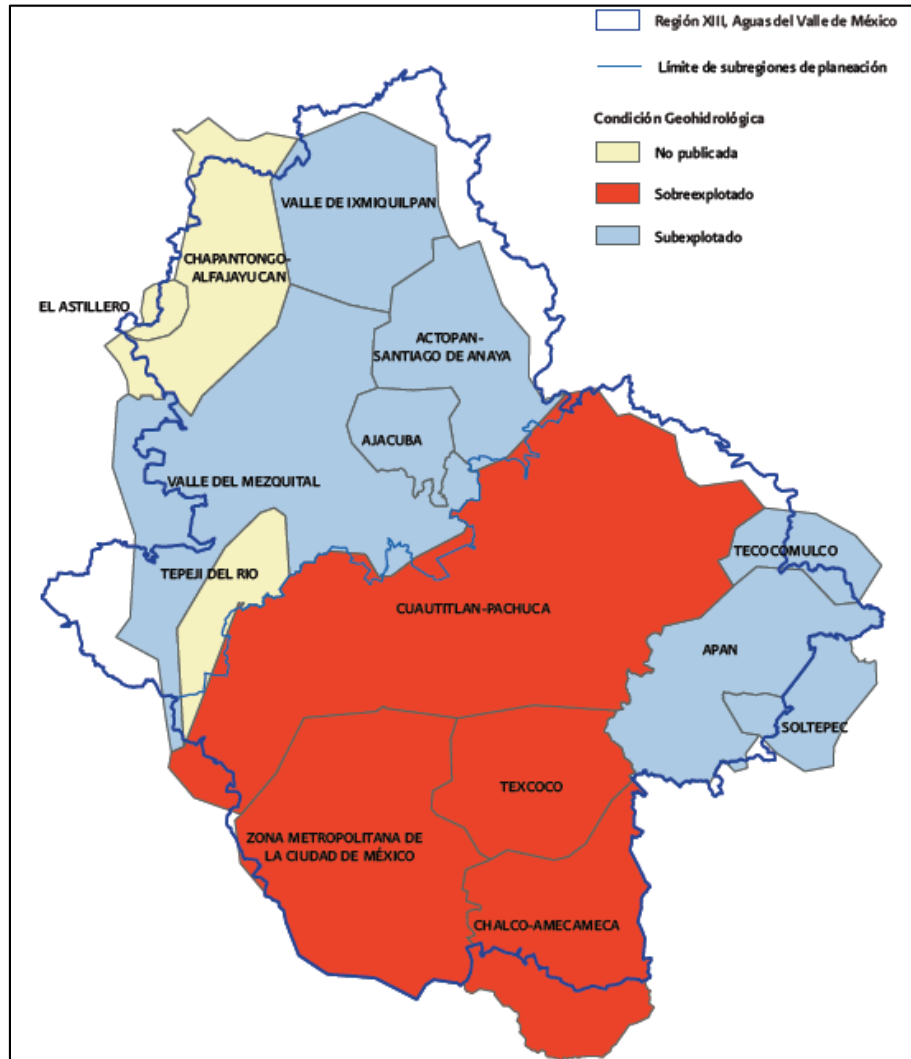


Figura 2.5. Situación geohidrológica de los acuíferos de la cuenca de Aguas del Valle de México. CONAGUA, 2009

Asimismo, es importante señalar que en México la distribución mensual de la precipitación acentúa los problemas relacionados con la disponibilidad del recurso, debido a que el 68% de la precipitación normal mensual ocurre entre los meses de junio a septiembre (CONAGUA, 2011).

3.2 Situación hídrica de la Delegación Xochimilco

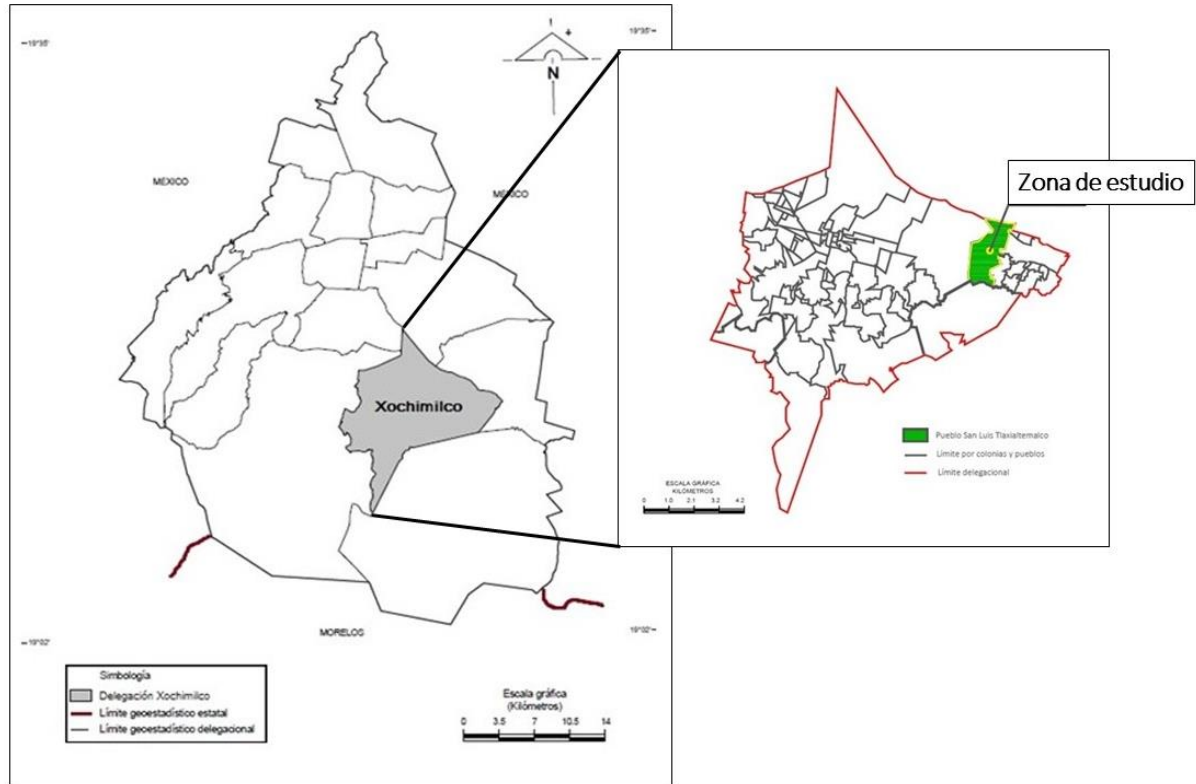
La Delegación Xochimilco está ubicada al sureste de la Ciudad de México y posee una superficie aproximada de 122 km². Esta zona se encuentra actualmente sujeta a conservación ecológica constituyendo una de las Áreas Naturales Protegidas (ANP-X) de mayor importancia en el DF, tanto por ser la más extensa en cuanto a superficie se refiere, como por el inmenso valor ambiental que tiene para la ciudad. Actúa como zona de recarga de los mantos acuíferos, como regulador climático de la ciudad por la humedad que proporciona al ambiente y como hábitat de una importante diversidad de flora y fauna. Asimismo, sus canales y chinampas constituyen un testimonio histórico y cultural de valor universal para nuestro país y para el mundo. Tal valor ambiental, cultural e histórico fue reconocido en 1987 por la UNESCO quien declaró a Xochimilco Patrimonio de la Humanidad, siendo apenas la segunda declaratoria en este sentido que se otorgó a nuestro país (Larregui, 2004).

Por lo anterior, es de suma importancia mantener un buen equilibrio ecológico-humano así como implementar soluciones que mitiguen los problemas ambientales que existen en esta zona de la Ciudad de México. Entre estos problemas se incluye la explotación excesiva del acuífero de la ZMCM ya que actualmente el volumen de agua que se extrae del mismo es mayor al que naturalmente se recarga por precipitaciones. Se estima que son 119 millones de metros cúbicos al año los que se infiltran, y 140 millones de metros cúbicos los que se extraen a través de 79 pozos (Navarrete, S., et al., 2013). Esto a su vez propicia que el suelo se compacte y se genere un hundimiento de hasta 0.40 m en tal sólo un año en algunas partes de las delegaciones Xochimilco y Tláhuac, además de que la calidad del agua se ve cada vez más disminuida al contener cada vez más cantidad de minerales disueltos (Ruiz y Ruiz, 2011).

Asimismo, el acelerado incremento de la población ha generado una urbanización drástica y asentamientos humanos en lugares que originalmente fungían como zonas de recarga para el acuífero impidiendo que el agua de lluvia llegue a él de manera natural. De esta manera, el agua proveniente de las escorrentías no puede infiltrarse directamente en el subsuelo quedando estancada entre las calles de la región provocando severas inundaciones, principalmente en temporada de lluvias.

3.3 Localización de la zona de estudio

La zona de estudio se encuentra en el pueblo de San Luis Tlaxialtemalco, al noreste de la Delegación Xochimilco en la Ciudad de México (Figura 3.1 y 3.2). Sus coordenadas geográficas son 19° 15' Norte y 99° 02' Oeste, con una altitud media de 2240 m sobre el nivel del mar (INEGI, 2007).



Es importante señalar que al sur de esta localidad se encuentra el volcán Teuhtli por lo que la zona de estudio se ubica dentro de la zona de transición entre esta elevación, que pertenece a la sierra del Chichinautzin, y la planicie de la Zona de Suelo de Conservación Ecológica (ZSCE) procedente del valle de México. Esto se puede observar en la Figura 3.3.

Lo anterior se traduce a que dentro del pueblo San Luis Tlaxialtemalco es posible encontrar, por un lado, afloramientos de basaltos formando parte del acuífero explotable de la ciudad, y por otro, capas de arcillas formando el acuitardo de la Ciudad de México.

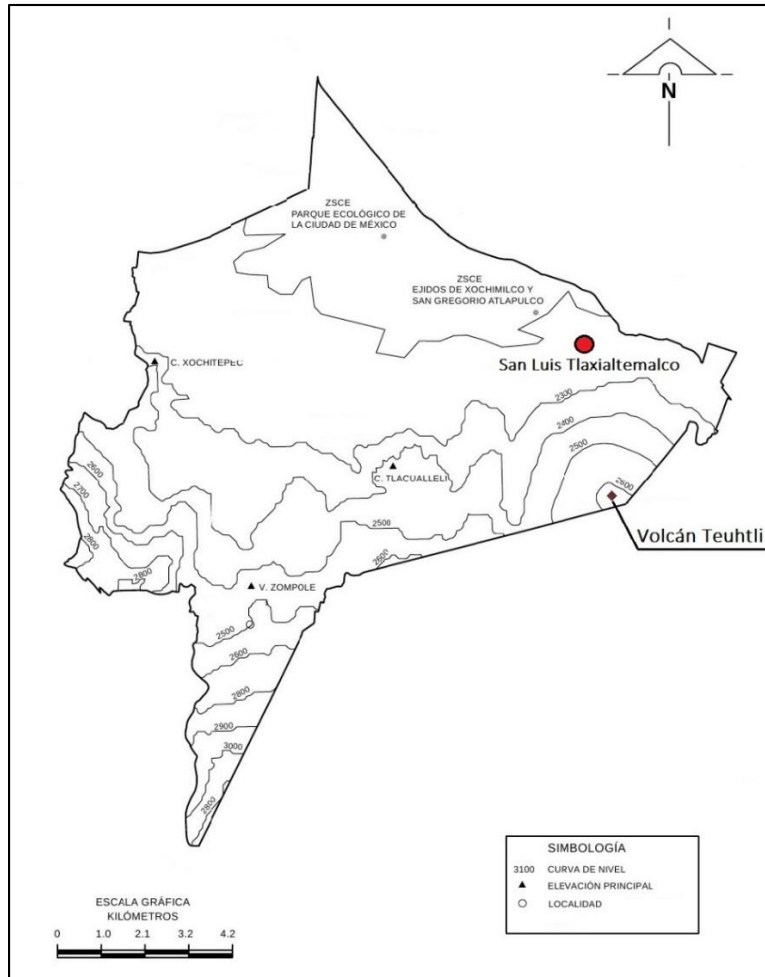


Figura 3.3. Orografía aledaña a la zona de estudio y localización de la Zona de Suelo de Conservación Ecológica de la Ciudad de México (ZSCE). Imagen modificada del Cuaderno Estadístico Delegacional de Xochimilco del Distrito Federal (INEGI, 2007)

El pozo de infiltración se localizaría dentro del Deportivo Xochimilco que se encuentra entre las calles de Acueducto y Calvario (Figura 3.4). Se eligió este lugar debido a que en este punto las corrientes de agua que escurren de las laderas se encuentran unas con otras provocando severas inundaciones en la zona generando serios daños a las viviendas y a su habitantes.

Con este proyecto se pretende mejorar tal situación al mismo tiempo que se crea un espacio de recarga para contribuir a la renovación de agua del sistema acuífero.

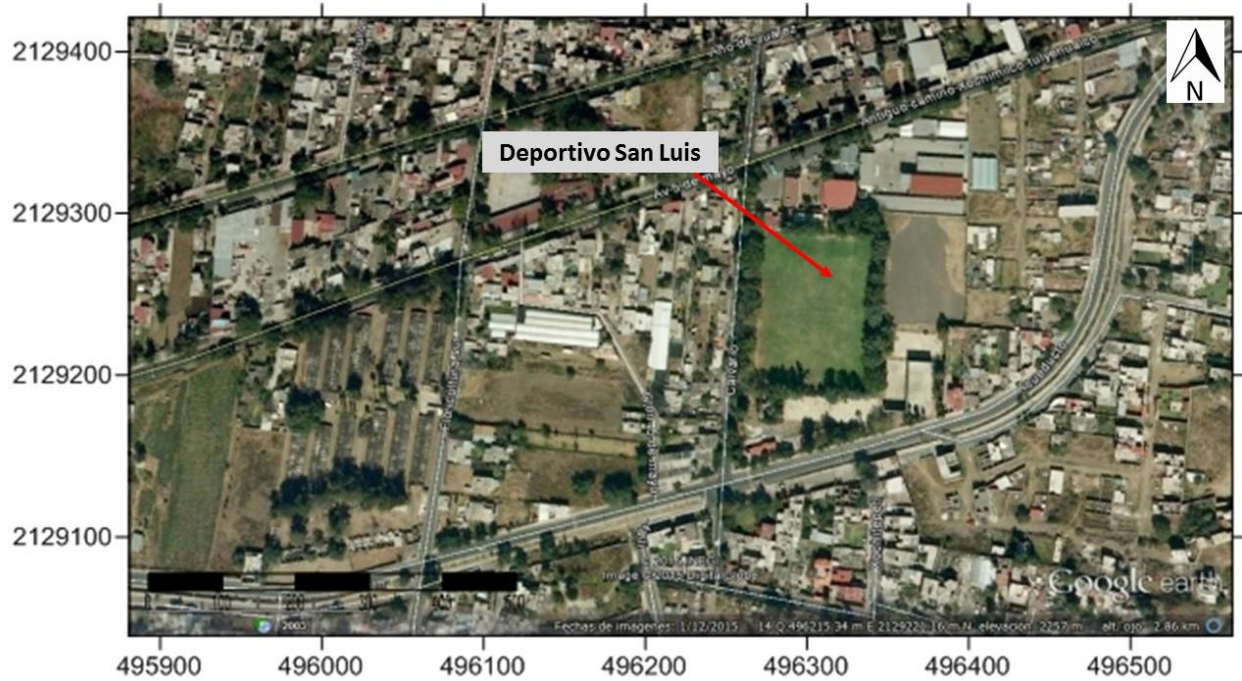


Figura 3.4. Ubicación del sistema de recarga artificial. (Imagen satelital de la zona de estudio tomada desde Google Earth, agosto 2014).

3.4 Clima y meteorología

En México el clima está determinado por varios factores, entre los que se encuentran la altitud sobre el nivel del mar, la latitud geográfica, las diversas condiciones atmosféricas y la distribución existente de tierra y agua. Por lo anterior, el país cuenta con una gran diversidad de climas, los cuales de manera muy general pueden clasificarse, según su temperatura, en cálido y templado; y de acuerdo con la humedad existente en el medio, en: húmedo, subhúmedo y muy seco (SMN, 2010). El clima en la Ciudad de México es en general cálido y templado. En invierno hay mucho menos lluvia que en verano y la temperatura media anual se encuentra a 15.9 °C (DCM, 2012).

En la Delegación Xochimilco el clima es generalmente templado con variaciones en la humedad de acuerdo a la estación del año en la que nos encontremos. Así, la localidad donde se ubica la zona de estudio presenta un clima templado subhúmedo con lluvias en verano, así como valores de menor humedad a lo largo de todo el año; esta clasificación abunda en aproximadamente el 68.31% de toda la delegación (INEGI, 2007).

3.5 Hidrología

La subcuenca L. Texcoco–Zumpango que está dentro de la cuenca Río Moctezuma abarca la parte sur de la Delegación Xochimilco. Por su parte, las corrientes de agua más importantes por su cercanía a la zona de estudio son las que se mencionan a continuación.

Al noroeste de San Luis Tlaxialtemalco se sitúan el canal Apatlaco y el canal El Bordo, los cuales desembocan en el canal de Cuemanco ubicada dentro de la Zona de Suelo de Conservación Ecológica de la Ciudad de México (ZSCE). El canal de Chalco se localiza al noreste de la población, desembocando dentro del Estado de México al este de la Delegación Xochimilco (INEGI, 2007).

Los canales de Cuemanco y Apatlaco son de los más importantes para la región, y en general para la delegación misma. Esto es debido a que dichos cuerpos de agua presentan especies nativas de importancia biológica y comercial, como el charal blanco, el pez amarillo, el ajolote y el acocil. Estas especies se caracterizan por habitar en ambientes reductores acuáticos, por lo que se consideran organismos viables de cultivo que se pueden aprovechar en actividades de crianza como la acuicultura, por ejemplo (Sánchez M., et al., 2007).

Por otra parte, la lluvia acaecida en la cuenca produce una escorrentía que desciende por valles entre serranías y lomeríos, la cual en su conjunto se estima equivale a un caudal continuo de $180 \text{ m}^3/\text{s}$, y su aprovechamiento se limita al transporte del agua residual generada en la ciudad.

3.6 Marco geológico

La Cuenca de México es una cuenca cerrada localizada sobre una estructura tipo graben desarrollada durante el Oligoceno, donde una secuencia gruesa de materiales volcánicos y lacustres fue depositada. En ese entonces la cuenca drenaba hacia el sur. Sin embargo, las corrientes superficiales que circulaban en dicha dirección fueron reprimidas durante el Pleistoceno como resultado de una serie de actividades volcánicas (De Cserna, et al., 1987). Esta actividad magmática dio como resultado extensos flujos de lava los cuales dieron origen a la Sierra del Chichinautzin al sur de la Cuenca (Edmunds, et al., 2002). Este fenómeno a su vez, ocasionó que el Valle de México dejara de drenar hacia el exterior, convirtiéndose en una cuenca naturalmente endorréica y generando la acumulación de agua en su parte central formando así los lagos de Zumpango, Texcoco, México, Xochimilco y Tláhuac.

Fisiográficamente, el Valle de México forma parte de la Faja Volcánica Transmexicana, la cual se extiende en dirección este-oeste atravesando la República Mexicana (Ferrari, L., et al., 2012).

Esta provincia es comúnmente denominada *Zona de Fosas Tectónicas y Vulcanismo Reciente*, ya que está caracterizada por presentar derrames basálticos, volcanes y lagos cuya morfología, orientación y distribución sugieren la idea de estar situados en fosas tectónicas. En ellas se pueden encontrar riolitas, dacitas, andesitas y traquitas, generalmente cubiertas por basaltos, formando la masa de la cadena montañosa situada en la periferia, así como grandes volúmenes de ceniza originados por los volcanes más recientes que poco a poco han rellenado los valles que antiguamente habían sido cuencas lacustres profundas (Álvarez Jr., 1958).

Dicho lo anterior, actualmente la cuenca de México cuenta con una superficie aproximada de 9,600 km² y se encuentra delimitada por los siguientes relieves: Sierras de Pachuca y de Tepoztlán al norte, sierras de Calpulalpan, Río Frío y Nevada al oriente; Sierra Chichinautzin al sur; y sierras de Las Cruces, Monte Alto, Monte Bajo y Tolcayuca al poniente. Además, aunque existen elevaciones con diferente altitud formando valles fluviales, se debe recalcar que todos los avenamientos convergen hacia la planicie lacustre de la cuenca (Arce, J., et al., 2013; Angeles S., et al., 2008).

En general, la estructura litológica de la ZMCM se encuentra formada en su totalidad por rocas de la era Cenozoica en las que, como se ha visto anteriormente, predominan rocas volcánicas extrusivas. Dentro de la Zona del Suelo de Conservación Ecológica se puede encontrar principalmente basalto, brecha volcánica y roca ígnea extrusiva intermedia, las cuales cubren respectivamente el 27.1%, 17.3% y 16.6% de la superficie total de la ZSCE. Le siguen en extensión: la toba, la roca ígnea extrusiva básica y el suelo lacustre formado en parte por depósitos de ceniza. Cabe mencionar que el basalto se localiza principalmente en la parte central de la sierra del Chichinautzin y en las coladas de lava de Xochimilco (INEGI, 2002).

De esta manera, al sur de la Ciudad de México predominan rocas ígneas extrusivas originadas por actividad volcánica, especialmente lavas y piroclásticos de tipo basáltico. Estos materiales, en algunas zonas, subyacen a depósitos aluviales y lacustres que provinieron de las laderas y fueron transportados hacia el centro del valle por corrientes fluviales. Los sedimentos lacustres en general sobreyacen a los aluviones y también se interdigitan con ellos a profundidad. Por su parte, en las elevaciones topográficas del flanco sur que limita el valle se pueden encontrar rocas volcánicas que en su mayor parte se comportan como permeables (Lesser et al., 1991)

De esta forma, dentro de la Delegación Xochimilco la litología varía de la siguiente manera:

Tabla 3.2. Litología de Xochimilco y porcentaje de superficie que cubre de la delegación (INEGI, 2007).

Litología de Xochimilco				
Era	Periodo	Roca	Unidad litológica	% de la superficie delegacional
Cenozoica	Cuaternario	Suelo	Aluvial	12.85
			Lacustre	30.75
		Ígnea extrusiva	Basalto	29.04
			Brecha volcánica básica	13.37
	Neógeno	Ígnea extrusiva	Andesita	12.84
			Toba básica	1.15

En la siguiente figura, se puede apreciar la parte sur de un mapa geológico del Distrito Federal realizado por la CFE (1996), en el cual se muestra propiamente la geología de Xochimilco. La zona de estudio se encuentra señalada con una estrella roja.

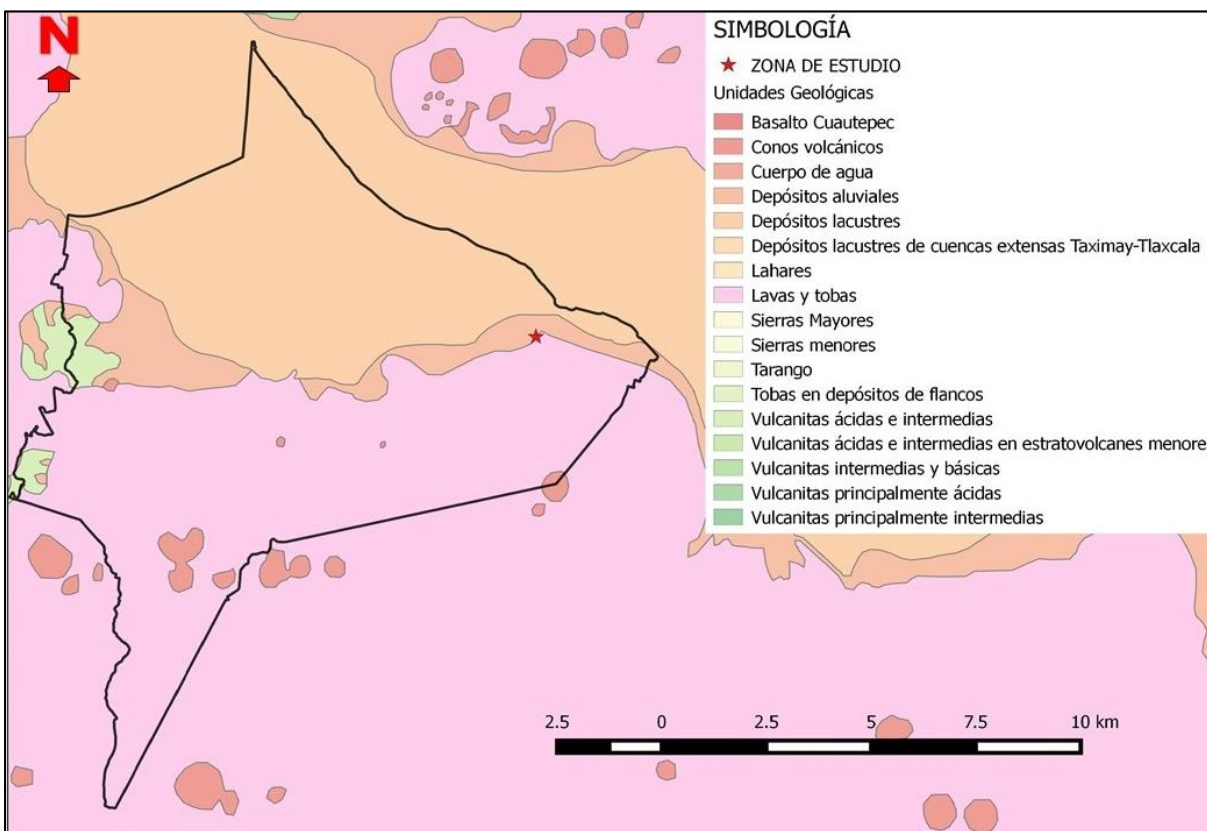


Figura 3.5. Geología de la Delegación Xochimilco. Imagen modificada del mapa geológico del Distrito Federal realizado por la CFE (1996).

Como se puede observar en la Figura 3.5, la zona de estudio cae justamente entre dos litologías diferentes: depósitos aluviales y lavas y tobas. Esto quiere decir que dentro del Deportivo San Luis Tlaxialtemalco, existe la posibilidad de encontrar depósitos finos formando el acuitardo somero de la Ciudad de México hacia el norte, y derrames lávicos constituyendo el acuífero granular explotable de la ciudad hacia el sur.

3.7 Hidrogeología

En el subsuelo de la Ciudad de México se encuentra un sistema hidrogeológico de extensión regional constituido básicamente por material de tipo granular y fracturado (Edmunds, et al., 2002). La hidroestratigrafía de este sistema acuífero, de acuerdo a trabajos previos realizados en la Cuenca de México en general, se puede dividir en cuatro unidades: (1) Acuitardo superior, (2) Acuífero granular superior, (3) Acuífero inferior fracturado y finalmente (4) un basamento Cretácico. Estas cuatro unidades se describen a continuación (Vargas y Ortega-Guerrero, 2004; Hernández-Espriú et al., 2014):

1. Acuitardo superior

El acuitardo superior cubre la mayor parte del valle y corresponde a sedimentos finos de permeabilidad reducida. La extracción intensiva de agua en la década de 1950 y la falta de abastecimiento natural de agua de recarga debido a la urbanización, ocasionó que esta capa comenzara a presentar una pérdida gradual de agua que produce la compactación de las arcillas, causa principal del hundimiento del terreno en algunas zonas de la ciudad (Lesser et al., 1991).

Esta unidad está conformada por aluvial cuaternario y depósitos lacustres los cuales son dominados por sedimentos finos intercalados con arenas, lentes pumíticos y escasas gravas. El espesor promedio es de entre 40 a 50 metros dentro del Distrito Federal (Hernández-Espriú, 2014). Por su parte, los espesores más gruesos se encuentran fuera de los límites de la ciudad, alrededor de las áreas de las cuencas Chalco y Texcoco. Asimismo, esta secuencia alberga capas delgadas de arena de origen volcánico, con espesores que varían entre 1-5 metros llamados acuíferos salobres o “capas duras”. Los dos principales acuíferos salobres se encuentran a profundidades de 20 a 26 y de 50 a 56 m respectivamente. (Vargas y Ortega-Guerrero, 2004).

2. Acuífero granular superior

Es un acuífero granular regional del Neógeno que se extiende hacia las zonas montañosas en donde se convierte en un acuífero no confinado (Vargas y Ortega-Guerrero, 2004).

De acuerdo con Hernández-Espriú (2014), esta unidad está conformada por depósitos aluviales del Cuaternario, rocas volcanoclásticas y piroclásticas, y rocas basálticas-andesíticas Plio-Cuaternarias. Asimismo, este es el acuífero que proporciona agua potable para la mayoría de la población. La profundidad de las aguas subterráneas varía entre 60 a 170 metros, mientras que el espesor saturado podría exceder los 800 metros en algunas zonas.

La zona del Distrito Federal se extiende a través de unos 1500 km², de los cuales el 30% corresponde a la superficie del acuitardo; por lo tanto, una gran parte del acuífero es en realidad no confinado. Cabe mencionar que antes de la intensiva extracción de los años 50's, el acuitardo le cedía agua al acuífero de manera vertical; sin embargo, actualmente hay varias partes en donde la superficie piezométrica está por debajo de la interface acuitardo-acuífero, provocando que parte del acuífero sea ahora no confinado donde antes lo era.

3. Acuífero inferior fracturado

Esta unidad está conformada por rocas andesíticas del Mioceno y materiales basálticos y riolíticos del Oligoceno. Las arcillas lacustres del Plioceno predominan en la parte superior, mientras que los conglomerados y lutitas de la Formación Balsas y Mezcala respectivamente, prevalecen en el sector inferior (Mooser et al., 1996).

Los rangos de espesor varían entre 830 a 2590 metros de acuerdo con información de los pozos Mixhuca y Roma-1. Estos pozos fueron perforados por la compañía petrolera estatal de México PEMEX (Hernández-Espriú, 2014). Poco se sabe de esta unidad y no hay datos confiables en cuanto a su geometría, distribución espacial, la profundidad de la superficie potenciométrica o procesos de recarga y descarga.

4. Basamento Cretácico

La unidad más inferior está conformada por calizas, areniscas y lutitas masivas que se encuentran plegadas y fracturadas. Estas rocas afloran hacia las partes noreste y sureste de la cuenca. Los pozos Mixhuca, Texcoco-1 y Tulyehualco encontraron esta unidad a los 1600, 2060 y 2100 metros respectivamente, por debajo de la superficie (Hernández-Espriú, 2014).

En el año 2013, se perforó un pozo de 2000 metros de profundidad en la Delegación Iztapalapa de la Ciudad de México por parte del Sistema de Aguas de la Ciudad México con el objetivo de encontrar esta unidad. Sin embargo, entre aproximadamente 1500 a 2000 metros fueron encontradas condiciones geológicas favorables para la producción de agua al identificar rocas de origen volcánico permeables que la contienen. No obstante, es necesario conocer el origen de esta agua, saber si se trata de agua antigua acumulada desde hace muchos años y en su caso, establecer las conexiones con otros acuíferos del Valle de México. Asimismo, se requiere información para planear una explotación sustentable sin generar riesgos por hundimiento debido a efectos en el acuífero superior (Arce, J. L., et al., 2013).

Por lo tanto, es necesario continuar con investigaciones para evaluar la ocurrencia de las calizas, la distribución espacial de la geoquímica del agua, así como las propiedades hidráulicas del acuífero profundo, su respuesta geofísica, geometría y patrones de flujo (Hernández-Espriú, 2014).

3.8 Estudios de campo previos

El presente trabajo es parte de un proyecto que actualmente se está realizando dentro de la Delegación Xochimilco. Dentro de la zona de estudio se han llevado a cabo dos trabajos de campo, con el fin de obtener información para la caracterización del subsuelo y poder proponer el sitio más adecuado para la instalación de un sistema de recarga artificial, en este caso un pozo de infiltración para captación de aguas pluviales.

Los estudios fueron un sondeo mecánico llevado a cabo por el equipo de trabajo del proyecto de Xochimilco, y un sondeo geofísico que fue desarrollado por el equipo de Ingeniería Geofísica de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, del que se desprende un trabajo de tesis elaborado por Barrera (en prensa), el cual propone el mejor sitio para la instalación del pozo de infiltración con base en sus resultados obtenidos. Cabe mencionar que estos estudios no son parte de la metodología de este trabajo de tesis, sin embargo debido a que se tomaron algunos datos de los resultados obtenidos para diseñar el sistema de recarga artificial, es importante describirlos brevemente.

3.8.1 Sondeo Mecánico

En agosto de 2013 el equipo de trabajo a cargo del proyecto de Xochimilco, realizó un sondeo mecánico de tipo SPT Barril NQ dentro del Deportivo San Luis de aproximadamente 30 metros de

profundidad. El equipo que se utilizó fue una perforadora *Long Year 34*, y barrenas de tipo tricónica y rotatoria. El objetivo de este sondeo fue obtener muestras de núcleo que brindaran más información acerca de la composición litológica del subsuelo de la zona. El punto específico en donde se realizó esta prueba se puede observar en la Figura 4.4.

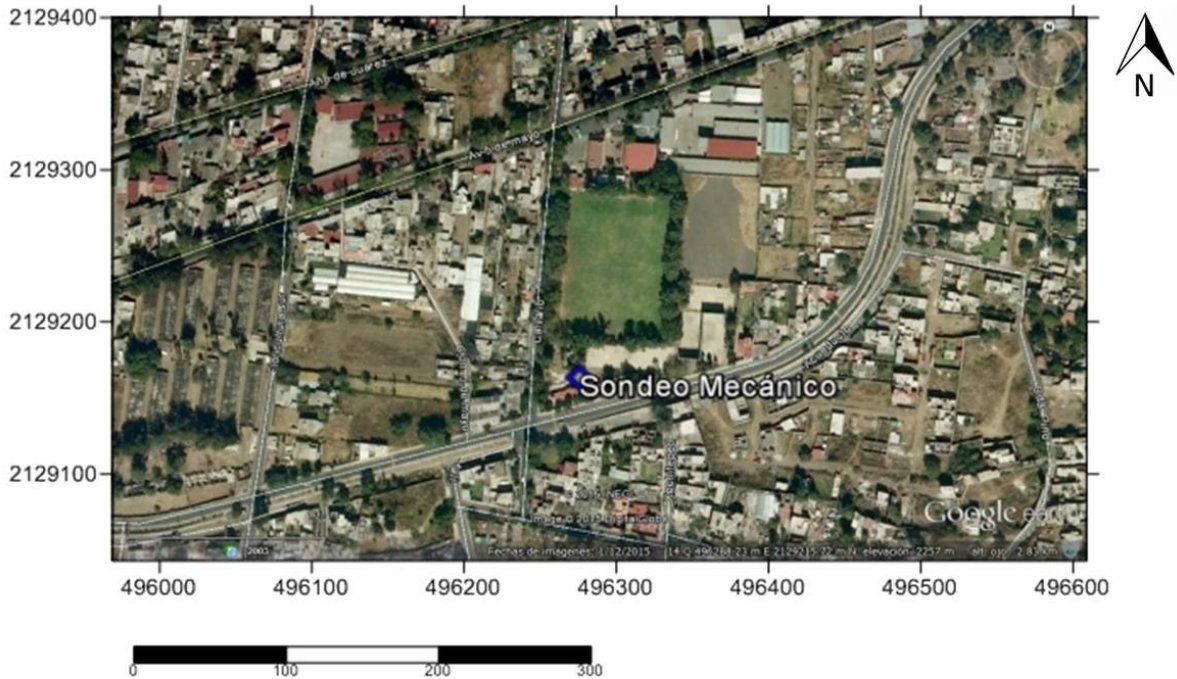


Figura 4.4. Ubicación del punto en donde se realizó el sondeo mecánico dentro del Deportivo San Luis Tlaxialtemalco. Escala en metros. Imagen satelital tomada desde Google Earth, diciembre 2009.

Posteriormente para este trabajo de tesis, las muestras de núcleo obtenidas fueron analizadas macroscópicamente, con la finalidad de determinar el tipo de roca y suelo que conforma la parte más somera de la zona de estudio y generar una columna que muestre su litología. Este análisis se realizó en el laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

3.8.2 Sondeo Geofísico

Como se mencionó anteriormente, el equipo de Ingeniería Geofísica de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, realizó pruebas geofísicas en campo para caracterizar el subsuelo de la zona de estudio del cual se desprende un trabajo de tesis de licenciatura llevado a cabo por Barrera (en

prensa). Este autor utilizó la técnica de *Tomografía de resistividad eléctrica*, la cual arroja información acerca de las propiedades físicas del subsuelo.

Barrera (en prensa), menciona que la tomografía se realizó a partir de una línea de tendido que se emplazó en la superficie del terreno donde se procuró abarcar la mayor longitud posible. Sobre este tendido se colocaron una serie de electrodos con una distancia de cuatro metros entre ellos, lo que permitió evaluar la resistividad media del subsuelo mediante la diferencia de potencial eléctrico entre dos electrodos.

Con base en sus resultados obtenidos, este autor propone un sitio dentro del Deportivo San Luis, en el cual de acuerdo a sus propiedades físicas en el subsuelo, la infiltración se promueve con mayor facilidad, por lo que él sugiere la instalación de un pozo de infiltración en ese punto. Para este trabajo de tesis, se utilizó el sitio específico recomendado por este autor para la instalación del sistema de recarga artificial dentro del predio, a fin de obtener la mejor respuesta posible por parte del subsuelo para dejar pasar agua a través del basalto más alterado posiblemente debido a un fracturamiento.

4. Metodología

Para determinar la susceptibilidad de instalar un sistema de recarga artificial en la zona de estudio, se realizaron diversas pruebas de campo y laboratorio de los parámetros hidrogeológicos requeridos como son: capacidad de infiltración del suelo, litología, calidad del agua subterránea y de escurrimiento y petrografía del subsuelo. Asimismo, se llevaron a cabo estudios de gabinete, en los cuales se recabó información acerca de la geología e hidrología de la región. De lo anterior se realizó una interpretación de perfiles litológicos y el desarrollo de una tormenta de diseño.

4.1 Estudios en Campo

Se realizaron dos pruebas de infiltración dentro del Deportivo San Luis para conocer la capacidad del suelo para infiltrar agua. Estas pruebas se realizaron en septiembre del 2014 con el objetivo de obtener más información que ayudara a la caracterización el subsuelo. Asimismo, se recolectaron dos muestras de agua, una proveniente del pozo San Luis 9 y otra proveniente de los escurrimientos generados por una precipitación fuerte en la zona para posteriormente enviarlas a un laboratorio especializado para la realización de un análisis químico que mostrara su calidad.

4.1.1 Pruebas de infiltración

Con el objetivo de conocer la capacidad de infiltración del sitio en su parte somera, y saber si existe la posibilidad de encharcamientos severos en la superficie del terreno que puedan afectar la obra hidráulica disminuyendo su vida útil cuando ocurre una precipitación fuerte, se realizaron pruebas de infiltración, las cuales permiten obtener un valor estimado de la capacidad de infiltración de un determinado sitio de manera superficial (DOF, 1997). Para realizar estas pruebas en campo, generalmente se utilizan infiltrómetros, los cuales pueden ser tubos o anillos de metal.

Para el proyecto se empleó el método Infiltrómetro de Doble Anillo, también llamado Anillos de Munz. Dicho método consiste en saturar una porción de suelo limitada por dos anillos concéntricos para después medir la variación del nivel del agua en el anillo interior, al tiempo que el anillo exterior trabaja como una barrera vertical para el agua introducida dentro del subsuelo, evitando su expansión horizontal. El tiempo que transcurra hasta alcanzarse las condiciones finales de saturación dependerá de la humedad previa, la textura y la estructura del suelo, el espesor del horizonte por el que escurre el agua, y la altura del agua en el anillo interior (Ibañez Asensio, et al., 2013).

El suelo puede estar seco, saturado o sobresaturado, lo cual implica una variación en su capacidad de infiltración. Sin embargo, es importante mencionar que es mejor realizar las pruebas en un suelo seco o lo menos saturado posible, ya que un suelo húmedo retarda la infiltración del agua que se introduce en los anillos generando tiempos de saturación menores de los reales.

Se debe procurar que el lugar en donde se realice la prueba esté libre de intervención humana, de tal manera que el suelo no haya sido alterado de su estado natural de humedad y compacidad; la vegetación debe estar presente pero de manera moderada, ya que se trata de imitar las condiciones naturales de infiltración. Una vez seleccionado el sitio, se trató de dejar la vegetación suficiente para no obstruir la penetración de los anillos sin dejar de lado el punto anterior.

Como se mencionó anteriormente, se hicieron en total dos pruebas de infiltración (denominadas *INF-1* e *INF-2* respectivamente) dentro del Deportivo San Luis en los puntos mostrados en la Figura 4.1, procurando respetar los factores antes mencionados para la selección del sitio.

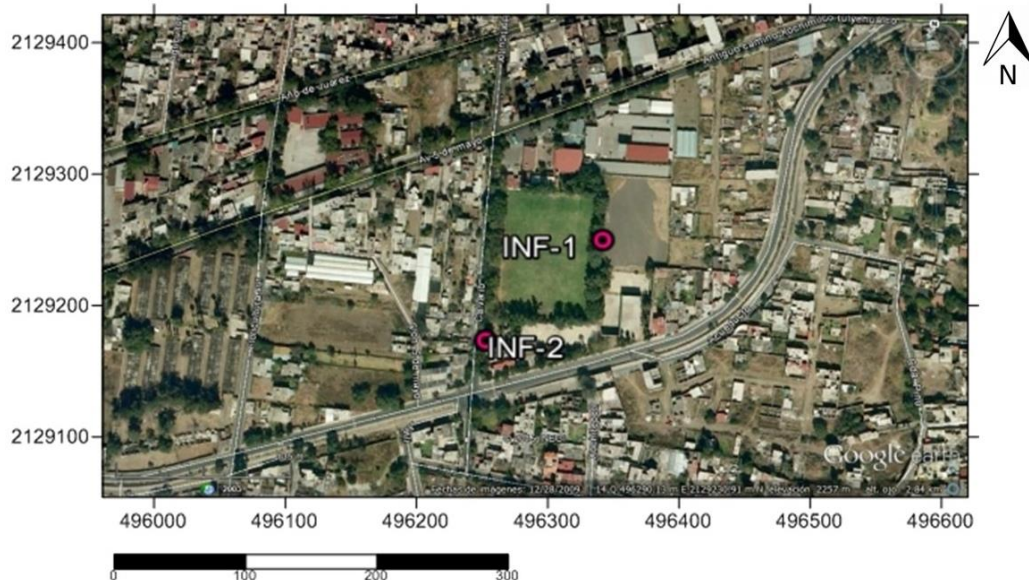


Figura 4.1. Localización de los puntos en donde se realizaron las pruebas de infiltración INF-1 e INF-1, dentro del Deportivo San Luis. Escala en metros. Imagen satelital tomada desde Google Earth, diciembre 2009.

Los dos anillos utilizados en esta prueba tienen 29 y 51 cm de diámetro respectivamente, se colocaron de manera concéntrica y se hincaron a aproximadamente 14 cm dentro del suelo con ayuda de un mazo, procurando nivelarlos al terreno con apoyo de un nivel de campo (Figura 4.2, *a*). Se colocó una regla graduada estacada dentro del anillo más pequeño para registrar el descenso del agua (en centímetros) con respecto a un cierto periodo de tiempo (en minutos). Posteriormente, se superpuso un plástico dentro del anillo interno que estuviera en contacto con el suelo (Figura 4.2, *b*), para que cuando se estuviera vertiendo el agua dentro de él no se empezara a infiltrar en el terreno sin un control de tiempo, alterando los resultados de la prueba.



a)

b)

Figura 4.2. Preparación de material para la prueba de infiltración, *a)* Anillos hincados dentro del suelo a 14 cm de profundidad y nivelados al terreno con ayuda de nivel de campo, *b)* Colocación de regla estacada y plástico que recubre el interior del suelo delimitado por el anillo interno.

Con ayuda de una probeta se controló el volumen de agua que se vertería dentro del anillo interior (en litros), mientras que para el anillo exterior no fue necesario medirla, ya que como se explicó anteriormente sólo es una barrera vertical. Una vez colocados los materiales en su lugar, se vació el agua en los dos anillos de manera simultánea, nivelando el agua del anillo externo con la del interno (Figura 4.3, *a*)).

Con un cronómetro en mano, se retiró el plástico que cubría el terreno limitado por el anillo interno y se inició el registro de datos observando el descenso del agua a través de la regla estacada, durante intervalos de tiempo específicos (Figura 4.3, *b*)).



Figura 4.3. Prueba de infiltración; **a)** Nivelación del agua del anillo externo con la del anillo interno, **b)** Registro de datos observando el descenso del agua con ayuda de la regla estacada.

Los intervalos de tiempo que se tomaron en cuenta fueron de un minuto para la prueba INF-1, y de uno a dos minutos para la prueba INF-2. Todos los datos se registraron en una tabla en donde se especificó el volumen inicial de agua que se vertió dentro del anillo interno, así como los descensos de la misma en cada intervalo de tiempo. Se detuvo el registro cuando se observó que el descenso del agua se mantenía constante con respecto al intervalo de tiempo establecido, sin presentar variaciones importantes. Esta metodología se llevó a cabo para ambas pruebas.

Cabe mencionar que, debido a que el agua se infiltraba en el suelo con gran velocidad, el volumen inicial de agua con el que se contaba se absorbió en un periodo de tiempo muy corto, por lo que nuevamente se tuvieron que verter litros de agua medidos dentro del anillo interno a un nivel conocido para continuar con la prueba. Esto paso tanto en la prueba INF-1 como en la INF-2, registrándose las variaciones en las tablas correspondientes.

Al final, se determinó la capacidad de infiltración para cada una de las pruebas. Esto se obtuvo dividiendo la lectura que se tomó del descenso del agua en centímetros, entre el tiempo transcurrido entre cada intervalo medido en segundos. Posteriormente se hizo una conversión de cm/s a cm/h , esto con el fin de que los resultados fueran más manipulables al momento de realizar los cálculos y la interpretación de las pruebas.

4.1.2 Colecta de muestras de agua

Se colectaron dos muestras de agua en la zona de estudio. La primera de ellas se tomó directamente de la llave de paso instalada en el exterior del pozo San Luis 9 que se localiza justo enfrente del Deportivo San Luis en dirección al sur. La otra muestra fue tomada de las escorrentías generadas por las precipitaciones que se presentaron en temporada de lluvias a

través de una pequeña canaleta que se hizo a partir de una tubería subterránea de concreto, perteneciente a un antiguo pozo localizado dentro del predio y que actualmente se encuentra inhabilitado (Figura 4.4).

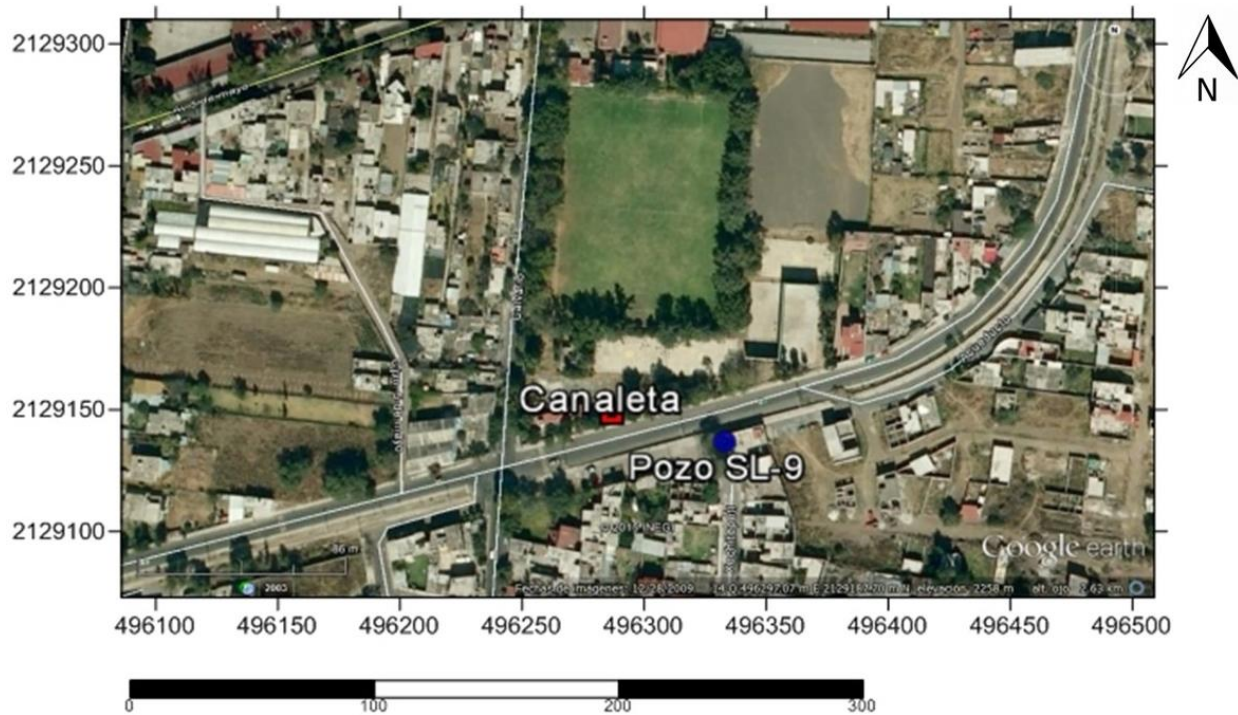


Figura 4.4. Ubicación del Pozo San Luis 9 y Canaleta de los cuales fueron tomadas las muestras de agua. Escala en metros. Imagen satelital tomada desde Google Earth, diciembre 2009.

Esta tubería conecta el agua que escurre por la calle de *Acueducto* al antiguo pozo, por lo que el agua que fluía dentro de ella fue colectada directamente de la desembocadura, justo después de ocurrir una precipitación fuerte. Debido a que este pozo no está activo desde hace algunos años, se ha generado una especie de fosa en la cual se acumula agua cada que llueve, por lo que la desembocadura de la tubería en ocasiones se cubre por el agua que se almacena ahí.

Ambas muestras fueron colectadas durante el mes de octubre del 2014. Como se mencionó anteriormente, se deben seguir las especificaciones decretadas por la NOM-015-CONAGUA, por lo que en la Tabla 4.1 se observan todos los parámetros que se tomaron en cuenta para el análisis químico, en donde además se incluye el tipo de envase y el método de preservación que se debe seguir en el muestreo de agua de acuerdo a la norma mexicana correspondiente.

Tabla 4.1. Límites permisibles y normatividad que rige las especificaciones que se deben seguir para la toma de muestras de agua (agua de pozo y agua de escurrimiento).

Contaminante	Unidad de medida	Límite	Tipo de envase y preservación	Norma Mexicana
Grasas y Aceites	mg/L	15	NMX-AA-005-SCFI-2000	NMX-AA-005-SCFI-2000
Sólidos Sedimentables	mg/L	2	Frasco de vidrio de 1000 ml. Preservación con hielo	NMX-AA-004-SCFI-2000
Sólidos Suspendidos Totales (SST)	mg/L	150	Envase de plástico de 500 ml. Preservación con hielo	NMX-AA-034-SCFI-2001
Nitrógeno Total	mg/L	40	Envase de plástico de 500 ml. Preservación con hielo	NMX-AA-026-SCFI-2001
Fósforo Total	mg/L	20	Envase de plástico de 500 ml. Preservación con hielo	NMX-AA-029-SCFI-2001
Coliformes Fecales	NMP/100 ml	No detectable	Bolsa estéril de 100 ml	NMX-AA-042-1987
Fierro	mg/L	0.3	Envase de plástico de 500 ml. Preservación con HNO ₃ y hielo	NMX-AA-SCFI-2001 NOM-127-SSA1-1994

Debido a que la NOM-015 no toma en cuenta ningún tipo de metal, se consideró necesario revisar la NOM-127-SSA1-1994 “Agua para uso y consumo humano-límites permisibles de calidad”. Esta norma especifica los límites permisibles para el Fe, del cual existen altas probabilidades de que el agua de escurrimiento lo contenga.

En cuanto al equipo para el muestreo, se utilizó el siguiente: un potenciómetro para medir el pH, la conductividad eléctrica (CE) y la temperatura (T) de cada muestra, un vaso de precipitado, un embudo, una cubeta de plástico, tres envases de plástico con capacidad de 500 ml, dos frascos de vidrio de 1000 ml y una bolsa estéril de 100 ml para el análisis de coliformes fecales. Asimismo, se utilizó una hielera grande, hielo y H₂SO₄ para la preservación (Figura 4.5), éste último utilizado sólo en el caso de la muestra de *Grasas y Aceites*, tal y como se especifica en la tabla anterior.



Figura 4.5. Equipo utilizado para el muestreo de agua subterránea (pozo San Luis 9) y de escurrimiento.

La colecta de muestras se realizó de la siguiente manera:

→ Para la muestra de agua proveniente del pozo San Luis 9.

1. Con ayuda de una cubeta se tomó el agua directamente de la llave del pozo. Después de esto, se pasó un poco de ella al vaso de precipitados para medir pH, T y CE con el electrodo correspondiente (Figura 4.6). Es importante mencionar que todos los materiales para la captación y almacenaje de las muestras fueron previamente enjuagados con agua proveniente del mismo pozo para no afectar los resultados del estudio.



a)



b)

Figura 4.6. *a)* Toma de agua directamente de la llave del pozo; *b)* Medición de pH, K y T° de la muestra de agua vertida en el vaso de precipitados con ayuda del electrodo.

2. El resto del agua se vertió, mediante un embudo, en los envases de 500 ml; luego se taparon y sellaron con cinta teflón. Posteriormente, cada muestra se etiquetó con los datos de identificación de la muestra, fecha, hora y se especificó el parámetro a analizar. Además de esto, fue indispensable llenar las cadenas de custodia correspondientes a cada muestra. Al finalizar, todas las muestras se colocaron en la hielera hasta que fueron llevadas al laboratorio para el análisis.
3. Para el caso de grasas y aceites, se vertió agua del pozo directamente en el frasco de vidrio con ayuda de un vaso de precipitado previamente enjuagado y el embudo de plástico, posteriormente se colocaron unas gotas de H_2SO_4 dentro de la muestra y se midió nuevamente con el electrodo el pH, con el fin de llegar a un valor menor que dos. Una vez hecho esto, se selló y se preservó con hielo.

→ Para las muestras de agua provenientes de los escurrimientos pluviales.

1. La fuente de agua que se consideró para esta prueba fue la del escurrimiento pluvial de una tormenta que acababa de suceder. Como se especificó anteriormente, se tomó como canaleta a una tubería de concreto subterránea perteneciente a un antiguo pozo que se encuentra dentro del Deportivo San Luis y que conecta con la calle de Acueducto, por lo que se tomó agua directamente de la desembocadura donde el agua fluía hacia la fosa formada a partir del azolvamiento del mismo pozo (Figura 4.7).

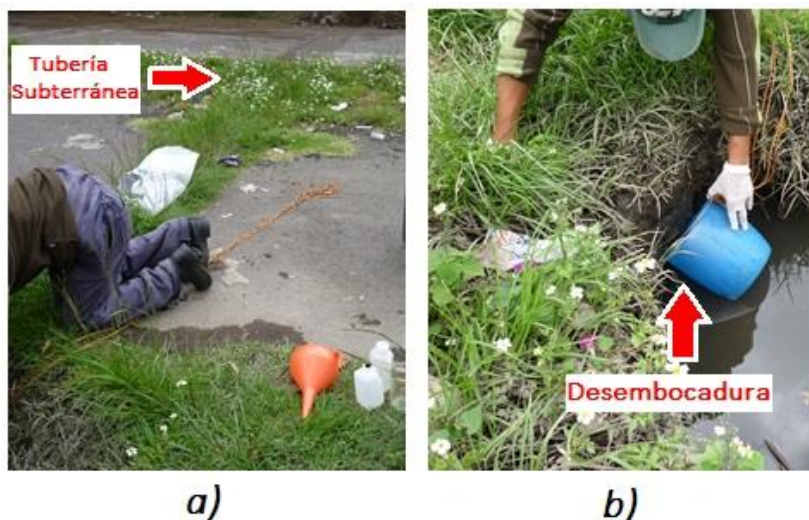


Figura 4.7. Muestreo del agua de escurrimiento; a) Tubería de concreto subterránea, la cual se tomó como canaleta, b) Toma de muestra del agua que fluye por la tubería y que desemboca en la fosa donde se encuentra la boca del antiguo pozo, actualmente inhabilitado.

2. Se hizo el mismo procedimiento que para el agua de pozo y se ocuparon otros tres envases de plástico y un frasco de vidrio para almacenar las muestras (Figura 4.8). De igual forma, se utilizó el potenciómetro para la toma de la CE, T y pH de cada una; se sellaron, se etiquetó, se especificó qué tipo de análisis se harían y se preservaron en hielo.

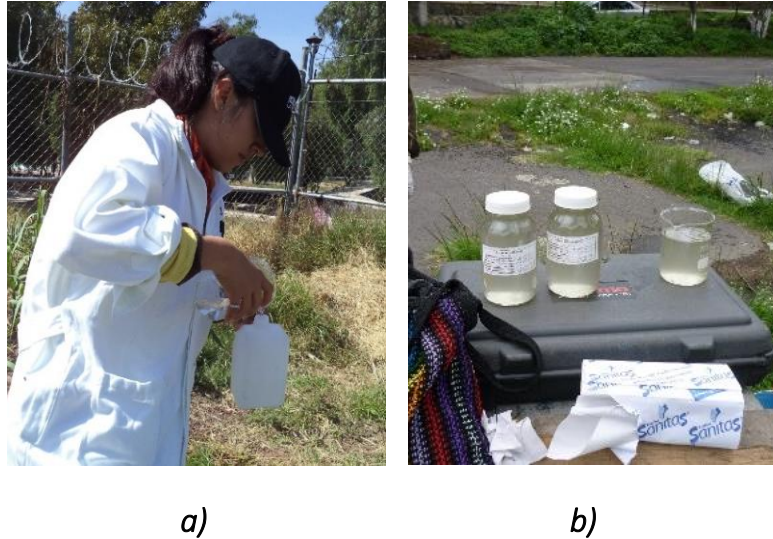


Figura 4.8. Muestreo de agua de escurrimiento; a) Vertiendo agua en el envase de plástico para luego sellarla. b) Colocación de etiquetas en los envases para su posterior preservación en hielo.

4.2 Estudios en Laboratorio

Se realizaron pruebas en laboratorio para complementar el trabajo realizado en campo. Estas pruebas incluyen: análisis macroscópico de las muestras obtenidas del sondeo mecánico para la obtención de un perfil litológico y un análisis petrográfico de tres muestras de suelo obtenidas del mismo sondeo.

4.2.1 Análisis macroscópico

El análisis macroscópico de las muestras de suelo obtenidas del sondeo mecánico consistió en observar las muestras y clasificarlas de acuerdo al tipo de roca y tamaño de la partícula. Esto se realizó en el laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería de la UNAM en

octubre de 2013 y su objetivo fue obtener una columna litológica que muestre el subsuelo en los primeros 30 metros de profundidad.

De esta forma, se observaron 11 muestras previamente ordenadas de acuerdo con su profundidad y se colocaron en charolas para su fácil manipulación. A dichas muestras se les asignó las siguientes claves de identificación: M-1, M-2, M-3, M-4, M-5, M-6, M-7, M-8, M-9, M-10 y M-11 (Figura 4.9).



Figura 4.9. Muestras de suelo recaudadas del sondeo mecánico

Una vez clasificadas las muestras se realizó una columna litológica con ayuda de AutoCAD 2014 que exhibiera los componentes del subsuelo de la zona.

4.2.2 Análisis petrográfico

De las muestras de suelo obtenidas en el sondeo mecánico se mandaron a elaborar tres láminas delgadas representativas al laboratorio de petrografía y minerografía de la empresa *Petroanálisis S.A. de C.V.*, para posteriormente realizar un análisis petrográfico y determinar la mineralogía de las rocas del subsuelo. El objetivo fue identificar minerales que pudieran tener una mayor influencia en el desarrollo de colmatación química del pozo. Cabe señalar que para que las muestras presentaran la mínima alteración externa posible, éstas fueron seleccionadas antes del análisis macroscópico, sin embargo se respetaron las claves de identificación. Las muestras elegidas fueron la M-3, la M7 y la M-10 (Figura 4.10. a).

El estudio se llevó a cabo en el laboratorio de petrografía de la Facultad de Ingeniería de la UNAM con ayuda de un microscopio petrográfico de la marca *Carl Zeiss*, modelo *K-7 Po* (Figura 4.10, *b*).

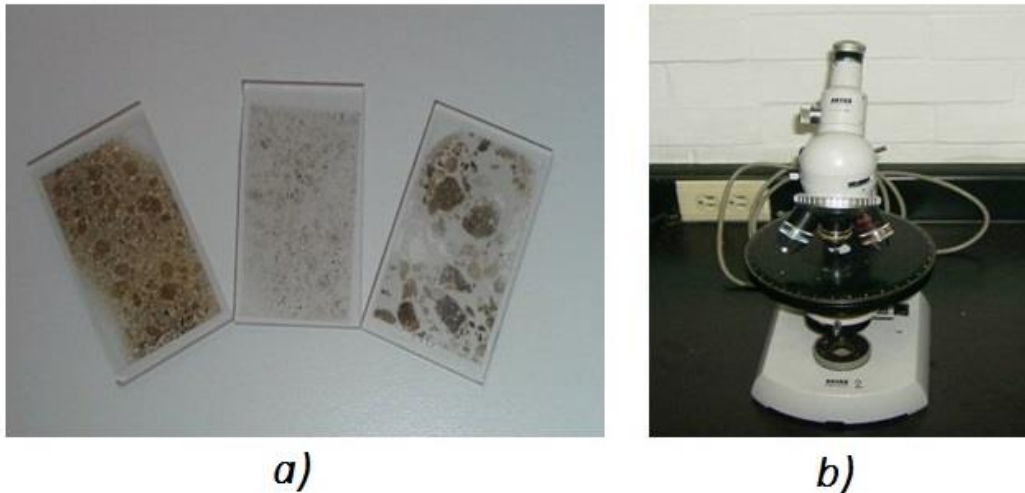


Figura 4.10. *a)* Láminas delgadas utilizadas para el estudio petrográfico; *b)* Microscopio petrográfico Carl Zeiss, modelo K-7 Po usado en el estudio petrográfico.

La metodología que se llevó a cabo fue la siguiente:

1. Se realizó una descripción macroscópica de cada muestra antes de ser enviadas al laboratorio para la realización de las láminas delgadas. Esto se hizo con el fin de obtener datos que puedan ser correlacionados con los resultados del análisis microscópico.
2. Posteriormente se pasó a la realización de la descripción a nivel microscópico. La técnica de petrografía que se utilizó fue aplicando luz transmitida en el microscopio óptico antes mencionado, la cual consiste en el análisis microscópico de cada una de las láminas delgadas para de esta forma lograr identificar los minerales translúcidos presentes y de acuerdo a sus características texturales y de proporción, clasificar el material pétreo. La descripción se hizo utilizando luz paralela y nicols cruzados en los lentes ópticos 2.5x, 10x y 40x
3. Se identificó la mineralogía presente en la muestra así como sus características texturales.
4. Finalmente, con la información recaudada se procedió a clasificar la roca de acuerdo a su origen, pudiendo ser ígneo, sedimentario o metamórfico.

Es importante mencionar que la clasificación final de las rocas fue con base en los siguientes aspectos:

- Para rocas ígneas, se siguieron las recomendaciones dadas por la Subcomisión para la Clasificación Sistemática de las Rocas Ígneas de la IUGS, *Unión Internacional de Geociencias* (Le Maitre, et al., 2002).
- Como en este trabajo sólo se trabajó con rocas de origen ígneo, no fue necesario seguir ningún protocolo de clasificación para rocas sedimentarias ni metamórficas.

Cabe mencionar que para facilitar la descripción microscópica de cada muestra, se pidió tomar fotomicrografías de cada lámina delgada al mismo laboratorio, las cuales serán presentadas en el siguiente capítulo junto con la descripción y clasificación final.

4.3 Estudios de gabinete

Estos estudios comprenden la interpretación de información obtenida a partir de perfiles litológicos para desarrollar una red de flujo de la zona de estudio y el desarrollo de una tormenta de diseño para calcular el gasto que se captará en el sistema de recarga artificial.

4.3.1 Red de flujo

Una red de flujo, es la representación gráfica del movimiento del agua subterránea y es la solución gráfica de la ecuación general de flujo. Asimismo, para su construcción, se establecen las siguientes suposiciones (Freeze y Cherry, 1979):

- El acuífero es homogéneo
- El acuífero es totalmente saturado
- El acuífero es isótropo (en función de la conductividad hidráulica)

De esta manera, con el fin de conocer las direcciones preferenciales del flujo subterráneo en la zona de estudio, se realizó una red de flujo local que abarcara un área de un kilómetro a la redonda tomando como punto central el Deportivo San Luis. De esta forma, se analizó la información más reciente disponible correspondiente al año 2009 para crear la red de flujo de ocho pozos dentro del área de influencia, así como la información histórica del año 1993 al 2003 de algunos pozos (única información disponible) para observar la variación existente con respecto a los valores de niveles estáticos en ese periodo de tiempo (SACMEX, 2015).

Los programas utilizados para este trabajo fueron *GOOGLE EARTH*, *EXCEL 2013*, *ARCGIS* y *SURFER 10*. La metodología que se siguió se describe a continuación:

1. De la información obtenida, se eligieron los pozos que estaban dentro del radio de ampliación y se georreferenciaron en Google Earth (Figura 4.11). En total se seleccionaron ocho pozos.

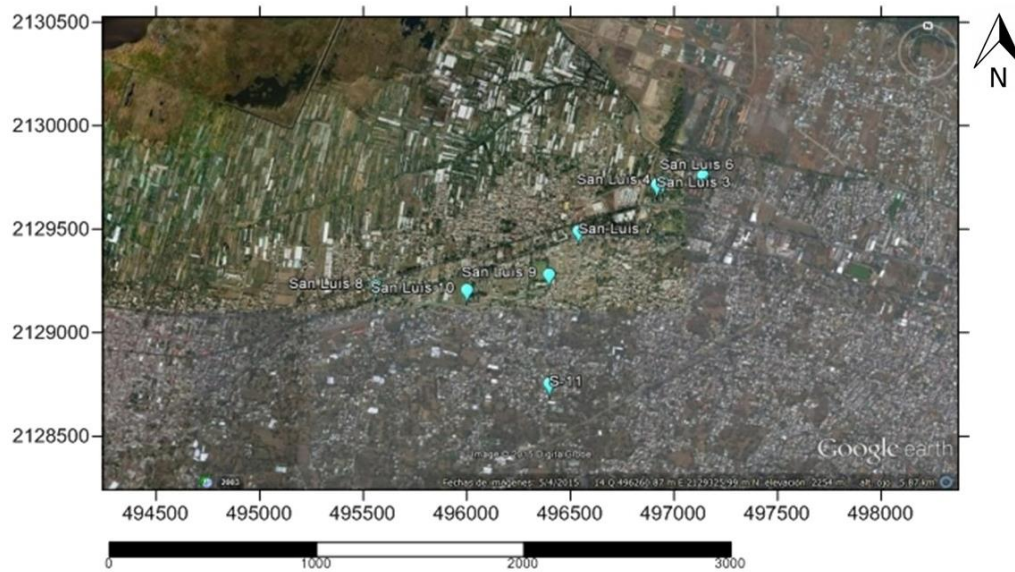


Figura 4.11. Pozos georreferenciados seleccionados para la red de flujo. Escala en metros. Imagen satelital tomada desde Google Earth, agosto 2014.

2. Se elaboró una tabla en donde se especificaron las coordenadas en UTM de cada pozo, su nivel estático [*NE*], su elevación topográfica [*z*] y su diferencia de potencial o carga hidráulica [*h*] (Tabla 4.2). La elevación topográfica de los brocales se obtuvo de la misma información de los pozos (SACMEX, 2015) y se corroboraron con ayuda de un Modelo Digital de Elevación (DEM, por sus siglas en inglés) generado en ARCGIS con un archivo tipo raster obtenido a partir del Continuo Nacional de Elevaciones Mexicanas de INEGI. Asimismo, la carga hidráulica [*h*] se obtuvo con la siguiente fórmula:

$$h = z - NE$$

Donde:

h = Carga hidráulica o diferencia de potencial

z = Componente de posición o elevación topográfica

NE = Profundidad del nivel estático

Tabla 4.2. Datos empleados para la red de flujo local correspondientes al año 2009.

Pozo	x	y	z (m)	NE (m)	h (m)
San Luis 3	496873	2129603	2243	36	2207
San Luis 4	496902	2129617	2240	36	2204
San Luis 6	497100	2129649	2242	34	2208
San Luis 7	496489	2129361	2249	44	2205
San Luis 8	495506	2129080	2249	42	2207
San Luis 9	496345	2129138	2253	43	2210
San Luis 10	495948	2129059	2249	45	2204
S-11	496345	2128591	2259	46	2213

Se guardó la tabla en formato *x/xs* para posteriormente usarla en el programa SURFER 10 y crear la red de flujo. Para lograr esto primero se cargaron los datos de la tabla anterior y se crea un archivo *GRD* georreferenciado. Posteriormente con la opción *New Contour Map* se crea una interpolación de éste último archivo para Finalmente con la opción *New Grid Vector Map* crear los vectores que simulan la dirección del flujo subterráneo.

La información histórica del periodo 1993 al 2009 se muestra en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3. Información histórica del nivel estático (en metros) durante el periodo de tiempo 1993-2009 para los pozos San Luis 6, 7, 8, 9, 10 y S-11 (SACMEX, 2015).

Año	Pozos					
	San Luis 6	San Luis 7	San Luis 8	San Luis 9	San Luis 10	S-11
1993	2215	2211	2211	2211	2209	2211
1994	2212	2209	2211	2209	2209	2212
1995	2210	2209	2211	2209	2208	2209
1996	2210	2208	2209	2208	2205	2205
1997	2210	2208	2209	2208	2199	2200
1998	2210	2208	2208	2207	2207	2199
1999	2210	2208	2208	2208	2206	2200
2000	2209	2208	2208	2208	2206	2201
2001	2209	2207	2208	2206	2207	2202
2002	2209	2207	2207	2205	2205	2204
2003	2209	2206	2207	2206	2205	2207
2004	2209	2206	2207	2206	2205	2207
2005	2208	2206	2207	2206	2206	2208
2006	2209	2206	2207	2207	2205	2209
2007	2208	2205	2207	2206	2205	2211
2008	2208	2205	2207	2205	2204	2212
2009	2208	2205	2207	2204	2204	2213

4.3.2 Tormenta de diseño

Para determinar el volumen de agua máximo que se esperaría de una tormenta en un día, se realizaron una serie de cálculos matemáticos y se utilizaron programas como *EXCEL* para manejar los datos de precipitación publicados por CONAGUA a través del Servicio Meteorológico Nacional (SMN); un simulador de flujos de agua de cuencas hidrográficas denominado *SIATL versión 2.2* por parte del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) y un programa para efectuar ajustes de funciones de probabilidad llamado *AX*.

El procedimiento que se llevó a cabo se describe a continuación:

Primero se obtuvieron los valores de precipitación máxima en 24 horas y de precipitación anual, ambos en milímetros, registrados en la Estación Meteorológica *Tláhuac-9051* del año 1997 al 2012 (CONAGUA, 2015). Se eligió esta estación por ser la más cercana (actualmente activa) al área de estudio (aproximadamente tres kilómetros). Debido a esto, se considera que el área de influencia abarca hasta donde se localiza el predio (Figura 4.12), pudiéndose tomar el valor de su variable climática como el mismo.

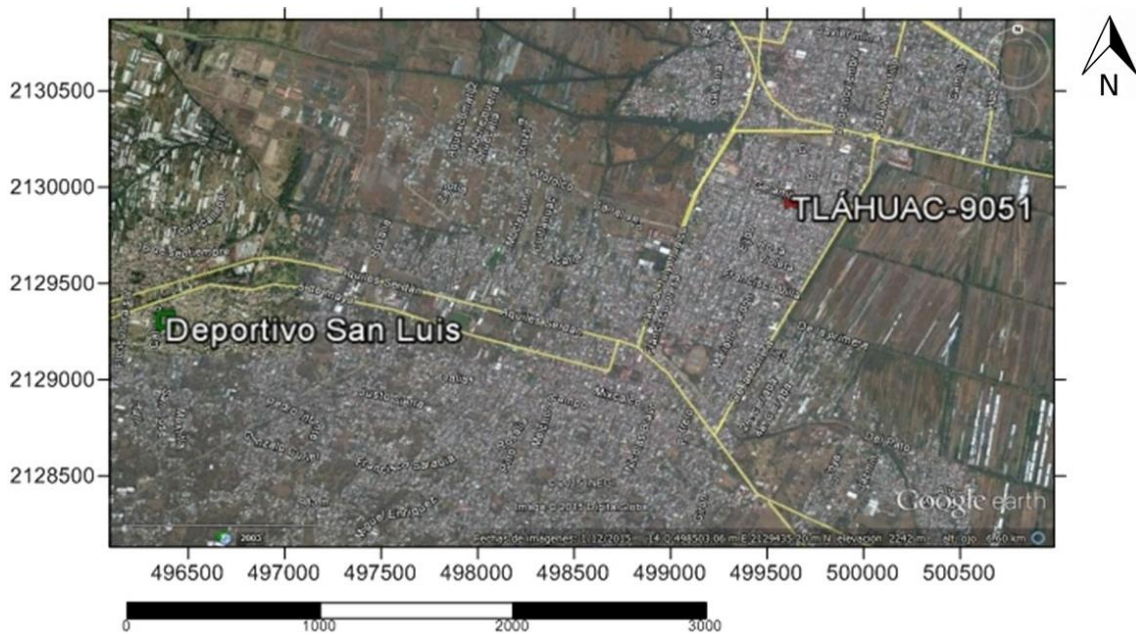


Figura 4.12. Ubicación de la estación meteorológica *Tláhuac-9051*. Escala en metros. Imagen satelital tomada desde Google Earth, agosto 2011.

Todos los datos fueron manejados a través de hojas de cálculo obteniéndose las siguientes tablas:

Tabla 4.3. Valores de precipitación máxima en 24 horas por mes (en mm) del año 1997 al 2012, así como el máximo valor de lluvia por año, registrados en la estación meteorológica Tláhuac-9051. Datos tomados de CONAGUA, 2015 en conjunto con los Boletines Hidrológicos del número 53 al 63 de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México.

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MÁX. VALOR
1997	0	15.5	19	0	38	19	18	27	26.5	18	0	0	38
1998	0	0	0	0	0	0	25.5	30	28.5	10.5	0	0	30
1999	0	0	0	0	0	5	4	30.5	16	3	0	0	30.5
2000	0	0	0	0	0	0	13	20	33	36	0	0	36
2001	0	0	0	0	20	30	36	18	0	0	0	0	36
2002	12	18	0	0	23	0	17	19	26	3	0	0	26
2003	0	0	26	0	28	33	27	28	37	39	13	0	39
2004	0	0	0.6	4.3	21	10.5	24.5	18.5	33.4	10.1	1.7	0	33.4
2005	2	3.1	1.1	23	6.5	25.5	20	22	12	16	2	0	25.5
2006	0	0	10	12	20	28	30	43	26	28	8.5	0	43
2007	4	12.5	10	10.5	10	16	63.5	28	29	7.5	0	0	63.5
2008	0	2	4	14	5	22.5	22	21	13	0	0	0	22.5
2009	8	0	4	0	17.3	24.5	48.5	32	36	17	0	0	48.5
2010	17.5	35	4	7.5	5.5	12.5	18.5	20	20	0	0	0	35
2011	0	0	0	20		55.6	25	44.5	21	24.7	3.5	0	55.6
2012	0	30	0	7	13	20.5	36	23	15	2	0	0	36

Tabla 4.4. Valores de precipitación anual (en mm) desde 1997 hasta 2012 registrados en la estación meteorológica Tláhuac-9051. Datos tomados de CONAGUA, 2015 en conjunto con los Boletines Hidrológicos del número 53 al 63 de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México.

Año	Precipitación Anual (mm)
1997	475
1998	274
1999	152.5
2000	288.5
2001	220
2002	282.5
2003	476
2004	554
2005	438.1
2006	790.5
2007	713.8
2008	405.8
2009	614.3
2010	433.8
2011	648.5
2012	485.7

Como se puede observar en la Tabla 4.4, algunos valores de precipitación anual son un tanto incongruentes, por ejemplo, en el año 2001 se tiene una precipitación anual de 220 mm. Esto se debe a que en ese año no hubo registro de precipitación en algunos meses lluviosos por parte de la estación meteorológica, lo que modifica de manera importante la precipitación anual. Por esta razón, para este análisis sólo se tomaron en cuenta los datos más allegados a un acumulado anual real. De esta manera, los años considerados para la media de precipitación anual fueron la de los años 2006, 2007, 2009 y 2011.

Este valor se utilizó como parámetro para calcular el coeficiente de escurrimiento (C_e) en la zona de estudio. Para ello, se siguió la metodología especificada en la NOM-011-CONAGUA-2000, en la cual se muestra la siguiente fórmula para determinarlo:

$$C_e = K \frac{(P - 250)}{2000} + \frac{(K - 0.15)}{1.5}$$

Donde:

C_e = Coeficiente de escurrimiento anual

K = Valor elegido con respecto al tipo y uso de suelo, con base a los propuestos por la NOM-011-CONAGUA-2000.

P = Precipitación anual en mm

Posteriormente se determinó el volumen escurrido (V_e) con la siguiente fórmula (SAGARPA, 2012):

$$V_e = C_e * h_{24} * A$$

Donde:

V = volumen escurrido, en m^3

C_e = Coeficiente de escurrimiento anual

h_{24} = Precipitación máxima en 24 horas

A = Área total de la cuenca

Para calcular el parámetro h_{24} se analizaron los valores de precipitación máximos ocurridos en un día registrados en la estación Tláhuac-9051 desde el año 1997 hasta el 2012. Esto se hizo con ayuda del programa AX el cual arroja un valor de h_{24} de acuerdo a un periodo de retorno (T_r). El periodo de retorno se define como el intervalo de recurrencia (T_r), al lapso promedio en años entre la ocurrencia de un evento igual o mayor a una magnitud dada; es uno de los parámetros más significativos a ser tomado en cuenta en el momento de dimensionar una obra hidráulica (SAGARPA, 2012). Para este proyecto se consideró que el periodo de retorno debe ser de cinco años, puesto que la vida útil de un pozo de infiltración con el mantenimiento adecuado, puede ser de hasta 20 años por lo que un $T_r = 5$ es un lapso razonable.

La metodología que utiliza este programa se basa en el análisis de datos de precipitación (en mm) para luego, de acuerdo a una función de probabilidad, arrojar un periodo de retorno para los valores dados. Para esto sigue la siguiente metodología:

1. Realiza un análisis global de todas las funciones de probabilidad que el programa contempla, para el paquete de datos seleccionado y presenta una tabla con un resumen

de errores estándar, con lo que se tiene una idea de cuáles serán las funciones que mejor se ajustan a la muestra de datos.

Para lograr esto, el programa realiza una prueba de bondad de ajuste propuesta por Kite (1988), la cual permite seleccionar la mejor opción, entre diferentes modelos de competencia, para el ajuste de una muestra de datos Q_j^i para $i = 1, 2, \dots, n_j$, de un sitio j . Este estadístico es conocido como el error estándar de ajuste y tiene la forma (Escalante y Reyes, 2008):

$$EE = \left(\frac{\sum_{i=1}^{n_j} (Q_T^j - Q_j^i)^2}{n_j - mp} \right)^{1/2}$$

Donde:

Q_T^j = Son los eventos Q_i^j ordenados de mayor a menor con un periodo de retorno asignado $T = \frac{n_j+1}{m}$ y una probabilidad de no excedencia $P = 1 - \frac{1}{T}$.

n_j = Longitud en años del registrado analizado.

m = Número de años del registro analizado.

$m = 1$ Para el evento más grande.

$m = n_j$ Para el evento más chico.

Q_T^j = Eventos estimados por cierta distribución de probabilidad para cada periodo de retorno T asignado a la muestra ordenada Q_i^j .

mp = Número de parámetros de la distribución ajustada.

En este caso, de acuerdo con los valores máximos de precipitación que se presentaron en un día, mostrados en la Tabla 4.3, la función que mejor se ajusta es *Doble Gumbel*. Lo anterior es debido a que en el paquete de datos se pueden distinguir básicamente dos poblaciones distintas, por lo que el error estándar al utilizar esta función es menor comparado con los ajustes de otras funciones de probabilidad. Esto se puede traducir a que han sucedido tormentas muy grandes fuera de lo ordinario registradas en los últimos 15 años. En la Tabla 4.4, se puede observar que en los años 2007, 2009 y 2010 sucedieron precipitaciones con valores más grandes que los registrados en el resto de los años. Es por eso que la función Doble Gumbel es la que puede arrojar un mejor ajuste probabilístico con el mínimo error. La fórmula de esta función es la siguiente (Escalante y Reyes, 2008):

$$F(x) = pe^{-e^{\left(\frac{x-v_1}{\alpha_1}\right)}} + (1-p)e^{-e^{\left(\frac{x-v_2}{\alpha_2}\right)}}$$

para $X > 0$ $\alpha_i > 0$, $0 < p < 1$

Donde:

v_1 = parámetro de ubicación de la primera población

α_1 = parámetro de escala de la primera población

v_2 = parámetro de ubicación de la segunda población

α_2 = parámetro de escala de la segunda población

p = parámetro de asociación

2. Finalmente se lleva a cabo el ajuste y el programa arroja los valores de precipitación máximos que pueden ocurrir en 24 horas para los periodos de retorno $T_r = 2$, $T_r = 5$, $T_r = 10$, $T_r = 20$, $T_r = 50$, $T_r = 100$, $T_r = 200$ y $T_r = 500$ años. Como se mencionó anteriormente, para este proyecto se eligió un periodo de retorno de cinco años, por lo que el valor para h_{24} fue igual al valor de T_{r5} años.

Para obtener el valor del área (A), se especifica un área de influencia para la zona de estudio, la cual fue obtenida con ayuda del simulador de flujos SIATL y de un caminamiento realizado en los alrededores de la región. Los pasos llevados a cabo se describen a continuación:

1. Se especificó la zona (en azul) en donde existe una influencia de corrientes aguas arriba, desde donde éstas empiezan a escurrir (punto A) hasta donde la mayoría se intersectan formando un flujo principal (marcado de rojo y flechas verdes) el cual desemboca en el otro extremo de la cuenca (punto B). Esta delimitación la realiza el mismo simulador con la función "Visualizar flujos corrientes arriba" (Figura 4.13).



Figura 4.13. Delimitación de la cuenca donde se forma un flujo principal (en rojo) a partir de la influencia de corrientes aguas arriba.

2. Se realizó un caminamiento en campo aguas arriba o en dirección al cerro, con el fin de observar las calles que pudieran encausar un flujo importante de agua desde donde ésta empieza a escurrir hasta el predio, cuando ocurre una precipitación. En el siguiente mapa se observa la desembocadura de los flujos de agua principales que afectan a las calles Acueducto y Calvario, saturando de agua pluvial especialmente a Acueducto-Este provocando inundaciones en esta zona.

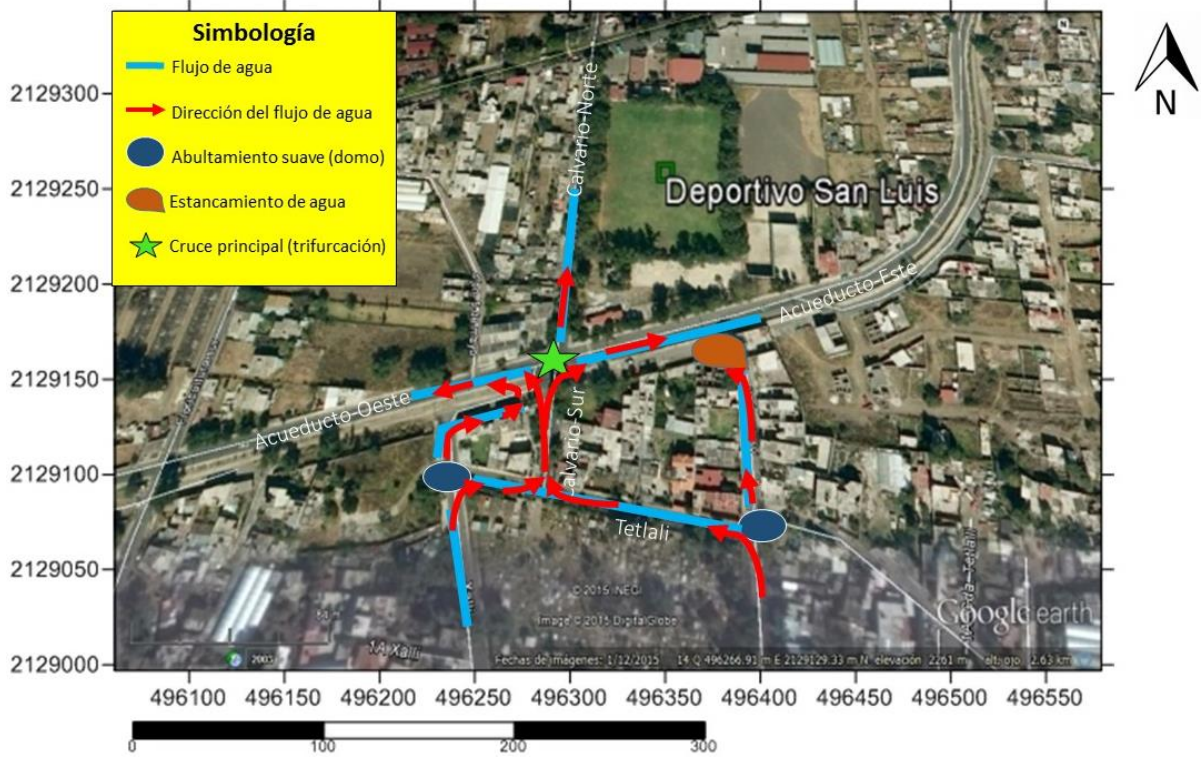


Figura 4.14. Mapa que muestra la dirección de flujos principales que escurren por la calle Calvario-Sur y calles aledañas. Escala en metros. Imagen satelital tomada desde Google Earth, enero 2015.

Se observó que en algunos cruces de calles, se levantan algunos domos o abultamientos suaves que provocan que parte del flujo de agua que escurre por ellas cambie un poco su dirección, como es el caso de las calles Xalli y Xochitepetl, y específicamente al costado izquierdo de la calle Calvario a la altura del borde del acueducto que pasa por debajo de la calle (de ahí su nombre). Se puede apreciar también, un estancamiento al final de la calle de Xochitepetl, ya que a pesar de que escurre un flujo de agua por ella, al llegar a Acueducto-Este se topa con el borde del acueducto y no lo deja pasar, además de que esa zona no se encuentra pavimentada y la probabilidad de que exista infiltración aumenta (Figura 4.15). Por lo anterior, ese flujo de agua no se tomó en cuenta para el cálculo del gasto que se captará en el sistema de recarga artificial.



Figura 4.15. Caminamiento; a) Calle en donde se presenta un abultamiento suave generando que el flujo de agua que escurre sobre ellas (en azul), cambie un poco su dirección; b) zona no pavimentada en donde se genera un estancamiento de agua.

En el caso de la calle Xalli, se observó que el escurrimiento que llega a pasar el primer domo (ubicado en el cruce de Xalli-Tetlali) se dirige a la calle de Acueducto-Oeste debido al pequeño domo que está a un lado del borde del acueducto sobre la calle Calvario, no afectando el flujo de agua que se encamina a Acueducto-Este (Figura 4.14); por lo tanto este caudal tampoco se tomó en cuenta. El resto de los flujos desembocan al final de la calle Calvario-Sur y cuando ésta cruza con Acueducto, los caudales se dividen en 3 direcciones debido principalmente a la pronunciación de las pendientes de Acueducto-Este, Acueducto-Oeste y Calvario-Norte, formando una trifurcación (Figura 4.16)

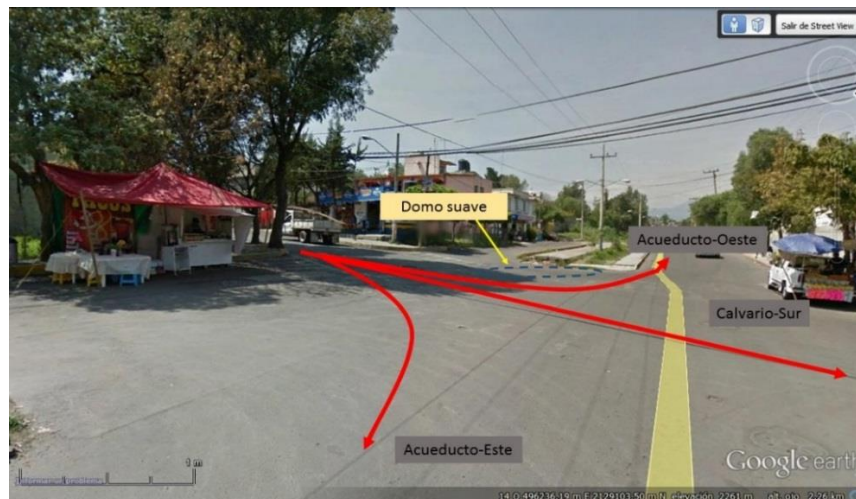


Figura 4.16. Trifurcación entre Acueducto-Este, Acueducto-Oeste y Calvario Norte. En rojo se muestran las direcciones que toma el flujo que escurre por Calvario-Sur. En amarillo, el domo suave que hace que el flujo de agua que escurre por Xalli no afecte a Acueducto-Este.

1. Una vez ubicadas las direcciones de los flujos de agua que afectan el problema de inundación en la calle Acueducto-Este y que desembocan por Calvario-Sur, se situaron los límites del área de influencia de escurrimiento de flujos importantes de agua para la zona de estudio. Para ello, se basó primero en las direcciones de flujo mostradas en el SIATL para después relacionarlas con el caminamiento realizado (Figura 4.17 a)). Finalmente, con apoyo de una herramienta de medición manejada dentro del mismo simulador, se determinó el área de la misma, la cual resultó de un valor de 0.10 km^2 equivalente a $108,825 \text{ m}^2$ y se ubicó el Deportivo San Luis (Figura 4.17, b)).

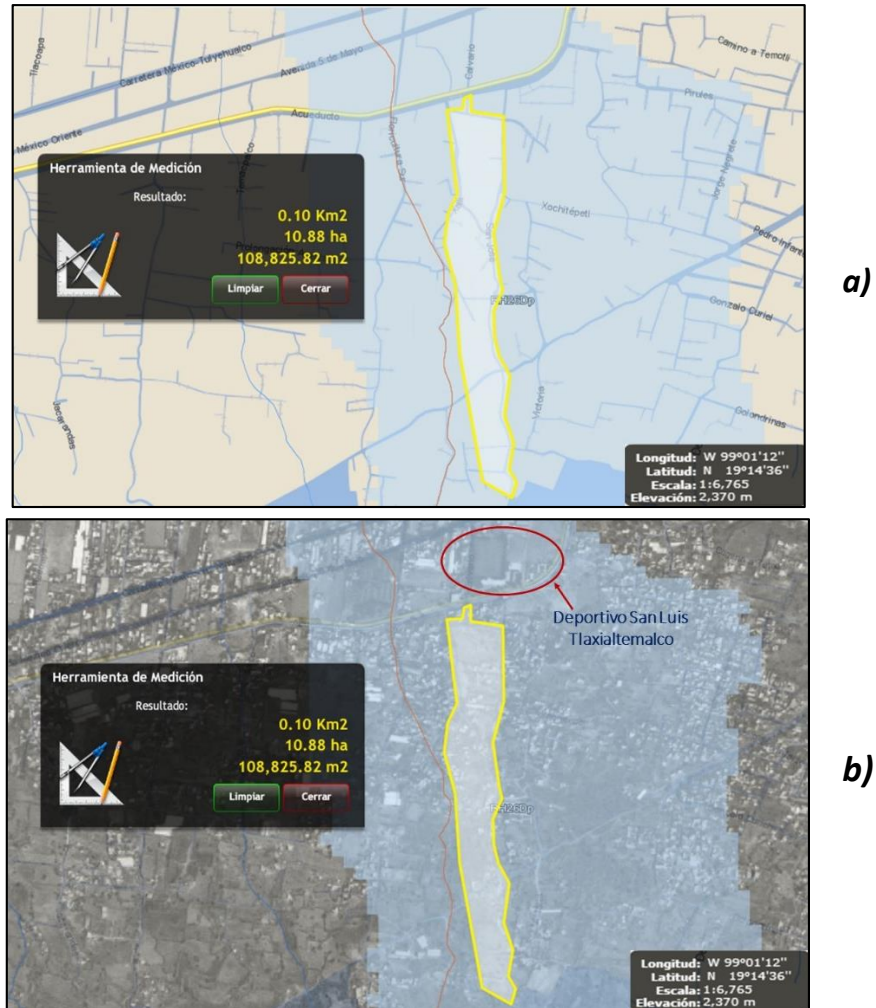


Figura 4.17. Determinación del área de la subcuenca delimitada en amarillo como superficie de influencia de escurrimiento para la zona de estudio. a) Imagen en modo *Global MODIS NASA* en donde se pueden observar los flujos de agua que escurren en la zona (líneas azules) y el flujo principal (línea roja y flechas verdes); b) Imagen en modo *ortofoto* en donde se puede visualizar el Deportivo San Luis Tlaxialtemalco (SIATL versión 2.2, INEGI).

Una vez calculado el volumen escurrido en periodo de 24 horas, se determinó el caudal máximo (Q_{max}) que se esperaría en el mismo periodo. Para lograr esto, se consideró que en la Ciudad de México una lluvia dura aproximadamente una hora; sin embargo, desde que la lluvia empieza, tarda aproximadamente unos 15 minutos en alcanzar su punto máximo, de ahí se mantiene lloviendo en la misma intensidad durante unos 45 minutos más y finalmente empieza a decrecer su intensidad drásticamente hasta dejar de llover completamente en un periodo extra de 15 minutos (Esteban-Calderón et al., 2012). Si se grafica esta teoría, se obtiene la siguiente figura:

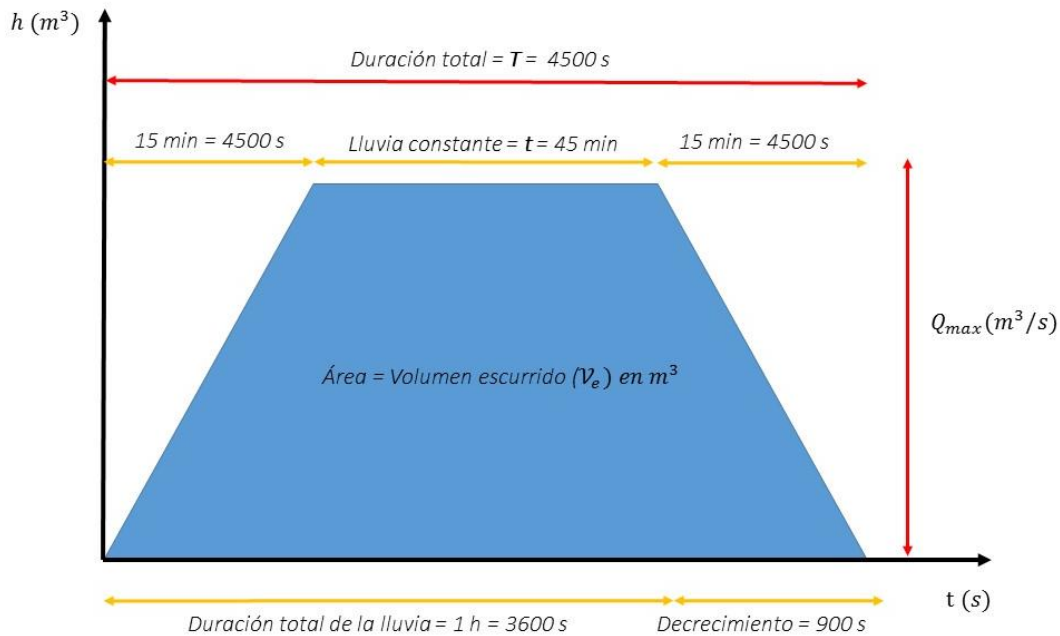


Figura 4.18. Gráfica del comportamiento de una precipitación en la Ciudad de México

El volumen escurrido (V_e) equivaldría al área total del trapecio formado por el comportamiento de una precipitación, y el gasto máximo (Q_{max}) sería la variable que se está buscando. Para determinarla, se consideró la fórmula del área del trapecio:

$$A = (b + B) * \left(\frac{h}{2}\right) \quad (\text{ecu. 1})$$

Donde:

A = Área del trapecio = volumen escurrido (\mathcal{V}_e)

b = base menor = t (lluvia constante) = 2700 s

B = base mayor = T (duración total de la lluvia + tiempo de decrecimiento) = 4500 s

h = altura del trapecio = Q_{max}

Despejando la variable h , de la (ecu. 1) se obtiene la siguiente expresión:

$$h = \frac{2A}{b + B} \quad (\text{ecu. 2})$$

Sustituyendo en la (ecu. 2) los parámetros hidráulicos para el cálculo del gasto se obtiene:

$$Q_{max}(m^3/s) = \frac{2\mathcal{V}_e}{t + T}$$

Es importante observar que este valor equivale al volumen de agua que escurre en el área que se delimitó como superficie de influencia y que tiene su desembocadura en la calle Calvario-Sur. Sin embargo, como se muestra en la Figura 4.16, existe una trifurcación en el cruce principal entre Calvario y Acueducto que provoca que el gasto se divida en tres partes: una cantidad se dirige hacia la calle de Acueducto-Este (que sería el lugar en donde se instalaría el sistema de captación de agua para el sistema de recarga), otra muy importante sigue circulando sobre Calvario-Norte y una mínima parte escurre también por la calle Acueducto pero en dirección oeste.

Por lo anterior, se desarrolló una metodología que estimara el gasto que escurre en cada una de las calles y obtener así el volumen que se captará sobre la calle Acueducto-Este. Para ello se realizó un estudio topográfico de las calles para determinar la pendiente de cada una y así calcular una relación pendiente-gasto que permitiera definir estos valores.

La topografía se levantó con el equipo topográfico Estación Total Laser Modelo NTS362RL con el apoyo del equipo de topógrafos del proyecto de Xochimilco. El trayecto medurado se observa en la Figura 4.23 y los resultados fueron plasmados en dos secciones longitudinales.

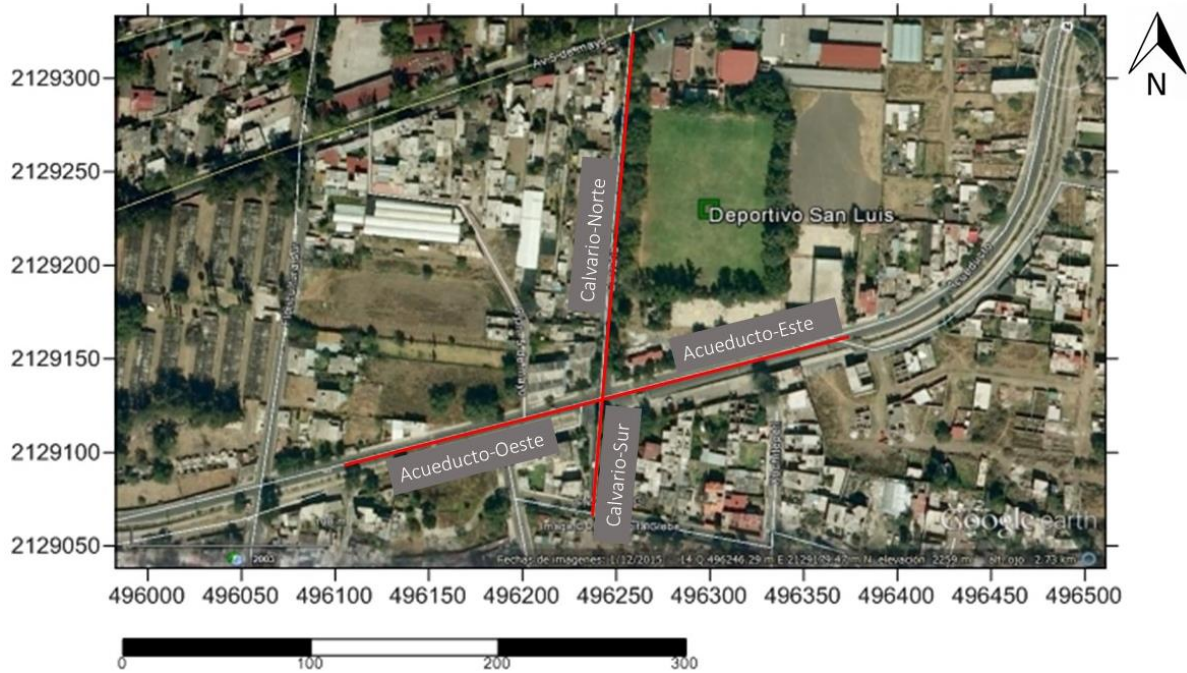


Figura 4.23. Trayecto topográfico considerado para la determinación de las pendientes de las calles. Imagen satelital tomada desde Google Earth, enero, 2015.

Debido a que en el cruce entre Calvario y Acueducto, las direcciones de flujo se trifurcan, y además se observó con la topografía realizada que la sumatoria de las pendientes de estas tres direcciones es casi igual a la pendiente que posee Calvario-Sur, se supuso que el volumen total de agua calculado en el gasto anterior escurre por esta calle con su determinada pendiente y que al llegar al punto de trifurcación, el volumen de agua se divide de acuerdo a las pendientes de Calvario-Norte, Acueducto-Este y Acueducto-Oeste. Por ello, se aplicó una regla de proporcionalidad en estas tres direcciones tomando en cuenta la pendiente de cada una de ellas y el gasto total que escurre por la pendiente de Calvario-Sur.

De esta manera, se obtuvo el gasto estimado que escurre por Acueducto-Este, el cual será el valor que se contemplará para el diseño del sistema de recarga artificial que tendrá su sistema de captación en esta calle.

4.3.3 Análisis hidrogeológico

En todo proyecto de ingeniería que incluya la explotación o recuperación de un acuífero siempre es necesario conocer las características hidrogeológicas de la zona a tratar para verificar si el comportamiento del sistema acuífero es benéfico para el proyecto y así resolver el problema que

se ha planteado; de lo contrario, es posible que su comportamiento sea contraproducente y empeore la situación inicial.

De esta forma, para evaluar la factibilidad de infiltrar agua en el subsuelo a través del sistema de recarga artificial y conocer si el acuífero aceptará el volumen de agua que se pretende infiltrar, se analizaron teóricamente los aspectos hidrogeológicos del sitio con la información disponible. Lo anterior es debido a que no se logró tener acceso a información necesaria para realizar los cálculos con información de estudios de campo tales como son pruebas de bombeo de los pozos aledaños a la zona de estudio, o información histórica acerca de los caudales de extracción de los mismos. Por lo tanto, se utilizaron valores especificados de acuerdo al tipo de roca existente en el subsuelo, encontrados en la literatura para obtener una solución analítica y conocer el nuevo nivel de abatimiento que surgirá a partir de la infiltración de agua pluvial.

Es importante aclarar, que cuando se inyecta agua a través de un pozo a un acuífero en profundidad, el comportamiento resultante sería como la imagen invertida del cono de abatimiento que puede ser causado por una extracción equivalente de agua subterránea; esto correspondería a la superficie del nivel freático y con base en ella se podría estimar el nivel de abatimiento del acuífero (Asano, 1985).

Las condiciones hidrogeológicas serán definidas con base en la información encontrada en la literatura acerca de la hidrogeología del acuífero de Xochimilco y a los resultados de las pruebas de campo para caracterizar el subsuelo de la zona de estudio, realizadas para este trabajo de tesis. Posteriormente y de acuerdo a eso, se definirá la fórmula analítica que se empleará para calcular el abatimiento.

5. Resultados y discusión

5.1 Pruebas de Infiltración

Los valores adquiridos durante las dos pruebas de infiltración fueron registrados en tablas para después analizarlos mediante gráficas y finalmente obtener una conclusión respecto a la capacidad de infiltración del suelo de la zona. Para ello, se utilizó la tabla de calificación de la velocidad de infiltración hecha por Mazurak, Kohnke y Bonnet (Anexo A, 1996).

Prueba de infiltración 1 (INF-1)

Se introdujeron seis litros de agua en el cilindro interno al inicio de la prueba, con ayuda de la regla se observó que el nivel era de nueve centímetros. Para el cilindro externo, sólo se procuró que el nivel de agua quedara a la misma altura que el del cilindro interno.

Cuando se comenzó a medir el tiempo, se notó que el agua descendía a una velocidad muy alta, por lo que se consideró que los intervalos de tiempo fueran de un minuto. Aun así, al minuto 13 el nivel de agua era ya de 4.8 cm, por lo que fue necesario añadir dos litros de agua más, aumentando el nivel a 7.7 cm. Lo mismo ocurrió al minuto 30 en donde el nivel había descendido hasta los tres centímetros y con los dos litros extra aumentó a 5.9 cm. Cabe mencionar que los intervalos de tiempo especificados al principio fueron respetados para toda la prueba.

Debido a que el nivel de agua seguía descendiendo de manera constante (aprox. 0.3 cm por minuto), se decidió dar por terminada la prueba al minuto 40, con el nivel descendido hasta los 3.2 cm. Posteriormente, se calculó la capacidad de infiltración promedio tomando en cuenta todas las lecturas registradas, obteniéndose un valor final de 18.15 cm/h.

Gráficamente, el comportamiento de la capacidad de infiltración es lineal, solamente sufre un cambio abrupto cuando se le agregan los dos litros de agua en las dos ocasiones antes mencionadas (Figura 5.1).

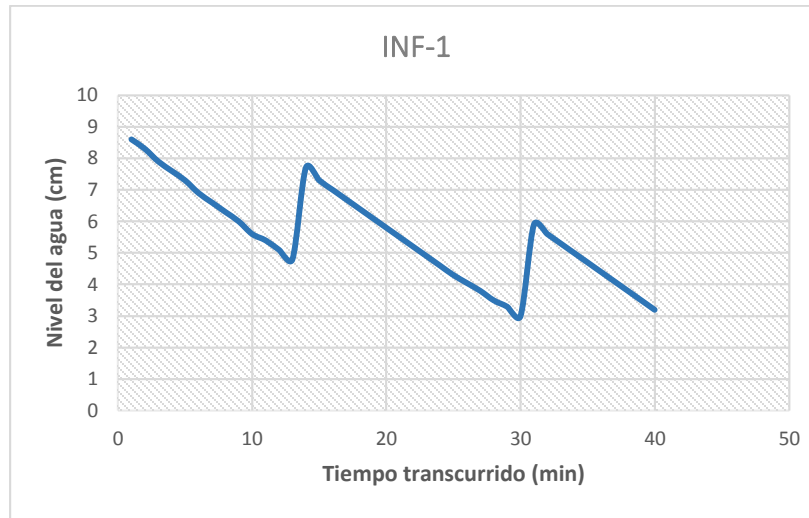


Figura 5.1. Comportamiento de la capacidad de infiltración de la prueba INF-1. El nivel de agua (en azul) desciende de forma lineal y constante.

Prueba de infiltración 2 (INF-2)

Para INF-2, al igual que para INF-1, se introdujeron 6 litros de agua al inicio de la prueba registrándose un nivel de 10.8 cm. De la misma forma, el nivel de agua del cilindro externo se niveló con el del interno.

En este sitio el agua descendía a una velocidad más lenta que en el sitio anterior, por lo que al principio se tomó un intervalo de tiempo de un minuto; sin embargo al minuto siete se decidió cambiarlo por el doble de tiempo (dos minutos), con el fin de tener un mayor rango de visualización en cuanto al nivel del agua descendida. Este intervalo se respetó para el resto de la prueba.

Al minuto 39 el agua había descendido hasta los 4.6 cm, por lo que se le agregaron dos litros de agua más llegando a un nivel de 10.6 cm. No obstante, a partir de este punto se empezó a observar que el nivel de agua descendía de manera constante (aprox. 0.4 cm cada dos minutos) por lo que finalmente se decidió detener la prueba al minuto 61. Asimismo, se calculó la capacidad de infiltración con base en los datos obtenidos, resultando de 10.45 cm/h. En la Figura 5.2 se pueden observar los resultados de la prueba de una manera gráfica, distinguiéndose que, a pesar de que la velocidad con la que se infiltra el agua es más lenta que en INF-1, el comportamiento también es lineal y constante.

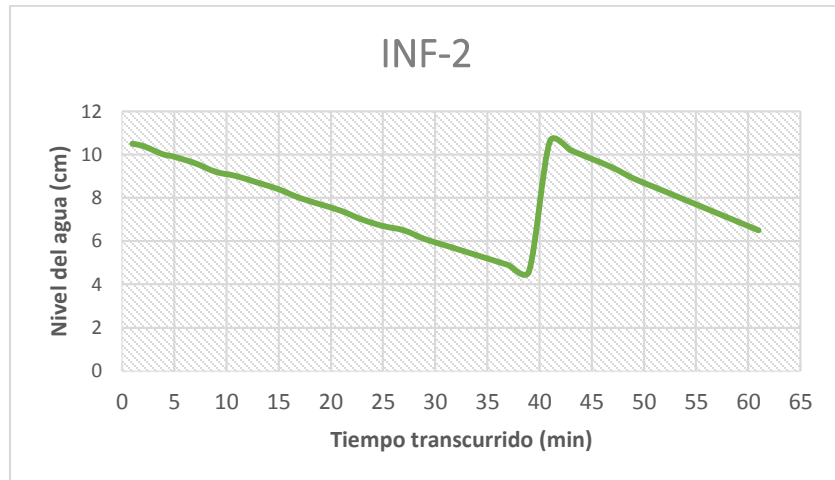


Figura 5.2. Comportamiento de la capacidad de infiltración de la prueba INF-2. El nivel de agua (en verde) desciende de forma lineal y constante.

Con los valores obtenidos de cada prueba y basándose en la tabla de calificación de la velocidad de infiltración antes mencionada (Tabla 5.1), es posible determinar un cierto tipo de velocidad para la zona de estudio.

Tabla 5.1. Calificación de la velocidad de infiltración hecha por Mazurak, Kohnke y Bonnet, 1996

Calificación	Mazurak (cm/h)	Kohnke (cm/h)	Bonnet (cm/h)
Muy rápida	>25.4	>25.4	>25.0
Rápida	2.54-25.4	12.7-25.4	6.4-25.0
Moderada	0.254-2.54	2.0-12.7	2.0-6.4
Lenta	0.0254-0.254	0.1-2.0	0.13-2.0
Muy lenta	0.00254-0.0254	<0.1	<0.13

De esta forma y de acuerdo con la Tabla 5.1 se obtiene que para la capacidad de infiltración obtenida en los sitios donde se realizaron las pruebas INF-1 e INF-2, la clasificación corresponde a *rápida*; resultado favorable para el proyecto de recarga artificial ya que, para que el agua pluvial se infiltre en el subsuelo de manera adecuada cuando ocurre una precipitación fuerte, es necesario que el material de la superficie del terreno tenga una permeabilidad alta y por consiguiente una velocidad de infiltración rápida, con el fin de dejar pasar el fluido y disminuir la posibilidad de encharcamientos cerca del sistema de recarga artificial que puedan impedir su buen funcionamiento y acortar su vida útil.

5.2 Análisis macroscópico

La columna litológica obtenida a raíz de los núcleos colectados en el sondeo mecánico, muestra en la zona más somera intercalaciones de gravas con arena limosa que se extienden hasta los cinco metros de profundidad. Posteriormente, se presentan intercalaciones de basalto con poco contenido de arenas medias que llegan hasta los nueve metros aproximadamente. Finalmente y a partir de este punto se encontró basalto que cubre hasta los 30 metros (Figura 5.3).

Estos resultados indican que predominan más las arenas medias y finas, así como algunos lentes de gravas procedentes probablemente de las partículas acarreadas durante el proceso de escorrentía en una precipitación. Asimismo, se identificaron fragmentos de basalto intercalados con las arenas a partir de los seis metros. Sin embargo es a partir de los nueve metros aproximadamente en los que solamente se encontró basalto, probablemente fracturado. Por ello, aunque se pudo notar la presencia de arcillas en la parte más somera, la cantidad de estas es mínima, por lo que en general, se puede concluir que de acuerdo a esto, la permeabilidad del suelo en esta parte es suficiente para permitir el flujo de agua.

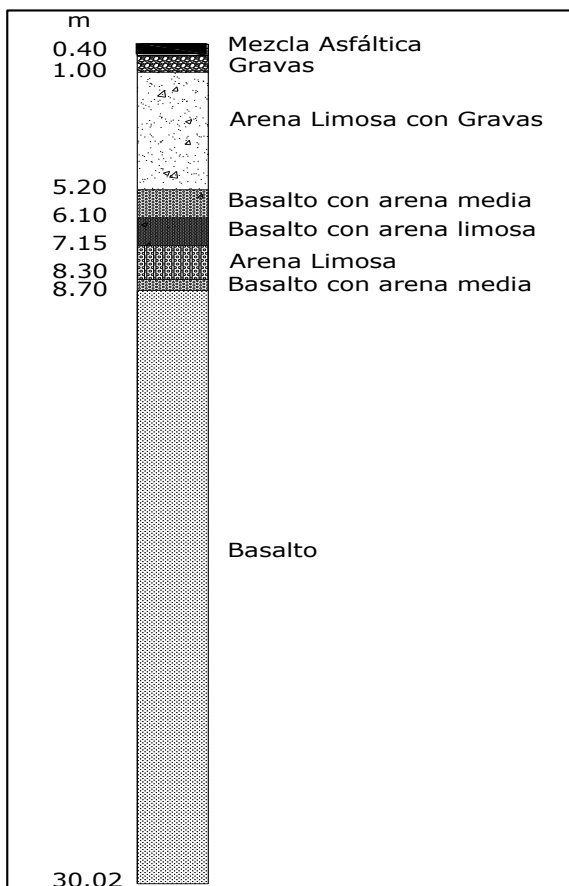


Figura 5.3. Columna litológica obtenida a partir del sondeo mecánico realizado dentro del Deportivo San Luis.

5.3 Análisis de calidad del agua

Las dos muestras de agua colectadas del agua proveniente del pozo San Luis 9 y del agua de escurrimiento proveniente de una precipitación, arrojaron los resultados mostrados en la Tabla 5.2, de acuerdo con los parámetros tomados en cuenta especificados en la Tabla 4.1 del capítulo cuatro.

Tabla 5.2. Resultados del análisis químico para calidad del agua realizado para las dos muestras colectadas (agua de pozo y agua de escurrimiento).

Parámetro (mg/l)	Agua de escurrimiento (mg/l)	Agua de pozo (mg/l)	Límite permisible (mg/l)
Grasas y aceites	No detectado	No detectado	15
Sólidos sedimentables	6.2	No detectado	2
SST	18	No detectado	150
Ntot	3.4	3.57	40
Ptot	0.87	0.107	20
Coliformes fecales (NMP/100ml)	110 x 10 ⁶	>8	ND
Cd	No detectado	No detectado	0.05
Fe	0.912	0.02	0.3
Pb	No detectado	No detectado	0.025
Zn	0.21	0.06	5

Como se puede observar en la tabla anterior, de manera general y de acuerdo con la normatividad vigente, el agua de escurrimiento presenta una calidad regular para infiltrarse en un sistema de recarga artificial. Los parámetros fuera de los límites permisibles son los sólidos sedimentables con 6.2 mg/l, los coliformes fecales que sobrepasa en gran medida el límite con 110 x 10⁶ mg/l, y el Fe con 0.912 mg/l.

Para cumplir con la normatividad decretada por CONAGUA, estos parámetros se tratarán con un sistema de pre-tratamiento antes de infiltrar el agua al subsuelo.

5.4 Análisis petrográfico

El objetivo de este análisis petrográfico fue observar la composición mineralógica de cada una de las muestras con el fin de encontrar principalmente carbonatos que pudieran acelerar el proceso de colmatación química en el sistema de recarga artificial.

Las tres muestras analizadas en el laboratorio de petrografía arrojaron las siguientes descripciones macroscópicas y microscópicas.

Muestra M-3

1. Descripción macroscópica

La coloración de este material es gris oscuro y está constituido por fragmentos de roca tamaño arena fina y muy fina, aparentemente arcilla.

2. Descripción microscópica

Se observó una matriz vítrea constituida de ceniza volcánica con la siguiente mineralogía: piroxenos, plagioclasas y hornblenda. También se observó la presencia de algunos fragmentos líticos con vacuolas, por lo que se piensa que en esta muestra hay fragmentos pequeños de basalto. No se apreciaron carbonatos ni minerales arcillosos.

3. Profundidad a la que se encontraba: de 1.60 a 2.20 m

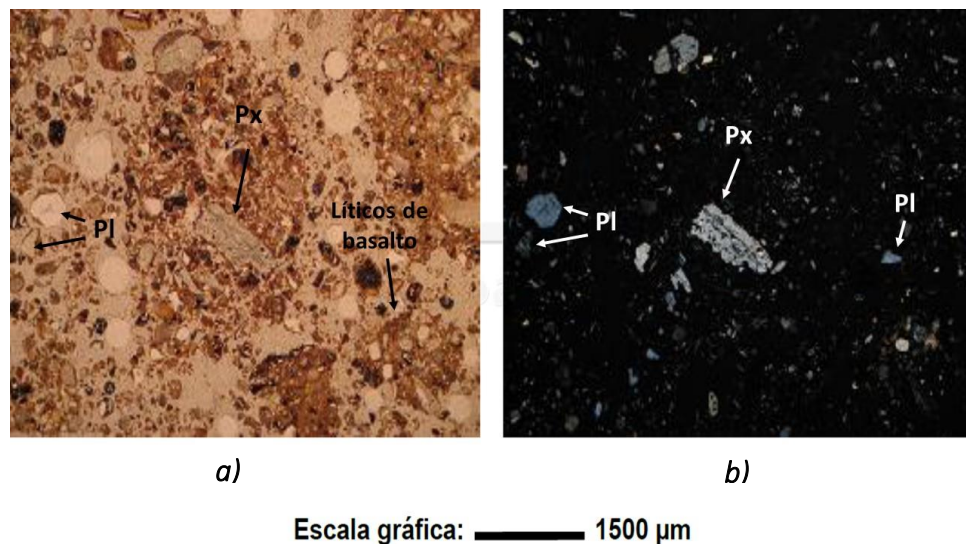


Figura 5.6. Muestra M-3. *a)* Fotomicrografía tomada con luz paralela en donde se puede observar la matriz vítrea, los fragmentos líticos de basalto y algunos cristales de plagioclasa y piroxeno; *b)* Fotomicrografía tomada con nicoles cruzados.

Muestra M-7

1. Descripción macroscópica

La coloración que presenta esta muestra es gris parduzco, con abundantes motas blanquecinas. El tamaño de los fragmentos varía de arena fina a gruesa.

2. Descripción microscópica

Se identificó una matriz vítrea formada por ceniza volcánica con algunos fragmentos líticos de basalto. La mineralogía que se observó fueron plagioclasas, piroxenos y minerales opacos, todos ellos en muy poca cantidad. Asimismo, se observaron algunos fragmentos totalmente blancos con luz paralela y nícoles cruzados que corresponden a las pequeñas motas detectadas a nivel macroscópico, se piensa que éstas se encuentran constituidas en su totalidad por matriz vítrea por lo cual adquieren ese color tan característico en muestra de mano y en lámina delgada. No se identificaron indicios de material carbonatado (Figura 5.7).

3. Profundidad a la que se encontraba: de 4 a 4.60 m

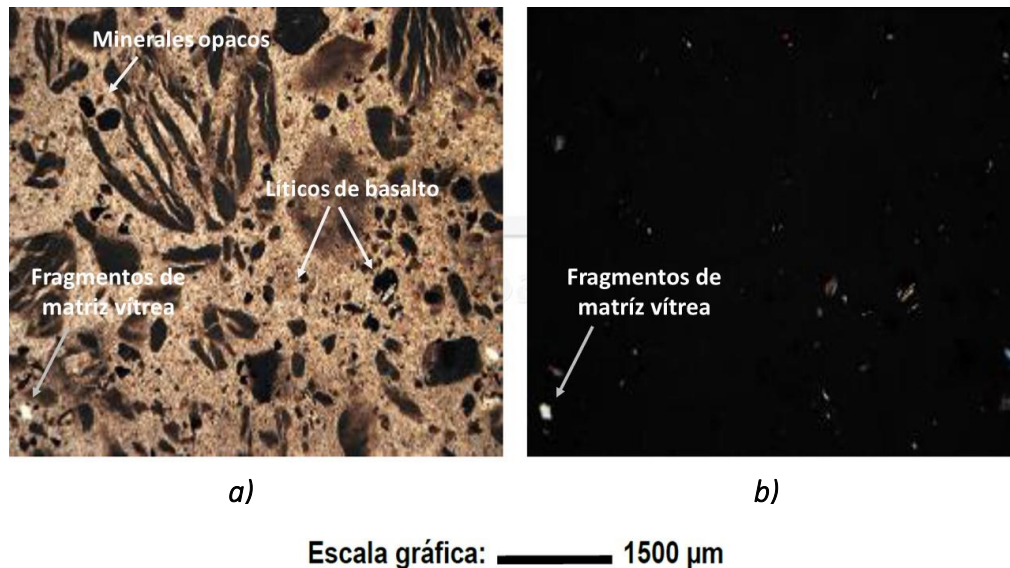


Figura 5.7. Muestra M-7. a) Fotomicrografía tomada con luz paralela en donde se observan los fragmentos de matriz vítrea pura, algunos líticos de basalto y escasos minerales opacos; b) Fotomicrografía tomada con nícoles cruzados.

Muestra M-10

1. Descripción macroscópica
La coloración iba de gris oscuro a negro y los fragmentos de roca varían de arena gruesa a grava fina.
2. Descripción microscópica
Se observa una matriz microlítica de plagioclasas conteniendo algunos cristales de piroxeno y hornblenda, así como minerales opacos. Se identificaron abundantes líticos de basalto (más de un 80%), algunos de ellos con microvacuolas. Sin presencia de carbonatos.
3. Profundidad a la que se encontraba: de 6.40 a 6.60 m

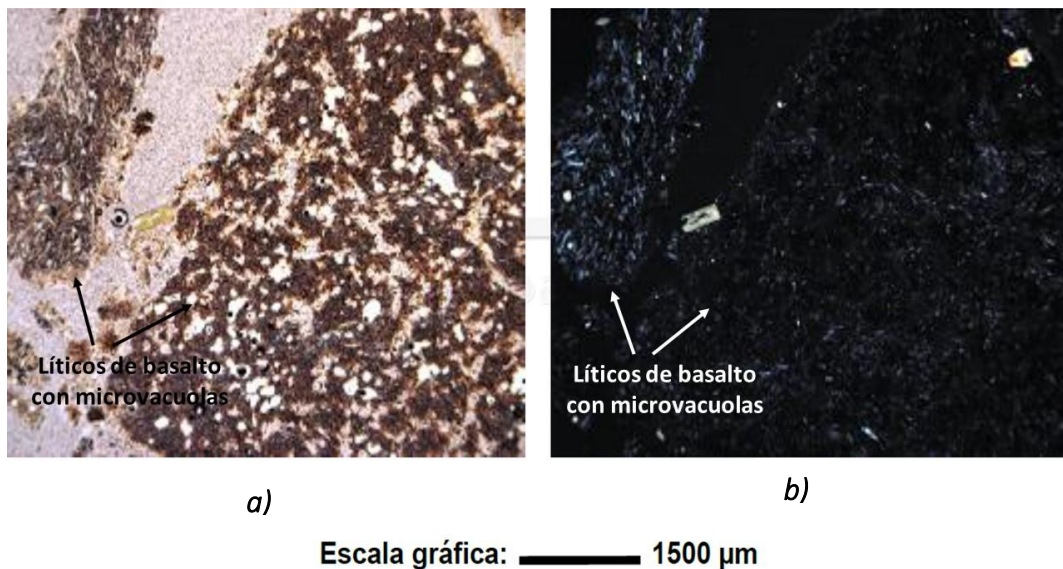


Figura 5.8. Muestra M-10. *a)* Fotomicrografía tomada con luz paralela en donde se observan fragmentos lítico de basalto con microvacuolas; *b)* Fotomicrografía tomada con nicoles cruzados.

De acuerdo con los resultados petrográficos, los minerales característicos de las tres muestras analizadas fueron piroxeno, plagioclasa y hornblenda. Estos minerales pertenecen al grupo de los silicatos, y aunque las plagioclasas contengan calcio en su composición química, éstas sólo pueden ser diluidas en un ambiente ácido. En la zona de estudio predomina un ambiente básico, debido a la presencia de rocas de origen volcánico tales como basalto, andesita y toba formada a partir de ceniza volcánica, por lo que la posibilidad de que exista una disolución de las plagioclasas es mínima.

Asimismo, como en ninguna de las tres muestras representativas se encontró presencia de carbonatos, se puede deducir que la colmatación química que se pudiera desarrollar en el pozo con el paso del tiempo, puede ser mínima siempre y cuando se le brinde un mantenimiento adecuado al sistema de infiltración.

5.5 Red de Flujo

Después de haber analizado la información de los niveles estáticos proporcionada por los ocho perfiles litológicos de los ocho pozos que se encuentran dentro de la zona de estudio, considerando un rango de un kilómetro a la redonda tomando como punto central el Deportivo San Luis, se obtuvo una red de flujo en la que se muestra el movimiento del agua subterránea (Figura 5.9).

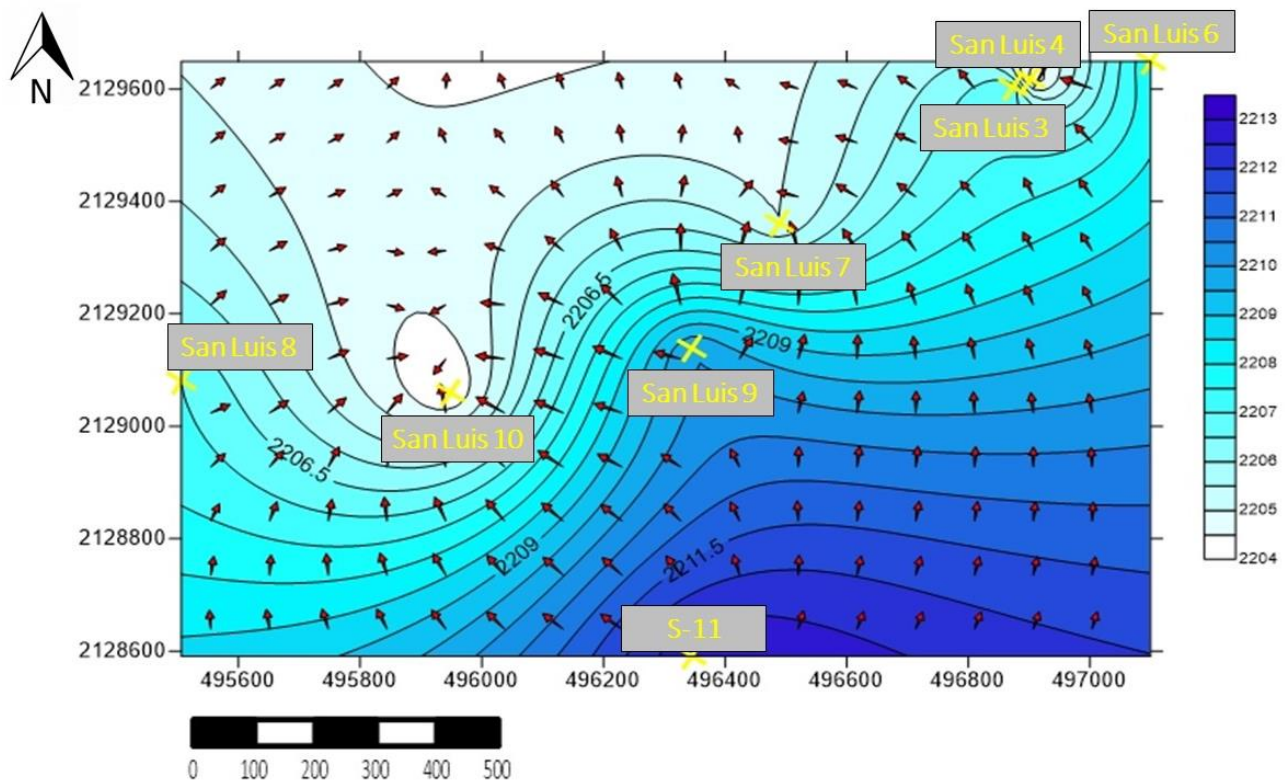


Figura 5.9. Red de flujo de la zona de estudio, en donde se puede apreciar la dirección del flujo subterráneo dentro de un área de influencia de aproximadamente 1.68 km².

Las curvas equipotenciales o isopiezas (en color negro), son líneas imaginarias que unen puntos de igual carga hidráulica, representan líneas en las que el agua subterránea tiene la misma energía en todos sus puntos. Por su parte, los vectores de flujo o de corriente (flechas en color rojo), indican la trayectoria de las partículas de agua subterránea a través del acuífero.

Como se puede observar en la Figura 5.9, la dirección de flujo preferencial es hacia el pozo San Luis 10 y un porcentaje menor hacia el pozo San Luis 7. No obstante, se puede observar también que dichos pozos son los que presentan menor abatimiento y el pozo S-11 es el que expone el mayor de todos los pozos contemplados para la red. Esto se debe a que la diferencia entre la elevación del brocal y la profundidad del nivel estático de los pozos San Luis 10 y 7, es menor en comparación con la diferencia que tiene el S-11. De esta forma, como el S-11 se encuentra más hacia el sur sobre la zona montañosa, la elevación topográfica de su brocal es mayor, y la profundidad del nivel estático se encuentra a 46 m, sólo un metro más por debajo del nivel estático del San Luis 10 (Tabla 4.2). Por esta razón, el comportamiento del flujo subterráneo que refleja la red de flujo, muestra que el mayor abatimiento es en el S-11, cuando en realidad son los pozos San Luis-10, 7 y 9 los que presentan el caso más grave. Lo anterior significa que la distancia en metros que existe entre la elevación del brocal y la profundidad del nivel estático juega un papel muy importante a la hora de representar gráficamente la solución general de flujo, siendo de suma importancia observar todos los factores que estén involucrados antes de dar una conclusión definitiva.

Una de las causas que podría explicar el abatimiento en el pozo San Luis 9, es que el alumbramiento es libre y actualmente muchos pobladores de la región lo utilizan para abastecerse, tomando agua directamente de la llave de paso. Esto a su vez significa que, de querer instalar el sistema de recarga artificial dentro del Deportivo San Luis, que se localiza justo enfrente del San Luis-9, es necesario cuidar que el agua de escurrimiento que se infiltre a través del pozo de infiltración sea de muy buena calidad, con el fin de evitar riesgos a la salud humana.

Por otra parte, de acuerdo con la información histórica mostrada en la Tabla 4.3 se puede observar que el nivel estático decrece en promedio un metro por año en la mayoría de los pozos desde el año 1993 al 2003. Sin embargo, después de esta fecha y hasta el 2009 se puede apreciar un comportamiento que tiende a ser constante en el abatimiento de todos los pozos analizados, decreciendo aproximadamente un metro en cinco años. Esto puede deberse a varias causas, como por ejemplo cierre temporal de algunos pozos, turnando los periodos de extracción de agua entre cada uno para permitir que se recupere el nivel estático. Otra posibilidad es que se haya presentado recarga inducida debido a huertos u hortalizas instaladas cerca de los pozos, lo que puede producir infiltración en esa zona cuando se irrigan los campos.

A pesar de ello, debido a que en el diseño de cualquier obra de ingeniería siempre se debe tomar en cuenta el peor escenario posible, se consideró la tasa de abatimiento observada en el periodo 1993-2003, la cual es en promedio de un metro por año, por lo que suponiendo que el caudal de extracción actual en el pozo San Luis 9 se haya mantenido desde el año 2009, se puede inferir que el nivel estático a la fecha es de aproximadamente cinco metros más profundo que el nivel

medido en ese año, es decir que el pozo antes mencionado tiene un valor de profundidad de nivel estático de 48 metros actualmente.

Asimismo, se estima que este último valor inferido para el nivel estático del pozo San Luis 9, es el mismo valor para el lugar en donde Barrera (en prensa) recomienda la instalación de un pozo de infiltración de acuerdo a sus resultados obtenidos. Lo anterior es debido a la cercanía a la zona de estudio, ya que el pozo San Luis 9 se sitúa a una distancia de 60 metros aproximadamente del sitio recomendado.

De esta manera, de llevarse a cabo la recarga artificial utilizando agua pluvial, podría ayudar a mejorar notablemente los niveles de abatimiento antes mencionados ayudando a la recuperación de los niveles estáticos actuales.

5.6 Tormenta de diseño

Tomando como referencia los datos de precipitación anual y precipitación máxima en 24 horas registrados en la estación meteorológica Tláhuac-9051 se obtuvieron los parámetros utilizados para el cálculo del gasto en la zona de estudio.

Para el coeficiente de escurrimiento se siguió la fórmula y la tabla de valores de K en función del tipo y uso de suelo expuestas en la NOM-011-CONAGUA-2000. Se utilizó una precipitación anual de 691.7 mm/año, que resultó de la media anual de los valores de precipitación en los años 2006, 2007, 2009 y 2011 mostrados en la Tabla 4.4. Para determinar el valor de la variable K se tomó en cuenta que el área de estudio es una zona urbana y que contiene un suelo medianamente permeable debido a las arenas medias y finas identificadas en el sondeo mecánico, así como al basalto alterado en algunas partes del subsuelo de acuerdo al sondeo geofísico realizado por Barrera (en prensa). De esta manera, se obtiene que K tiene un valor de 0.29.

Todos estos datos se sustituyeron en la siguiente fórmula obteniendo así el valor del coeficiente de escurrimiento:

$$C_e = 0.29 \frac{(691.7 - 250)}{2000} + \frac{(0.29 - 0.15)}{1.5}$$

$$\therefore C_e = 0.157$$

Para el volumen escurrido (V_e) se tomó en cuenta el valor del parámetro h_{24} arrojado por el programa AX para un periodo de retorno de cinco años, el cual resultó de 47.5 mm equivalente a 0.0475 m. También se usó el valor del área determinada a través del SIATL, que es de 108,825 m² y el valor del coeficiente de escurrimiento calculado anteriormente. Sustituyendo en la fórmula correspondiente se tiene que:

$$V_e = 0.157 * 0.0475 (m) * 108825(m^2)$$

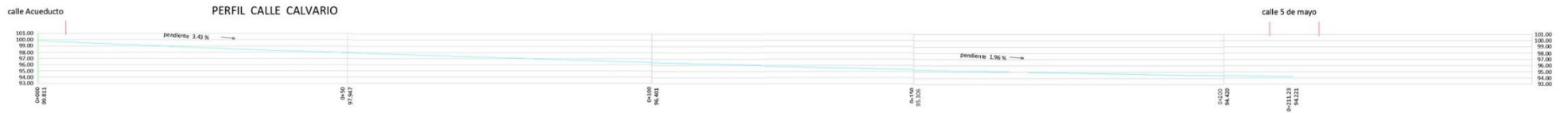
$$\therefore V_e = 811.8 (m^3)$$

Posteriormente se calculó el gasto máximo (Q_{max}) de acuerdo con la fórmula planteada en el capítulo cuatro, utilizando el valor de V_e obtenido en la fórmula anterior, así como el valor de $t = 2700$ s y $T = 4500$ s. De esta forma se tiene que:

$$Q_{max} = \frac{2(811.8(m^3))}{2700(s) + 4500(s)}$$

$$\therefore Q_{max} = 0.2254 \left(\frac{m^3}{s} \right) \rightarrow 225.4 \left(\frac{l}{s} \right)$$

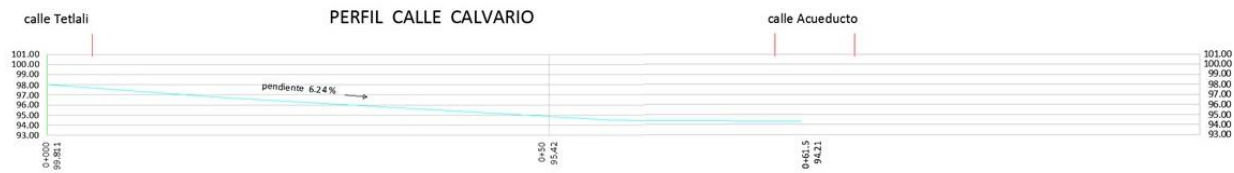
Como se mencionó anteriormente, este gasto se divide en tres direcciones al llegar al cruce principal entre Calvario y Acueducto, por lo que se utilizaron los datos de las pendientes obtenidas del estudio topográfico para determinar el gasto que escurre por la calle Acueducto-Este. Los perfiles obtenidos se muestran en la Figura 5.10.



a)



b)



c)

Figura 5.10. Perfiles obtenidos a partir del estudio topográfico a) Perfil calle Calvario-Norte; b) Perfil calle Acueducto; c) Perfil calle Calvario-Sur

De acuerdo a las pendientes de las calles, se tiene la siguiente tabla en donde se muestran las relaciones de proporcionalidad, considerando que el total del gasto máximo (Q_{max}) calculado anteriormente escurre por la calle Calvario-Sur con una pendiente de 6.24%.

Tabla 5.3. Relación de pendiente – gasto de las calles aledañas al Deportivo San Luis.

Calle	Pendiente (%)	Gasto estimado (l/s)	Porcentaje que equivale con respecto a Q_{max}
Calvario - Sur	6.24	225.4	100%
Calvario - Norte	3.43	124.1	55%
Acueducto - Este	2.1	76.1	34%
Acueducto - Oeste	0.7	25.2	11%

Como se puede observar en la Tabla 5.3, el gasto estimado para la calle Acueducto-Este es de aproximadamente 76.1 (l/s), que equivale a poco más de la tercera parte del volumen total de agua que escurre sobre la zona de estudio. Este valor se utilizará para diseñar el sistema de recarga artificial que se situará dentro del Deportivo San Luis, el cual tendrá su sistema de captación en dicha calle. Esto significa que el sistema de recarga infiltrará al subsuelo un porcentaje de agua del 34%, lo que finalmente ayudará de manera importante a aminorar los problemas de inundación generados en la región en temporada de lluvias, objetivo principal de este trabajo de tesis.

5.7 Análisis hidrogeológico

Con base en las características hidrogeológicas del sitio (encontradas en la literatura), a la profundidad del nivel estático del pozo San Luis 9 (el más cercano a la zona de estudio) arrojada por la información de (SACMEX, 2015) y a la columna litológica generada a partir de las muestras de núcleo del sondeo mecánico, se estipuló un acuífero libre en estado transitorio para la zona de estudio. El régimen se sugirió como estacionario ya que no fue posible calcularla para un régimen transitorio debido a la falta de datos, sobre todo de pruebas de bombeo.

Asimismo, se definieron las siguientes suposiciones estipuladas para determinar el abatimiento teórico de un pozo (Freeze y Cherry, 1979):

- El acuífero es homogéneo e isótropo, en función de la conductividad hidráulica.
- El acuífero tiene en su base una capa confinante.
- Las formaciones geológicas son horizontales e infinitas.
- La superficie potenciométrica del acuífero es horizontal antes de la infiltración de agua y sus cambios posteriores son debidos a ella.
- El flujo alrededor del pozo es radial.
- No hay flujos verticales y el agua se mueve con una componente horizontal.
- La ley de Darcy es válida.
- El espesor saturado del acuífero es equivalente a la longitud del tramo ranurado del pozo.
- El pozo de infiltración tiene un diámetro infinitesimal y es 100% eficiente.

Por la clasificación del acuífero, se utilizó la fórmula de Dupuit para acuíferos libres en estado estacionario. De acuerdo con Asano (1985), esta fórmula en un régimen de flujo estacionario radial, puede ser usado para determinar la acumulación de agua durante la recarga o las tasas máximas de recarga si las restricciones requeridas de la carga son conocidas. La ecuación se muestra a continuación:

$$s_w^2 - s_o^2 = \frac{Q}{\pi K} * \ln\left(\frac{r_o}{r_w}\right)$$

Donde:

s_o = abatimiento por encima del límite basal impermeable a una distancia r_o del pozo de recarga (m)

s_w = abatimiento por encima del límite basal impermeable, justo afuera del pozo de recarga (m)

r_o = distancia del pozo de recarga en la cual h_o es medida (m)

r_w = radio del pozo de recarga (m)

Q = Gasto de recarga (m³/s)

K = Conductividad hidráulica del acuífero (m/s)

Tomando en cuenta la información disponible, se estipuló que la distancia a la que será medido el abatimiento será a donde se encuentra el pozo San Luis 9, que es el más cercano a la zona de estudio, analizando al mismo tiempo si el agua de recarga afectará el abatimiento que éste presenta. De esta forma, el abatimiento (s_o) corresponde a la profundidad del nivel estático del pozo San Luis 9 estimado para el año 2015 tomando en cuenta el peor escenario (definido anteriormente en el análisis de la red de flujo), el cual es de 48 m. Asimismo, la distancia que hay entre este pozo y el sitio en donde se pretende instalar el pozo de infiltración del sistema de recarga, sugerido por Barrera (en prensa), fue medido con ayuda de un DEM del sitio de estudio y corresponde a 90 m. El abatimiento (s_w), es la incógnita que se desea encontrar.

El gasto de recarga (Q) equivale al caudal máximo que se pretende infiltrar a través del pozo de infiltración, el cual como ya se vio anteriormente es equivalente a 76.1 l/s. Por su parte, para establecer un valor de conductividad hidráulica (K), se tomó en cuenta información encontrada en la literatura. Dicha información corresponde a un artículo que menciona trabajo de campo en Xochimilco (Navarrete, S., et al., 2013) en donde se establece un rango para valores de conductividad de acuerdo al tipo de litología propiamente dentro del acuífero de Xochimilco. Para la zona de estudio y de acuerdo a la información del sondeo mecánico y a los resultados de la petrografía, se establecen basaltos fracturados con contenido andesítico Plio-Cuaternarios, los cuales pertenecen al acuífero actualmente explotable de la Ciudad de México. Por lo tanto, según este artículo, el rango de conductividad hidráulica que se asigna para esta litología es de 1.1232 m/día a 596.16 m/día. Si se establece una media de este rango, se obtiene un valor de 298.6 m/día. Por otra parte, también se revisó información de una tabla de valores de conductividad hidráulica para distintos materiales y rocas establecida por CONAGUA (2007), la cual define una conductividad hidráulica de 300 m/día para rocas fracturadas. De esta forma, correlacionando estas dos fuentes de información, se estableció un valor de conductividad hidráulica de 300 m/día para los basaltos fracturados de la zona de estudio, el cual es aproximadamente la media del rango de conductividades antes mencionada y cumple con lo estipulado por CONAGUA al mismo tiempo.

Con respecto al radio del pozo r_w , es necesario primero diseñar el pozo tomando en cuenta los resultados obtenidos en la tormenta de diseño, y posteriormente establecer un valor. Por lo tanto, se retomará el resultado del análisis hidrogeológico en el capítulo “Diseño del pozo de infiltración” una vez que se haya definido un diseño final, para poder obtener una conclusión definitiva.

6. Diseño del pozo de infiltración

De acuerdo con las características geológicas e hidrogeológicas del sitio (obtenidos de la literatura), con los resultados de calidad del agua y de la tormenta de diseño, se diseñó un sistema de recarga artificial que consta de dos partes, la primera es un sistema de captación y la segunda es un tren de tratamiento en donde al final, el agua pluvial será infiltrada a través del pozo de infiltración.

El sitio específico en donde se instalará el sistema se muestra en el plano de la Figura 6.1. El sistema de captación abarca la sección A-B, mientras que el tren de tratamiento y el pozo de infiltración abarcan la sección A'-B'. Todo el sistema de recarga se construirá siguiendo la topografía del terreno dentro del Deportivo San Luis; sin embargo hay que recordar que la zona de estudio se encuentra en las laderas del cerro urbanizado, por lo que las pendientes en este sitio son pronunciadas. Esto significa que toda la tubería tendrá una pendiente natural sin necesidad de proporcionarle una artificialmente lo que facilitará la movilidad del flujo de agua hacia el tren de tratamiento una vez que entre al sistema de captación.

Cabe mencionar que se trató de respetar en lo posible la infraestructura presente en el predio tomando en cuenta las recomendaciones del mejor sitio de instalación propuestas por Barrera (en prensa). Esto con el fin de evitar problemas de ámbito social por las modificaciones que pudiera sufrir el predio, sobre todo en las zonas en donde se encuentra la cancha de fútbol y frontones públicos, ya que éstos representan un espacio de recreación y convivencia para los habitantes de la región.

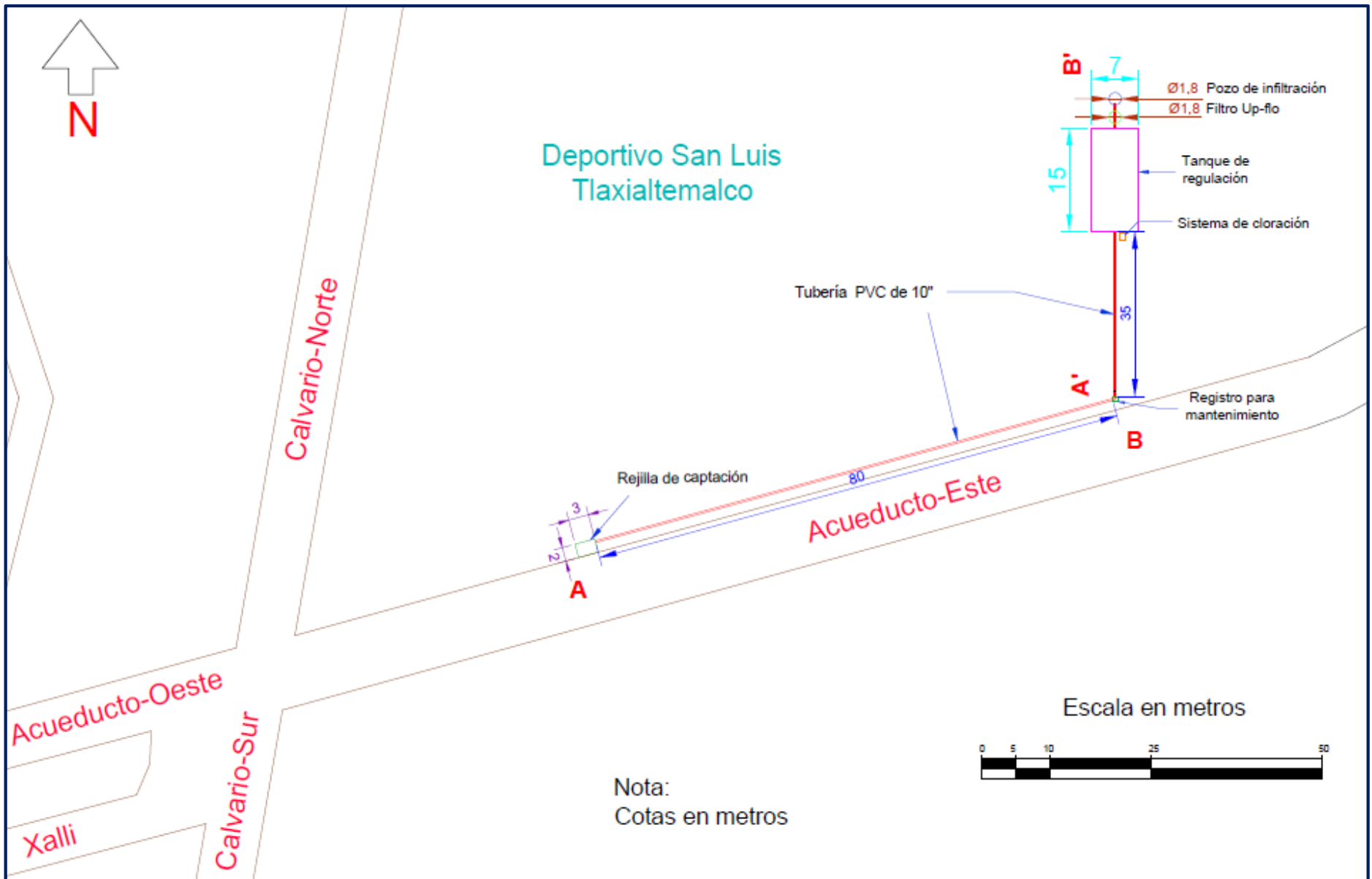


Figura 6.1. Plano de ubicación del sistema de recarga artificial dentro del Deportivo San Luis.

6.1 Sistema de captación (Sección A-B)

Se ubicará sobre la calle Acueducto-Este a aproximadamente 35 m a partir de la calle Calvario-Norte. Se eligió esta calle porque es aquí en donde se presentan los mayores problemas de inundación cuando ocurren precipitaciones fuertes o en temporada de lluvias. Los elementos que conforman esta sección son los siguientes:

6.1.1 Tubería

Para calcular el diámetro de la tubería de acuerdo con el gasto máximo que se tiene en la zona de estudio y que se captará en el sistema de recarga, se utilizó la fórmula de Hazen-Williams la cual tiene la siguiente expresión:

$$Q = 0.2785 * C * D^{2.63} * S^{0.54}$$

Donde:

Q = Caudal o flujo volumétrico

C = Coeficiente de rugosidad (depende del material del tubo)

D = Diámetro interior

S = Pendiente o pérdida de carga por unidad de longitud del conducto $S = \frac{Ah}{L}$

De acuerdo con lo anterior, la incógnita D , corresponde a la siguiente expresión:

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{Q}{0.2785 * C * S^{0.54}}}$$

De esta forma, tomando en cuenta un caudal de 76 l/s ($0.076\text{m}^3/\text{s}$), un coeficiente de rugosidad de 150 debido a que el material del tubo es de PVC (Tabla de coeficientes de rugosidad de Hazen-Williams) y una pendiente de 0.025 para la primera sección A-B (considerando una diferencia de altura de dos metros y una longitud de 80 metros, la cual es la distancia que recorrerá la tubería antes de llegar al cambio de dirección hacia el tren de tratamiento), se obtuvo que el diámetro de la tubería será de:

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{0.076 \text{ m}^3/\text{s}}{0.2785 * 150 * 0.025^{0.54}}}$$

$$\therefore D = 0.193 \text{ m} \approx 0.2 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

Para la segunda sección A'-B' (tren de tratamiento) se consideraron los mismos valores con excepción de la distancia que recorrerá la tubería, en este caso de 35 metros ya que la diferencia de altura sigue siendo de dos metros aunque esta vez en dirección al norte; así se obtiene un valor de $S = 0.0571$. De esta forma se obtuvo que para la tubería de esta sección el diámetro será de:

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{0.076 \text{ m}^3/\text{s}}{0.2785 * 150 * 0.0571^{0.54}}}$$

$$\therefore D = 0.1634 \text{ m} \approx 0.17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

Para fines prácticos y tomando en cuenta los diámetros comerciales de la tubería de PVC, se optó por elegir un diámetro de 10 pulgadas que equivalen a aproximadamente 25 centímetros. Esta medida cubre perfectamente las dimensiones calculadas para la sección A-B y A'-B' de acuerdo con el caudal máximo que se tiene en la zona de estudio, por lo que se tomará esta dimensión para toda la tubería que se empleó en el sistema de recarga artificial.

6.1.2 Rejilla de captación

Tiene una dimensión de tres metros de largo, por 1.5 metros de ancho, por 90 centímetros de altura. Sin embargo, la mitad de su altura está por debajo de la superficie del terreno para conectar con la tubería que desagua de la pared lateral derecha y la cual se encuentra a 0.10 metros por debajo de la superficie. La parte expuesta a la calle Acueducto-Este contará con barrotes de acero de una pulgada de diámetro, separados entre sí por una distancia de 30 centímetros para evitar demasiada fricción con el agua y generar pérdidas, impidiendo al mismo tiempo que pase basura y desechos de gran tamaño.

Para lograr que el agua no tenga problemas de estancamiento se colocó la salida de la tubería en la esquina de la pared lateral derecha a una distancia de 20 centímetros de la pared trasera y a 50 centímetros desde la base. Asimismo, se diseñó una pequeña pendiente de cinco grados para facilitar el movimiento del agua y dirigirla hacia la tubería. El diseño final se muestra en la Figura 6.2.

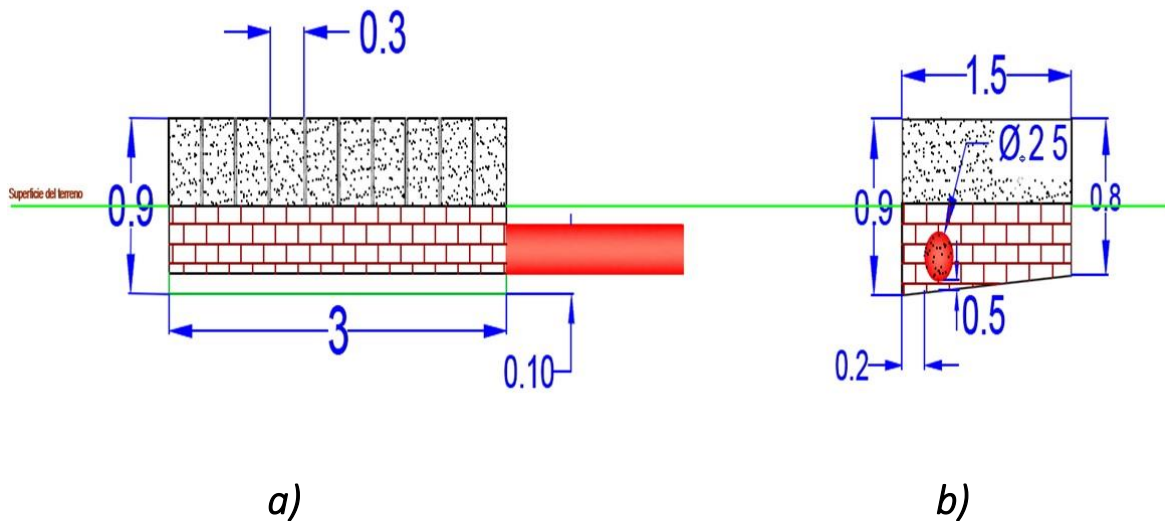


Figura 6.2. Rejilla de captación conectada en la pared lateral derecha con la tubería de PVC de 10 pulgadas de diámetro; a) Vista Frontal, b) Vista Lateral Derecha (cotas en metros).

6.1.3 Registro para mantenimiento

El objetivo de este elemento es tener una zona de fácil acceso para fines de mantenimiento cuando éste se realice de manera periódica. Se ubicará justo en el cambio de dirección de la tubería de este a norte, en la esquina inferior derecha del predio. Es un registro con dimensiones de 80 centímetros de ancho por 80 centímetros de largo con una altura de 40 centímetros. Para proporcionarle el cambio de dirección a la tubería se utilizarán dos tuberías de codo de 45° para no producir un cambio brusco de dirección y generar pérdidas. Los detalles se muestran en la Figura 6.3.

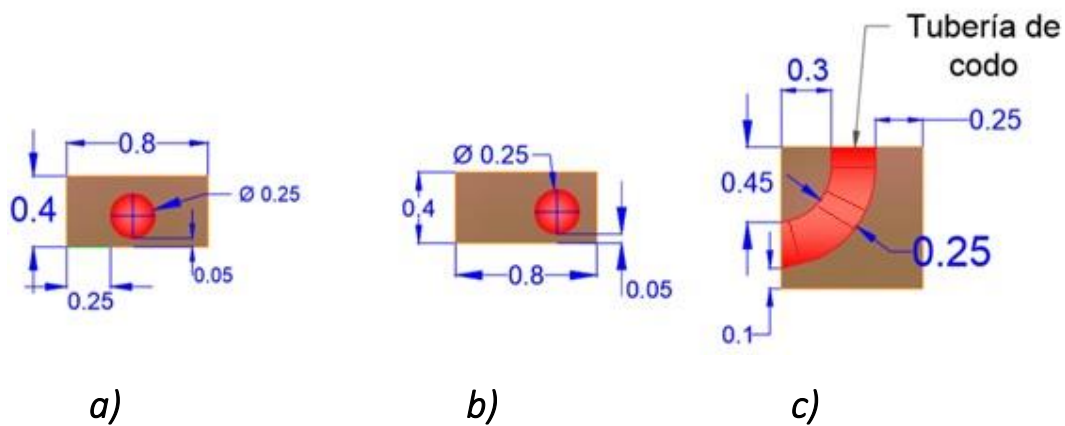


Figura 6.3. Registro para mantenimiento el cual contiene dos tuberías de codo en el cambio de dirección las cuales generan que la tubería de PVC de 10 pulgadas de diámetro conecte en la pared lateral izquierda y pared trasera; a) Vista Trasera, b) Vista Lateral Izquierda, c) Vista en Planta (cotas en metros).

El sistema de captación con todos los elementos descritos anteriormente se muestra en la sección A-B de la Figura 6.4.

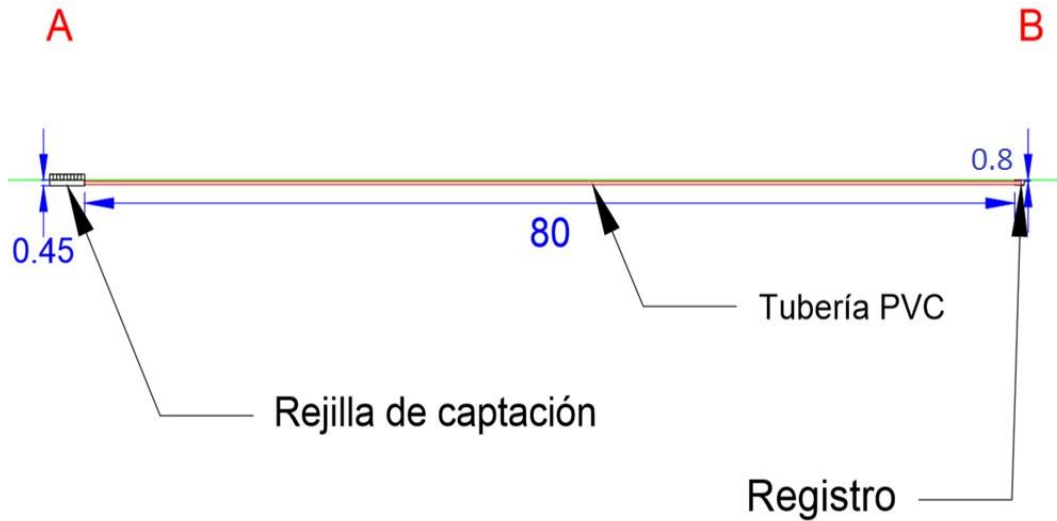


Figura 6.4. Sección A-B en donde se muestran los elementos del sistema de captación (cotas en metros).

6.2 Tren de tratamiento (Sección A'-B')

Se ubicará al costado derecho de los frontones y llegará hasta donde empieza la cancha de fútbol rápido pública, en el límite derecho del Deportivo San Luis. Esta parte del sistema se instalarán tres técnicas de tratamiento de agua de acuerdo con el tipo de parámetro: sedimentación, cloración y filtración.

La sección comienza en el registro de la esquina inferior derecha del predio, donde existe un cambio de dirección de la tubería. Después de recorrer 35 metros aproximadamente, el agua se almacena en el tanque de regulación-desarenador para después pasar a un filtro de flujo ascendente en donde finalmente, después de ser tratada, desemboca en el pozo de infiltración.

Cabe mencionar que para obtener las dimensiones más convenientes de cada uno de los componentes de esta sección se partió en primer lugar de las características del pozo de infiltración, de tal forma que el pozo se diseñó primero. Posteriormente se diseñaron las dimensiones y características para el resto de los elementos que conformarían el tren de tratamiento de acuerdo a las características del sitio y del mismo pozo. La metodología que se llevó a cabo para obtenerlas y los detalles de cada uno de los componentes se describen a continuación.

6.2.1 Pozo de infiltración

En primera instancia, se tomó en cuenta el gasto máximo para la zona de estudio (76.l/s) y un periodo de tiempo de una hora para la duración de una precipitación en la Ciudad de México. La expresión que se utilizó se muestra a continuación:

$$V = \pi * r^2 * h$$

Despejándose:

$$r = \sqrt{\frac{V}{\pi * h}}$$

Donde:

V = Volumen de agua

r = radio

h = altura

Para obtener el valor de volumen de agua, el gasto se multiplicó por un factor de 3600 segundos (para una hora de lluvia); asimismo, se estableció una profundidad para el pozo (h) de 40 metros. Lo anterior fue porque se consideró que el nivel estático en la zona de estudio se encuentra a 48 metros, de acuerdo con el análisis de la información histórica de los niveles de abatimiento para los pozos seleccionados dentro del área de influencia (Tabla 4.3). Por ello, se trató de dejar una distancia vertical entre el pozo y el nivel freático de ocho metros. De esta manera, se cumple con lo estipulado por la NOM-015-CONAGUA-2007 respecto a la distancia mínima que se debe dejar entre el pozo de infiltración y el nivel freático cuando se pretende recargar artificialmente un acuífero, la cual es de cinco metros. Asimismo, se permite que el agua infiltrada mejore aún más su calidad con las propiedades de las rocas presentes en el subsuelo cuando ésta se mueva a través de ellas.

Sin embargo, se observó que con el valor del gasto máximo se obtiene un diámetro de pozo muy grande (2.95 metros) por lo cual se decidió diseñar un tanque de almacenamiento que ayudara a retener una parte del volumen de agua mientras el pozo va infiltrando un determinado caudal. De esta forma, se diseñó un pozo que tuviera la capacidad de infiltrar la tercera parte del gasto máximo total y un tanque de regulación capaz de almacenar las dos terceras partes restantes del volumen de agua.

De esta manera, el gasto (q_o) que infiltrará el pozo será de 25.3 l/s equivalente a $0.0253 \text{ m}^3/\text{s}$. Siguiendo las especificaciones anteriormente dichas, se obtiene un volumen de 91.3 m^3 . Posteriormente se calculó el radio del pozo considerando la altura de 40 m antes mencionada obteniendo así el siguiente valor:

$$r = \sqrt{\frac{91.3 \text{ m}^3}{\pi * 40 \text{ m}}}$$

$$\therefore r = 0.85 \text{ m} \approx D = 1.7 \text{ m}$$

Donde:

D = Diámetro del pozo

Para lograr reducir el gasto que se infiltrará a través del pozo, se calculó el diámetro de la tubería efluente del tanque de regulación que conecta con el filtro Up-Flo Filter y posteriormente con el pozo de infiltración, tomando en cuenta el gasto establecido anteriormente (25.3 l/s). Para ello, se utilizó nuevamente la fórmula de Hazen-Williams estableciendo las modificaciones necesarias en los valores de los parámetros para este caso. De modo que $q_o = 0.0253(\text{m}^3/\text{s})$, y debido a que se tiene una diferencia de altura de 0.5 m y una longitud de 5.6 m desde la salida del tanque hasta la entrada al pozo de infiltración, se tiene que $S = \frac{Ah}{L} = \frac{0.5 \text{ m}}{5.6 \text{ m}} = 0.089$. De esta forma se obtuvo que:

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{0.0253 (\text{m}^3/\text{s})}{0.2785 * 150 * (0.089)^{0.54}}}$$

$$\therefore D = 0.098 \text{ m} \approx 0.10 \text{ m}$$

De modo que para que el gasto se reduzca a 25.3 l/s es necesario que la tubería tenga un diámetro interno de 10 cm aproximadamente para que las dos terceras partes restantes del gasto total se almacenen momentáneamente en el tanque de regulación durante una precipitación mientras el resto del caudal se va infiltrando a través del pozo. El diámetro

comercial que más se ajusta al resultado obtenido para esta tubería es el de 4", equivalente a 10.5 cm de diámetro interno.

En cuanto al material de construcción del pozo y debido a que el subsuelo está conformado por basaltos, se propone que éste sea de metal. En los primeros cinco metros de profundidad, el contorno del pozo será recubierto con una mezcla de cemento (lechada) para evitar el ingreso de agua contaminada desde la superficie. Por otro lado, las paredes filtrantes estarán divididas en dos partes de acuerdo a la profundidad; a partir de los cinco metros y hasta los 20, se colocará un filtro de grava ya que en esta parte el pozo será liso. Desde este punto y hasta los 40 metros se colocará un filtro de arena y grava fina para facilitar el ingreso de agua al subsuelo, ya que el pozo en esta área tendrá un ranurado fino. Además, se colocará una capa de tela geotextil alrededor del pozo.

En la base del pozo se colocará una tapa de fierro a fin de forzar a que el agua salga a lo largo de las paredes filtrantes del pozo. Finalmente se colocará una tapa también de fierro en la superficie para resguardar la instalación.

En las Figuras 6.5 y 6.6 se muestra el diseño del pozo de infiltración a detalle.

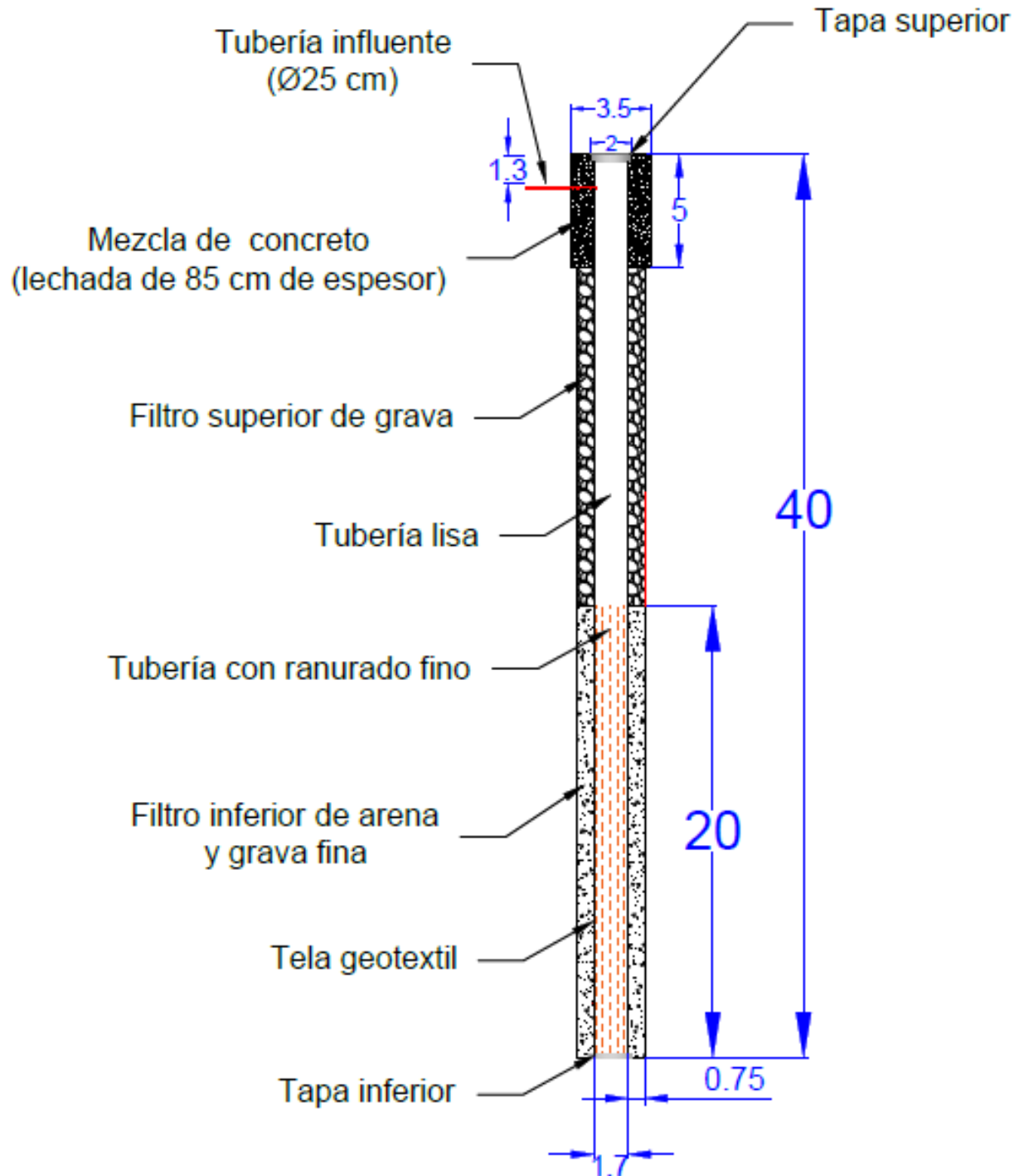


Figura 6.5. Pozo de infiltración, vista en perfil (cotas en metros)

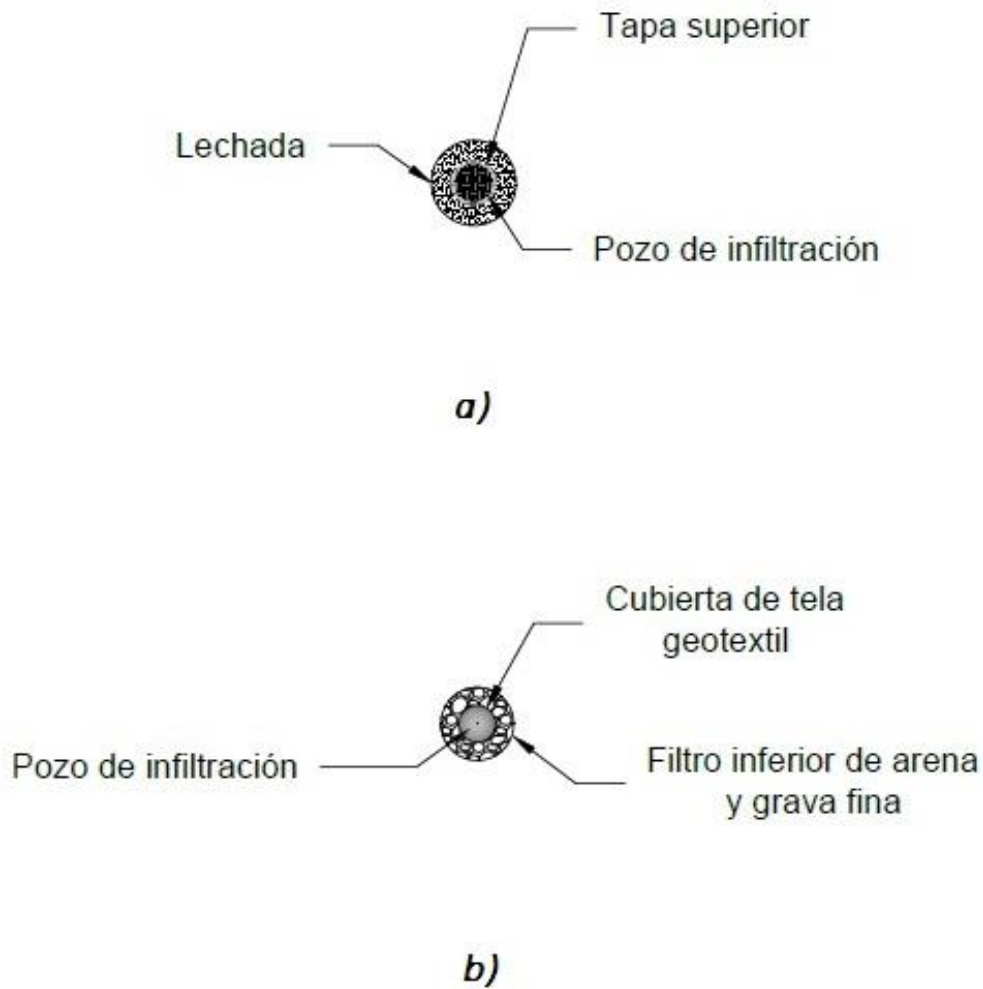


Figura 6.6. Pozo de infiltración; *a)* vista planta superior, *b)* vista planta inferior

6.2.2 Compilación del diseño del pozo con el análisis hidrogeológico

Una vez obtenido el diseño final del pozo de infiltración, tomando en cuenta el volumen de agua máximo que se espera obtener a raíz de los resultados de la tormenta de diseño, se calculó el abatimiento que se generaría en el nivel estático cuando el agua pluvial sea infiltrada a través de él, considerando el radio del pozo establecido, el cual es de 0.85 m.

Como se vio anteriormente, se eligió aplicar la ecuación de Dupuit para acuíferos libres en régimen estacionario. Asimismo, los valores de los parámetros ya se han establecido y sólo se sustituyeron en la expresión correspondiente, recordándose que (s_w^2) es el nuevo abatimiento que se desea determinar y que el nuevo caudal de infiltración es de 25.3 l/s equivalente a 2168.6 m³/día. Finalmente se obtiene el siguiente resultado:

$$s_w^2 - s_o^2 = \frac{Q}{\pi K} * \ln\left(\frac{r_o}{r_w}\right)$$

Despejando s_w^2 y sustituyendo valores, se obtiene:

$$\rightarrow s_w^2 = \left(\frac{2168.6 \frac{m^3}{día}}{\pi \left(300 \frac{m}{día}\right)} * \ln\left(\frac{80 m}{0.85 m}\right) \right) + (48)^2$$

$$\therefore s_w = 47.6 m$$

El resultado significa que el nuevo abatimiento que se generará con el máximo volumen de agua infiltrada a través del pozo en una precipitación máxima tendrá una profundidad de 47.6 m, 40 cm más comparado con el abatimiento inicial que es de 48 m.

Si se calcula la carga hidráulica que se tendrá, se obtiene la siguiente:

$$h_w = z_w - s_w \rightarrow h_w = 2252 - 47.6$$

$$\therefore h_w = 2204.4 m$$

Donde

h_w = carga hidráulica en la zona de infiltración (m)

z_w = Elevación del nivel topográfico del sitio de instalación del pozo de infiltración (m)

Con los resultados de este análisis teórico, se puede observar que la carga hidráulica no sobrepasa el nivel topográfico, y que el abatimiento de la zona de estudio disminuye en profundidad con la recarga artificial, pero sin exceder más allá de los 40 cm. No obstante, es necesario calcular el abatimiento en el peor escenario posible, y suponiendo que la conductividad hidráulica no sea muy alta en la zona, se ha determinado un valor mínimo de ella, en donde manteniendo la misma tasa de infiltración y las condiciones hidrogeológicas previamente mencionadas, el comportamiento del sistema acuífero es favorable para el proyecto, sin existir la posibilidad de que el subsuelo no sea capaz de recibir ni almacenar todo el volumen de agua que se pretende infiltrar, expulsando el agua. Este valor es de $K = 6 \frac{m}{día}$, en donde si realizamos el cálculo obtenemos el siguiente abatimiento:

$$\rightarrow s_w^2 = \left(\frac{2168.6 \frac{m^3}{día}}{\pi \left(6 \frac{m}{día} \right)} * \ln \left(\frac{80 m}{0.85 m} \right) \right) + (48)^2$$

$$\therefore s_w = 42.1 m$$

De esta forma, se observa que aún con un valor de conductividad hidráulica bajo de 6 m/día (la cual para basaltos fracturados es altamente probable que la tenga) la nueva profundidad del nivel estático sería de 42 m aproximadamente, seis metros menos profundo que el abatimiento inicial. Asimismo, sigue sin existir la posibilidad de una expulsión de agua por parte del subsuelo debido a que éste no cuenta con la capacidad de recibir la tasa de infiltración estipulada para la recarga.

Para estimar el tiempo en el que tardará en infiltrarse todo el volumen de agua del gasto máximo, tomando en cuenta el análisis hidrogeológico en donde los resultados reflejan un comportamiento favorable del sistema acuífero para la instalación de un sistema de recarga artificial en la zona de estudio, se utilizó la siguiente expresión, la cual es una relación entre el volumen máximo (V_{max}), el gasto reducido del pozo (q_o) y el tiempo (t):

$$q_o = \frac{V_{max}}{t}$$

Despejando la variable (t) obtenemos:

$$t = \frac{V_{max}}{q_o}$$

Donde:

V_{max} = Volumen máximo

q_o = Gasto del pozo

t = Tiempo

El volumen máximo se obtuvo a partir del gasto máximo total el cual es de 76.1 l/s, equivalente a 274 m³ (para una hora de lluvia). De esta forma se obtiene que el tiempo que tardaría en infiltrarse todo el volumen de agua que se esperaría en un día sería de:

$$t = \frac{274 \text{ m}^3}{0.025 \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$\therefore t = 3.04 \text{ horas}$$

6.2.3. Sistema de Cloración

Se colocará un tanque ROTOPLAS® al costado del tanque de regulación el cual almacenará hipoclorito de sodio (NaClO) al 13.5 % de concentración. Este tanque conectará con un dosificador instalado en una base a la altura del tanque de regulación del lado donde se encuentra la tubería influente, de tal manera que éste pueda suministrar el NaClO al agua que se vaya almacenando mediante un mezclado con flujo turbulento para que se lleve a cabo la mezcla inmediata de la sustancia con el agua. Un ejemplo de este mecanismo se muestra en la Figura 6.7, para una planta de tratamiento en la Delegación Xochimilco.



Figura 6.7. Sistema de cloración de la planta de tratamiento Nativitas, el cual consta de un tanque ROTOPLAS® y un dosificador eléctrico.

De acuerdo con CONAGUA (2004), para establecer la capacidad del tanque ROTOPLAS® se considera una dosis de cloro de 10 mg/l para la eliminación de elementos patógenos y que el hipoclorito de sodio comercial se suministra a una concentración del 13.5%. Asimismo, la dosis de suministro se calculó con la siguiente expresión:

$$D_S = D_{NaClO} * \frac{Q_T}{135000 \left(\frac{mg}{l}\right)}$$

Donde:

Donde:

D_S = Dosis de suministro

D_{NaClO} = Dosis de cloro = 10 mg/l

Q_T = Gasto que recibirá el tanque de regulación = Q_{max} = 76.1 l/s

Sustituyendo los valores, se obtiene que la dosis de cloro necesaria es de:

$$D_S = 10 \left(\frac{mg}{l}\right) * \frac{76.1 \left(\frac{l}{s}\right)}{135000 \left(\frac{mg}{l}\right)}$$

$$D_S = 5.63 \times 10^{-3} \left(\frac{l}{s} \right)$$

Considerando una hora de lluvia, la dosis de cloro que se necesita es de:

$$D_S = 20.3 \left(\frac{l}{h} \right)$$

Tomando en cuenta que el tiempo que tardará en infiltrarse todo el volumen de agua que se almacenará en el tanque de regulación a través del pozo de infiltración es de aproximadamente tres horas (de acuerdo al gasto que puede infiltrar el pozo, el cual es de 25.3 l/s), se multiplicó este valor por el resultado de la dosis de suministro para obtener así el volumen máximo de hipoclorito de sodio que se debe almacenar en el tanque ROTOPLAS® y de esta manera especificar la capacidad del mismo. Por lo tanto, se obtiene que:

$$Cap_{max} = 20.3 \left(\frac{l}{h} \right) * 3 (h)$$

$$\therefore Cap_{max} = 60.9 (l)$$

Un tanque ROTOPLAS® con capacidad de 100 litros cumple con el requerimiento de volumen máximo para la tormenta de diseño. Sin embargo, para evitar que el suministro de NaClO sea demasiado costoso, se estableció un tanque de 200 litros de capacidad, siendo así más práctica la provisión.

Se debe recordar que los cálculos anteriores se hicieron con el objetivo de solamente determinar la capacidad del tanque ROTOPLAS®, ya que el dosificador de cloro será operado de manera manual por el operador del sistema de recarga cuando ocurra una precipitación. Por lo tanto, dicho dosificador debe ser programado para suministrar la cantidad adecuada de NaClO de acuerdo al volumen de agua que se tenga almacenado en el tanque de regulación.

6.2.3 Tanque de regulación

Los sólidos sedimentables de mayor tamaño serán tratados con un tanque de regulación que funge tanto de desarenador como de almacenamiento de agua. Para que este tanque sea un desarenador, se le proporcionó una pendiente de concreto en el fondo de dos grados comenzando desde la pared lateral derecha, que es en donde desemboca la tubería efluente y terminando en la pared lateral izquierda, a 75 centímetros por debajo de la tubería influente. De esta manera, los sedimentos quedarán retenidos en donde la pendiente termina, proporcionando un primer filtro para partículas grandes. Además, en este mismo tanque se realizará la cloración con ayuda del dosificador previamente descrito, el cual eliminará los microorganismos patógenos y reducirá la concentración de Fe.

Las dimensiones del tanque se obtuvieron a partir de las dos terceras partes restantes del gasto máximo total, las cuales tienen un valor de 183 m^3 . Por lo tanto, tomando en cuenta este valor como volumen base, se determinaron las siguientes dimensiones: $(15 \times 7 \times 2) \text{ m}$, lo que equivale a un volumen de 210 m^3 . Se consideró un tanque con capacidad de almacenar un volumen mayor al volumen base para evitar problemas de saturación o desbordamiento, en caso de una tormenta extraordinaria histórica. Asimismo, el tanque contará con una graduación interna tipo regla que permita medir la cantidad de agua que almacene y así poder programar el dosificador de NaClO de manera adecuada.

En el conducto de salida de la tubería efluente se colocará una compuerta manual que será controlada por el operador del sistema de recarga para tener más control sobre los primeros litros de agua que sean almacenados durante una precipitación y así poder suministrarles la cantidad correcta de NaClO .

Para fines prácticos, el tanque se construirá 1.20 metros por debajo de la superficie del terreno, de tal manera que sólo quedarán expuestos los primeros 80 centímetros del mismo; esto hará que la obra sea más fácil de operar. Los detalles de este elemento se muestran en la Figura 6.8.

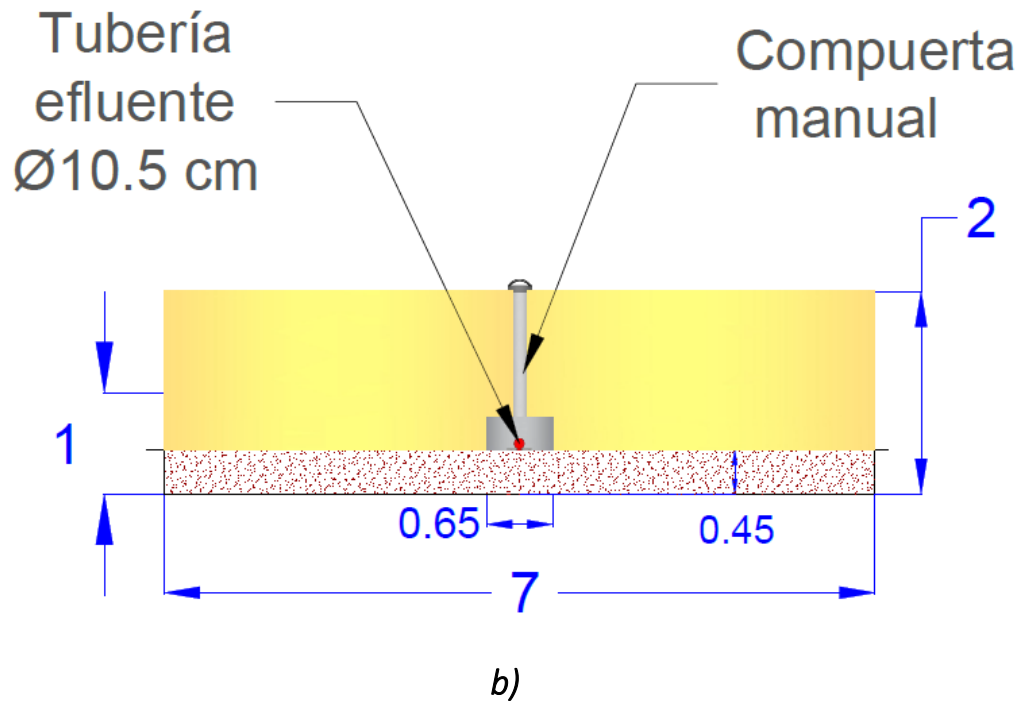
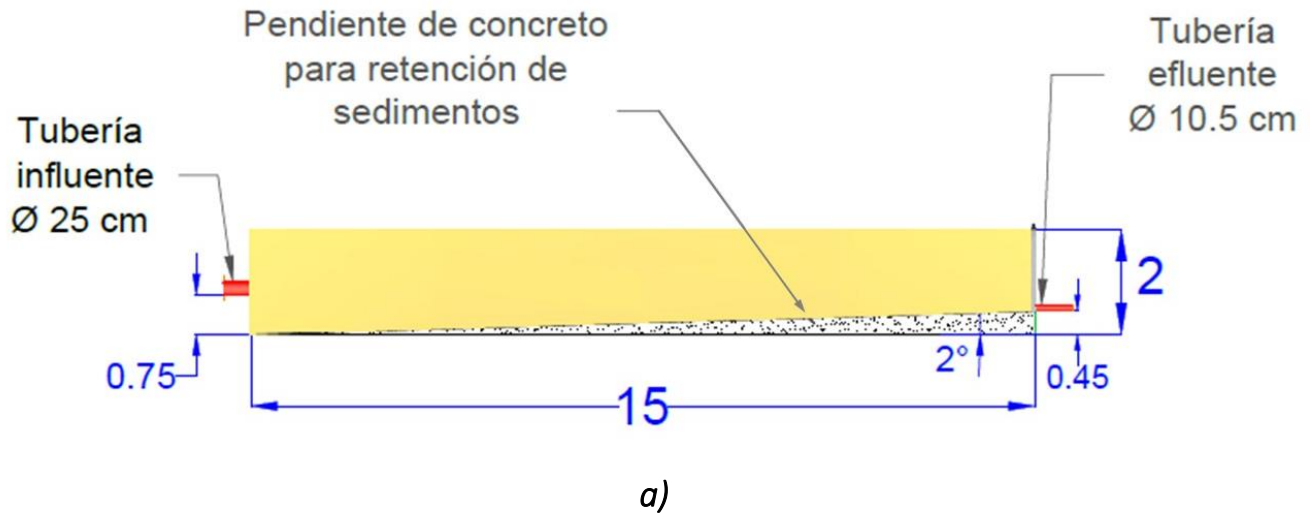


Figura 6.8. Diseño del tanque de regulación-desarenador; a) Vista frontal, b) Vista lateral derecha (cotas en metros).

6.2.5 Filtro de flujo ascendente Up-Flo Filter®

El filtro comercial Up-Flo Filter® diseñado, producido y comercializado por la empresa *Soluciones Hidropluviales S.A. de C.V.*, es un sistema de tratamiento pluvial por etapas que ofrece elevadas tasas de filtrado así como una mayor vida útil de los medios filtrantes. Este filtro retira del escurrimiento pluvial materia orgánica, metales, hidrocarburos, basura y nutrientes, con una capacidad de remoción del 90% para partículas mayores a 20 micras. Es un filtro muy eficiente que funciona con la fuerza del agua y de fácil mantenimiento.

Su funcionamiento consiste en lo siguiente:

1. El agua de lluvia ingresa al equipo por el tubo o por el brocal de entrada, y es dirigida al fondo de él en donde quedan asentadas basuras flotantes y sedimentos de gran tamaño.
2. A medida que se va llenando el cárcamo que contiene el equipo, el agua empieza a subir, primero pasa por una criba de 4 mm que retiene las partículas grandes, luego pasa por un distribuidor de flujo que retiene parte de los hidrocarburos y reparte el flujo para que pase a través del lecho fluidizado.
Cabe mencionar que un lecho fluidizado es un lecho de partículas sólidas que se suspenden en el seno de un líquido, adquiriendo un comportamiento semejante al de un fluido, en donde el fluido que va ascendiendo se filtra a través de los espacios entre éstas (Barreira, 2007).
3. El flujo va ascendiendo y los contaminantes se quedan adheridos a los medios filtrantes.
4. Finalmente el agua sale filtrada y de buena calidad para su aprovechamiento.

Para la instalación de este filtro se debe construir previamente un pozo de concreto el cual, para este proyecto, tiene las siguientes dimensiones: dos metros de diámetro por 4.8 metros de altura. Estas dimensiones fueron establecidas por la misma empresa que fabrica este artefacto de acuerdo al gasto que manejará el filtro, en este caso de 25 l/s (que es la tercera parte del gasto máximo que será capaz de infiltrar el pozo de infiltración).

En la Figura 6.9 se muestra la vista frontal del Up-Flo Filter®, así como la dirección que toma el flujo del agua una vez que entra al filtro y hasta el momento en el que el agua sale filtrada por medio de la tubería efluente para finalmente ser dirigida al pozo de infiltración.

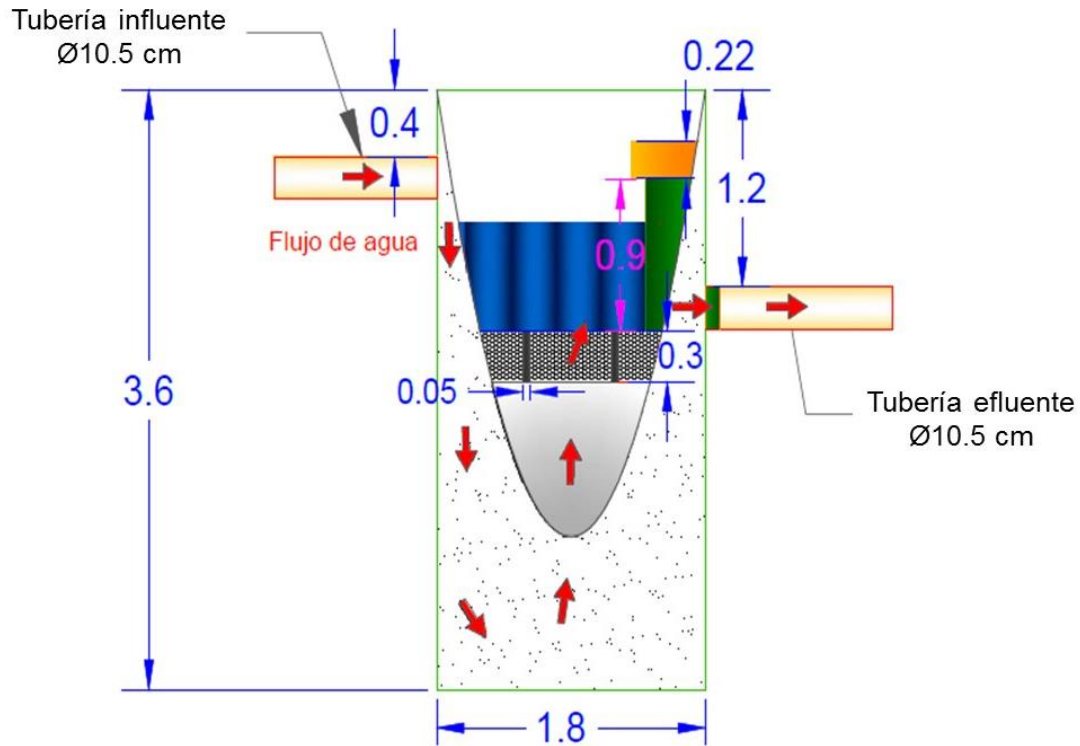


Figura 6.9. Vista frontal del Up-Flo Filter® en la cual se muestra la dirección del flujo del agua a través del filtro y hasta salir de él por medio de la tubería efluente la cual se conecta al pozo de infiltración.

En caso de que se presente una tormenta extraordinaria que supere el gasto de diseño, el Up-Flo Filter® cuenta con un By-pass que permitirá que el agua pase a través del equipo sin generar taponamientos. El By-pass también cuenta con un interceptor para desviar flotantes y aceites, evitando que estos se junten con el escurrimiento.

Asimismo, el filtro también cuenta con un dispositivo de drenado, para que una vez que haya pasado el evento de lluvia, el agua que se encuentra en los medios filtrantes se vacíe hacia al fondo del equipo, permitiendo que queden secos hasta el siguiente evento pluvial.

Los detalles de los elementos de este filtro comercial se muestran en la Figura 6.10. Asimismo, la sección A'-B' perteneciente al tren de tratamiento completo se muestra en la Figura 6.11.

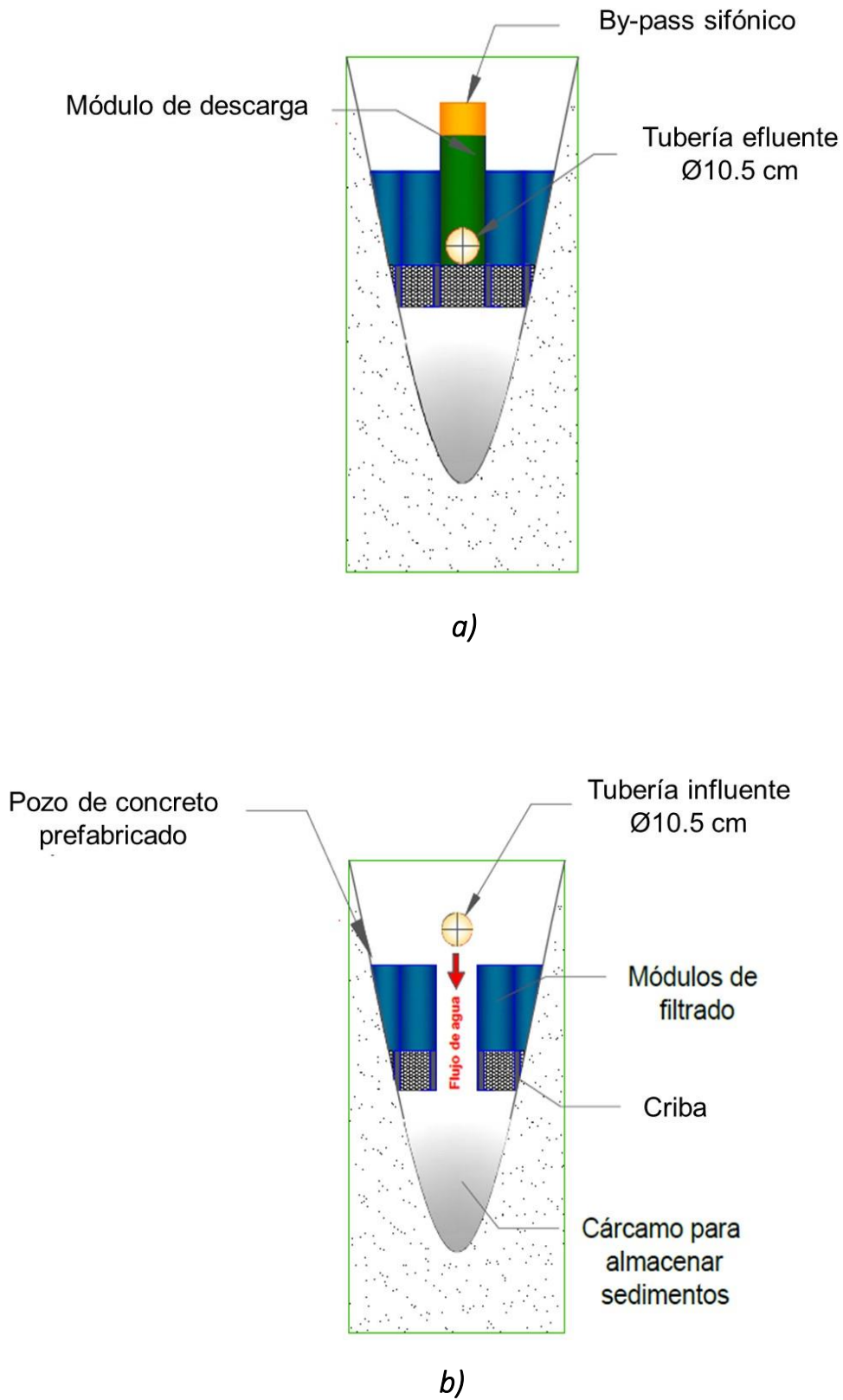


Figura 6.10. Detalle de los componentes del filtro de flujo ascendente Up-Flo Filter®. a) Vista lateral derecha; b) Vista lateral izquierda.

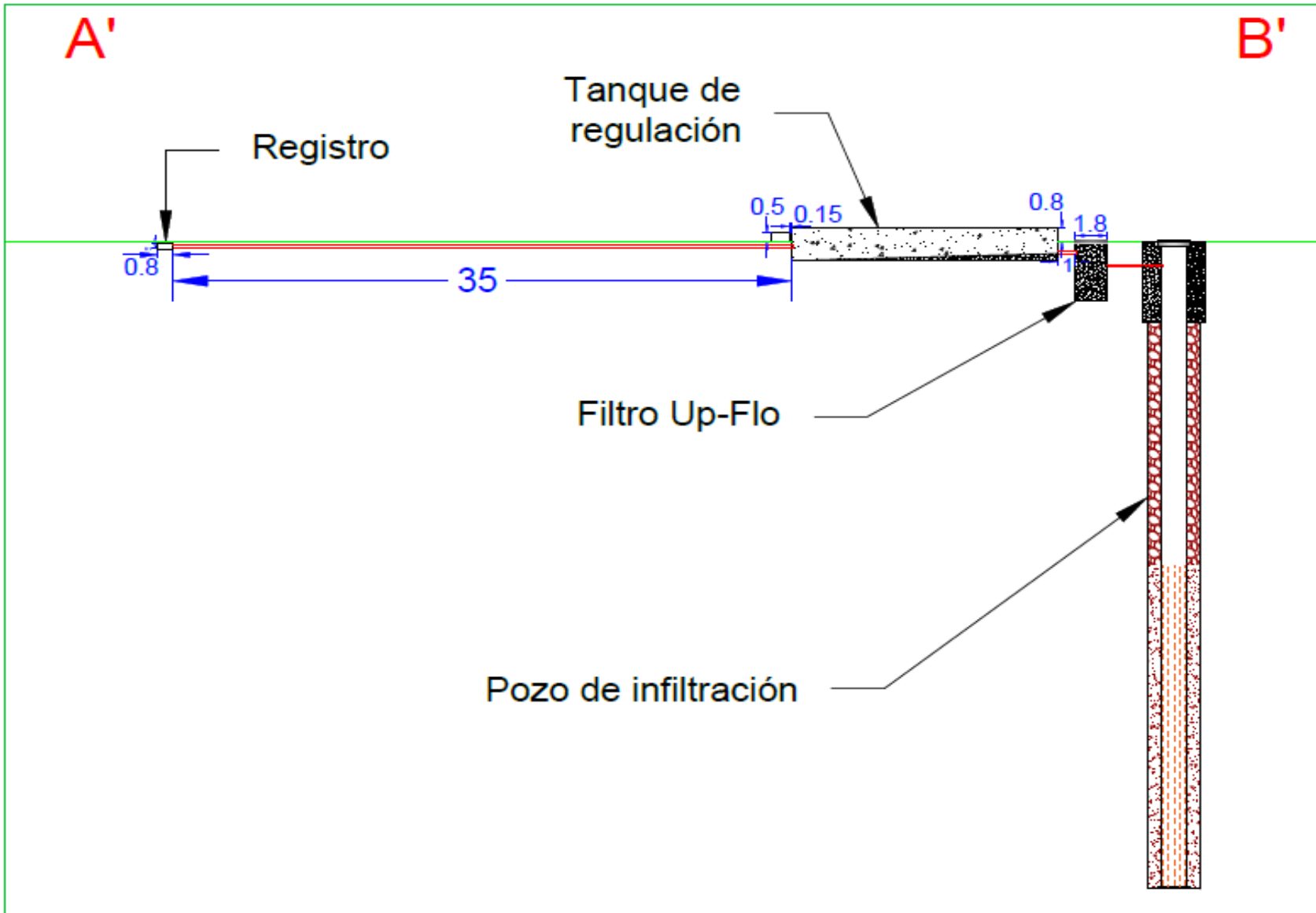


Figura 6.11. Sección A'-B', la cual muestra todos los elementos que conforman el tren de tratamiento del sistema de recarga artificial.

7. Conclusiones y recomendaciones

7.1 Conclusiones

Las pruebas de infiltración arrojan resultados favorables para la infiltración de agua en la superficie del terreno clasificándose dentro del rango *velocidad rápida*, lo que puede evitar encharcamientos cerca del sistema de recarga que impidan su buen funcionamiento y acortar su vida útil.

Se siguen las recomendaciones realizadas por Barrera (en prensa) respecto al mejor sitio para la instalación de un pozo para recarga artificial de acuerdo con los resultados obtenidos en su trabajo de tesis. Las coordenadas en UTM de dicho pozo son 14Q 496375 E, 2129218 N.

El análisis químico de calidad del agua realizado a la muestra de agua de escurrimiento arroja una calidad moderada comparada con la calidad del agua del acuífero subyacente tomada del pozo San Luis 9. Por lo tanto, es necesario la instalación de un tren de tratamiento que trate el agua pluvial antes de infiltrarla al subsuelo para de esta forma cumplir con la normatividad estipulada por CONAGUA y mantener los parámetros de calidad dentro de los límites permisibles.

La red de flujo local realizada a partir de información de la profundidad de los niveles estáticos y la elevación del brocal de los pozos seleccionados dentro de un rango de un kilómetro en la zona de estudio, tomando como punto central el Deportivo San Luis, arroja que la dirección preferencial del flujo subterráneo es hacia el pozo San Luis 10, el cual se encuentra a una distancia aproximada de 400 m del predio. Por lo anterior, es necesario infiltrar agua de muy buena calidad para evitar riesgos a la contaminación del agua subterránea y a la salud humana en la región. Asimismo, en el análisis se observó que el abatimiento que presenta este alumbramiento junto con los pozos San Luis 7 y 9 son los casos más graves, por lo que, de llevarse a cabo la recarga artificial de agua, se podría beneficiar esta situación, disminuyendo su profundidad con el paso del tiempo. No obstante, esta disminución depende mucho de la conductividad hidráulica del subsuelo pudiendo variar desde 40 cm hasta 6 metros cuando este parámetro es bajo, siendo necesario actualizar la información hidrogeológica del sitio con pruebas de bombeo para determinar un valor.

De acuerdo a los resultados del análisis teórico hidrogeológico de la zona de estudio, considerando un acuífero libre en régimen estacionario y las limitantes que posee el método para la determinación del abatimiento en un pozo, el comportamiento del sistema acuífero es favorable para la instalación de un pozo de recarga que sea capaz de infiltrar una tasa de 25.3 l/s,

no existiendo la posibilidad de una expulsión de agua por parte del subsuelo debido a la falta de capacidad de recibirlo y/o almacenarlo.

De acuerdo a los resultados de la tormenta de diseño, es posible la instalación de un sistema de recarga artificial que tenga su sistema de captación en la calle Acueducto-Este, que sea capaz de captar aproximadamente 34 % del gasto máximo del área de influencia para la zona de estudio, equivalente a una tasa de infiltración de 25.3 l/s. Esto se traduce a que los problemas de inundación generados entre las calles de Acueducto y Calvario se aminorarán de manera importante, cumpliendo con el objetivo principal de este trabajo de tesis.

7.2 Recomendaciones

Realizar un estudio hidrogeológico y pruebas de bombeo para actualizar los datos de los niveles piezométricos de los pozos aledaños a la zona de estudio, así como sus caudales de extracción, para realizar un análisis hidrogeológico con valores experimentales reales y obtener una conclusión más certera acerca del comportamiento del sistema acuífero con respecto a la infiltración artificial de agua que se planea realizar en el sitio.

Se recomienda la instalación de un pozo de monitoreo a una distancia de 15 metros del pozo de infiltración con una profundidad de 10 metros más a partir del nuevo nivel estático que se determine en las pruebas de bombeo. Esto con el objetivo de monitorear el comportamiento y posibles variaciones a la calidad del agua del acuífero con la influencia del agua infiltrada a través del sistema de recarga.

Asimismo y después de la obtención y la actualización de los datos hidrogeológicos del sitio de estudio, es recomendable realizar un modelo del comportamiento del agua infiltrada en el sistema acuífero para conocer el tiempo en el que ésta llegará al agua subterránea a través del subsuelo y cuál será el efecto de mezclado entre aguas de diferente calidad.

Al momento de la instalación, construcción, operación y cierre posterior del sistema de recarga artificial, revisar las normas:

1. NOM-003-CONAGUA, “Requisitos durante la construcción de pozos de extracción de agua para prevenir la contaminación de acuíferos”
2. NOM-004-CONAGUA “Requisitos para la protección de acuíferos durante el mantenimiento y rehabilitación de pozos de extracción de agua y para el cierre de pozos en general”

Una vez que empiece a operar el sistema de recarga artificial se recomienda realizar un muestreo de calidad del agua en el agua de escorrentía (saliendo del filtro up-flo) para verificar que los parámetros fuera de norma hayan sido eliminados y/o aminorados dentro de los límites permisibles. De no ser así, es necesario implementar otra técnica de remediación de agua para aprobar la verificación correspondiente y evitar una posible contaminación al acuífero.

Finalmente, se recomienda realizar mantenimiento periódico de todos los componentes del sistema de recarga artificial respetando los siguientes periodos de tiempo:

- *Rejilla de captación*: una vez a la semana en temporada de lluvias y una vez al mes para el resto del año.
- *Tubería*: una vez al mes en temporada de lluvias, y una vez cada seis meses para el resto del año.
- *Tanque de regulación*: una vez cada 15 días en temporada de lluvias y una vez cada cuatro meses para el resto del año.
- *Filtro up-flo*: una vez cada cuatro meses
- *Pozo de infiltración*: una vez cada cuatro meses

Referencias

A

Álvarez Jr., M., 1958. *Provincias Fisiográficas de la República Mexicana*. XX Congreso Geológico Internacional. Ciudad de México, 1958.

Arce, J. L., Layer, P. W., Lassiter, J. C., Benowitz, J. A., Macías, J. L., Ramírez-Espinosa, J., 2013. *$^{40}\text{Ar}/^{39}\text{Ar}$ dating, geochemistry, and isotopic analyses of the quaternary Chichinautzin volcanic field, south of Mexico City: implications for timing, eruption rate, and distribution of volcanism*. Springer. Noviembre, 2013.

Arce, J. L., Layer, P. W., Morales-Casique, E., Benowitz, J. A., Rangel, E., Escolero, O., 2013. *New constraints on the subsurface geology of the Mexico City Basin: The San Lorenzo Tezonco deep well, on the basis of $^{40}\text{Ar}/^{39}\text{Ar}$ geochronology and whole-rock chemistry*. Journal of Volcanology and Geothermal Research, 2013.

Anexo A, 1996. Norma Salvadoreña de CONACYT. Adaptación de la Propuesta de norma de aguas residuales descargadas a un cuerpo receptor. Ministerio de Salud, El Salvador, 1996. pp 21-26.

Angeles S., Perevochtchikova, M. y Carrillo Rivera, J. J., 2008. *Posibles controladores hidrogeológicos de impacto ambiental por la extracción de agua subterránea en Xochimilco, México*. Journal of Latin American Geography, 7(1), pp. 39-56.

Asano, Takashi, 1985. *Artificial Recharge of Groudwater*. Butterworth Publishes, Primera edición. Estados Unidos de América, 1985. Pp. 80-112

B

Barrera-Mendoza, José A., en prensa. *Empleo del método geofísico tomografía de resistividad eléctrica para la ubicación de un sitio de recarga de acuífero en Xochimilco*. México. Tesis de Licenciatura.

Barreira, M., Victor M., 2007. *Estudio hidrodinámico de un lecho fluidizado*. Proyecto fin de carrera, Ingeniería Industrial. Universidad Carlos III de Madrid, Escuela Politécnica de Madrid. Madrid, España, 2007.

C

CFE, 1996. *Caracterización del suelo de la zona de recarga artificial del acuífero de la zona oriente*. Plano geológico del Distrito Federal. Comisión Federal de Electricidad. México, 1996.

CONAGUA, 2004. *Proyecto de abastecimiento de agua potable y saneamiento del Valle de México*. Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana. México, 2004.

CONAGUA, 2007. *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Pruebas de bombeo*. Comisión Nacional del Agua. Diciembre, 2007

CONAGUA, 2011. *Agua en el mundo*. Estadísticas del agua en México, edición 2011. Comisión Nacional del Agua, México, 2011.

CONAGUA, 2015. *Normales climatológicas por estación*. Servicio Meteorológico Nacional (En línea) Disponible en: <http://smn.cna.gob.mx/climatologia/Mensuales/df/00009051.TXT>

Cortéz, F., Javier, 2012. Recarga artificial de acuíferos mediante pozos de infiltración. *Tesis de licenciatura*. Santiago de Chile, 2012.

Custodio, E. y Llamas, M. R., 1996. Hidrología Subterránea. Tomo I y II. Editorial Omega. Segunda edición corregida. Barcelona, España 1996.

D

DCM, 2012. *Clima: Ciudad de México*. Datos Climáticos Mundiales. Climate-Data.org. (En línea) Disponible en: <http://es.climate-data.org/location/1093/>

De Cserna, Z., de la Fuente–Duch, M, Palacios–Nieto, M., Triay, L., Mitre–Salazar, L.M., Mota–Palomino, R., 1987. *Estructura geológica, gravimetría, sismicidad y relaciones neotectónicas regionales de la cuenca de México*. Universidad Nacional Autónoma de México, México, D.F. Instituto de Geología, Boletín, 104, 71 p.

Dirección Ejecutiva de Organización y Geografía, 2014. *Datos demográficos de la Delegación Xochimilco*. Instituto Electoral del Distrito Federal. (En línea) Sitio web visitado en 2014. Disponible en: <http://secure.iedf.org.mx/screc2010/delegacion.php?del=XOCHIMILCO>

DOF, 1997. Norma Oficial Mexicana NOM-006-CNA-1997. *Fosas sépticas prefabricadas-Especificaciones y métodos de prueba*. Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales. Diario Oficial de la Federación. México, 1997.

DOF, 2000. Norma Oficial Mexicana Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1997, *Salud ambiental. Agua para uso y consumo humano. Límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización*. Secretaría de Salud. Diario Oficial de la Federación. México, 2000.

DOF, 2008. Norma Oficial Mexicana NOM-015-CONAGUA-2007, *Infiltración artificial de agua a los acuíferos.- Características y especificaciones de las obras y del agua*. Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales. Diario Oficial de la Federación. México, 2008.

E

Edmunds, W. M., Carrillo-Rivera, J. J. y Cardona, A., 2002. Geochemical evolution of groundwater beneath. Ciudad de México, Journal of Hydrology, Issue 258, pp. 1-24.

Escalante, S. C. y Reyes, C. L., 2008. Técnicas estadísticas en hidrología. Segunda edición. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. México, 2008. pp 28, 66-67, 129.

Esteban-Calderón, C. P., Domínguez-Mora R. y Esquivel G. G., 2012. *Aplicación de modelos de parámetros concentrados y distribuidos a tres subcuencas de la zona poniente del Valle de México*. XXII Congreso Nacional de Hidráulica. Acapulco, Guerrero, México. Noviembre, 2012.

F

Ferrari, L., Orozco-Esquivel, T., Manea, V., Manea, M., 2012. *The dynamic history of the Trans-Mexican Volcanic Belt and the Mexico subduction zone*. Tectonophysics Journal, 2012.

Freeze, R. A. y Cherry, J. A., 1979. *Groundwater*. Editorial Prentice Hall. Primera edición Nueva Jersey, Estados Unidos, 1979. pp. 3-4.

H

Hernández-Espriú, J. A., Reyna-Gutiérrez, A., Sánchez-León, E., Cabral-Cano, E., Carrera-Hernández, J., Martínez-Santos P., Macías-Medrano, S., Falorni, Giacomo y Colombo, Davide, 2014. *The DRASTIC-Sg model: an extension to the DRASTIC approach for mapping groundwater vulnerability in aquifers subject to differential land subsidence, with application to Mexico City*. Hydrogeology Journal, 2014.

I

Ibañez-Asensio, S., Moreno-Ramón H. y Blanquer J. M., 2013. *Características del infiltrómetro de doble anillo* (En línea).

Disponible en: <http://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/7840/AD%20Infiltrometro.pdf>

INEGI, 2002. *Estadísticas del Medio Ambiente del Distrito Federal y Zona Metropolitana*. Recursos Naturales y Servicios Ambientales. 2002

INEGI, 2007. *Cuaderno estadístico delegacional de Xochimilco, Distrito Federal*. (En línea)

Disponible en:

<http://www.inegi.org.mx/est/contenidos/espanol/sistemas/cem07/info/df/m013/mapas.pdf>

L

Larregui, N. E., 2004. *Propósitos de los ciudadanos senadores*. LXII Legislatura, Tercer año de ejercicio. Gaceta del Senado no. 74.

Disponible en: <http://www.senado.gob.mx/?ver=sp&mn=2&sm=2&id=3242>

LASGRWC, 2010. *A Project of the Los Angeles & San Gabriel Rivers Watershed Council, Water Augmentation Study. Research, Strategy, and Implementation Report*. Los Angeles and San Gabriel Rivers Watershed Council (LASGRWC), 2010.

Le Maitre, R. W., Streckeisen A., Zanettin B., Le Bass M. J., Bonin B., Bateman P., 2002. *Igneous Rocks. A classification and Glossary of Terms: Recommendations of the International Union of Geological Sciences Subcommission on the Systematics of Igneous Rocks*. s.l.:Cambridge University Press, 252p.

Lesser-Illades, Juan M. y Asociados S.A. de C.V., 1991. *Recarga artificial de agua residual tratada al acuífero del Valle de México*. Ingeniería Hidráulica en México, VI(2), pp. 65-70

Lesser-Illades, Juan M., 2005. *Evolución Piezométrica del acuífero de la Ciudad de México*. Asociación Geohidrológica Mexicana. V Congreso de Aguas Subterráneas. Hermosillo, Sonora, 2005.

M

Mooser, R., Montiel, A. y Zúñiga, A., 1996. *Nuevo mapa geológico de las cuencas de México, Toluca y Puebla. Estratigrafía tectónica regional y aspectos geotérmicos*. (Visto en: Hernández-Espriú, et al., 2014. The DRASTIC-Sg model: an extension to the DRASTIC approach for mapping groundwater vulnerability in aquifers subject to differential land subsidence, with application to Mexico City. Hydrogeology Journal. 2014).

N

Navarrete, Said; Jiménez, Blanca; Navarro, Inés; Domínguez, Ramón. Evaluación del riesgo al acuífero de Xochimilco por lluvias extremas. Tecnología y Ciencias del Agua, vol. IV, núm. 3, julio-agosto,. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Morelos, México, 2013. pp. 103-123

R

Reyna, T. M., 2008. *Acoplamiento de los procesos de escurrimiento superficial e infiltración*. Tesis de Doctorado. Córdoba, Argentina, 2008.

Rivera, R. J., 2013. *Hidrología I: Ciclo Hidrológico*. Segunda edición. Universidad de Coruña, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (En línea).

Disponible en: http://loki.udc.es/info/asignaturas/grado_itop/415/pdfs/Capitulo%203.pdf

Ruíz, Rosío y Ruíz, Gerardo., 2011. *Sobreexplotación y Análisis multi-temporal del acuífero de la Ciudad de México*. Red del Agua, Ciudad Universitaria. Ciudad de México.

S

SACMEX, 2015. *Información de niveles piezométricos en algunos pozos de la zona sur y oriente de la Ciudad de México*. Tabla de datos proporcionada por académico de la Facultad de Ingeniería. Sistema de Aguas de la Ciudad de México. Visto en 2015.

SAGARPA, 2012. *Hidrología aplicada a las pequeñas obras hidráulicas*. Subsecretaría de Desarrollo Rural. Dirección General de Apoyos para el Desarrollo Rural. Colegio de Postgraduados. México, 2012.

Sánchez-Meza, P., Romero-Jarero, J., Negrete-Redondo, P., López-Simeon, R., Malpica-Sánchez, A., 2007. *Aprovechamiento de los ambientes reducidos para la producción de organismos acuáticos susceptibles a cultivo, para el consumo humano*. E-journal, 40(001), pp. 55-67.

SMN, 2010. *Climas en México*. Servicio Meteorológico Nacional. Comisión Nacional del Agua (En línea) Visto en septiembre 2014.

Disponible en:

http://smn.cna.gob.mx/index.php?option=com_content&view=article&id=103&Itemid=80

U

USGS, 2014. Science for a Changin World. United States Geological Survey. (En línea) Visto en 2013.

Disponible en: <http://water.usgs.gov/edu/watercyclespanish.html>

V

Vargas C., Ortega-Guerrero, 2004. Fracture hydraulic conductivity in the Mexico City clayey aquitard: field piezometer rising-head tests. *Hydrogeology Journal*, Volume 12, Issue 3, pp 336-344, Junio 2004.

W

Wilmans-Cifuentes, Walter R., (2001). Recarga Artificial de Acuíferos en el Sector Alto de la Cuenca del Río Mapocho. XIV Congreso Chileno de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. Dirección General de Agua. Santiago de Chile, 2001.