

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



**ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUB  
SUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL  
MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS  
DEL AMSS**

PRESENTADO POR:

**IRVING EDWARD CUESTAS VENTURA**

**CARLOS JOSUE MEJIA LOPEZ**

PARA OPTAR AL TITULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

CIUDAD UNIVERSITARIA, ENERO 2019

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

RECTOR:

**MSC. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO**

SECRETARIO GENERAL:

**MSC. CRISTOBAL HERNAN RIOS BENITEZ**

**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**

DECANO:

**ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCON SANDOVAL**

SECRETARIO:

**ING. JULIO ALBERTO PORTILLO**

**ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

DIRECTOR:

**ING. JORGE OSWALDO RIVERA FLORES**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

**INGENIERO CIVIL**

Título:

**ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUB  
SUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL  
MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS  
DEL AMSS**

Presentado por:

**IRVING EDWARD CUESTAS VENTURA**

**CARLOS JOSUE MEJIA LOPEZ**

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Asesores:

**ING. EDWIN SANTIAGO ESCOBAR RIVAS**

**MSC. ING. INGRID ALTAGRACIA ALFARO LOPEZ**

SAN SALVADOR, ENERO 2019

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Asesores:

**ING. EDWIN SANTIAGO ESCOBAR RIVAS**

**MSC. ING. INGRID ALTAGRACIA ALFARO LOPEZ**

## **AGRADECIMIENTOS**

A Dios Todopoderoso, que ha estado presente en cada momento de nuestra carrera y en especial en esta etapa final, que nos dio entendimiento, protección, sabiduría y la fortaleza para poder alcanzar esta meta.

A nuestros asesores, Ing. Edwin Santiago Escobar e Ing. Ingrid Alfaro López, por ser nuestros guías, por dedicarnos su tiempo, compartirnos su conocimiento e impulsarnos en nuestra formación profesional.

A todos los catedráticos que formaron parte del proceso de enseñanza y aprendizaje a lo largo de nuestra carrera, por brindarnos sus conocimientos y por su disponibilidad para asesorarnos cuando lo necesitamos.

Agradecimiento especial a OPAMSS por brindarnos su apoyo durante el desarrollo de nuestro trabajo de graduación, por aportar sus conocimientos en áreas específicas para lograr el desarrollo de este trabajo de graduación.

*Edward Cuestas y Josué Mejía*

## DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO, por su infinito amor, por haberme permitido alcanzar esta meta, por estar siempre junto a mí guiando mis pasos; protegiéndome ante todo mal y peligro, por darme la sabiduría y entendimiento durante toda la carrera.

A MIS PADRES, Víctor Cuestas y Jeany Ventura, ya que, sin ellos, sin su esfuerzo, su gran amor y su sacrificio, se me hubiese hecho más difícil culminar esta meta, gracias por los consejos, regaños, por la confianza que depositaron en mí, porque sé que cuando el camino se ponía más duro fueron mi apoyo y mi fortaleza.

A MIS HERMANOS, Víctor Cuestas Ventura y Derssy Cuestas Ventura, por el enorme apoyo incondicional y comprensión a lo largo de mi carrera y por impulsarme siempre a ser mejor cada día.

A MI NOVIA, Vanessa Ascencio por estar siempre junto a mí, dándome ánimos, apoyo y comprensión durante este camino.

A MI COMPAÑERO DE TESIS, Josué Mejía, con agradecimiento por la confianza depositada en mí, por su amistad incondicional y por haber sido parte vital en la consecución de este objetivo.

A todos los amigos que descubrí durante la carrera, gracias por haber hecho de mis años universitarios, una maravillosa experiencia.

*Irving Edward Cuestas Ventura.*

## DEDICATORIA

A JESÚS, al cual le debo todo lo que soy y lo que puedo alcanzar, Él me ha dado las fuerzas, inteligencia y la vida hasta el día de ahora, ha puesto en mi camino una gran familia, la cual ha sido mi gran apoyo. No solo me brindo a mi familia, sino que puso en mi vida amigos los cuales hicieron muy ameno la carrera y más en los momentos malos donde parecía lejos la culminación de la carrera. Realmente este logro es tuyo Señor Jesús porque de tu eres el dador y creador de la Inteligencia a ti sea el honor por siempre.

A MI MADRE, Teresa De Jesús, la cual ha sido mi apoyo a lo largo de la carrera y gracias a ella fue posible obtener el título, en los momentos donde quería abandonar todo ella me impulsaba a seguir adelante, agradezco muchísimo por ese esfuerzo y sacrificio que me brindo hasta la finalización de la carrera.

A LA MEMORIA DE MI PADRE, Carlos Mejía Leiva, porque gracias a sus enseñanzas y apoyo le debo la persona que soy.

A todos los que conocí a lo largo de la carrera, los cuales son muchos y sería una osadía mencionar a cada uno de ellos, pero les agradezco por brindar su apoyo y conocimiento en esta etapa de mi vida. En especial a Edward Cuesta el cual compartimos momentos difíciles y parecía que no llegaríamos a este momento, su amistad y apoyo fueron de mucha ayuda en este camino.

*Carlos Josué Mejía.*

## ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN GENERAL .....	i
----------------------------	---

### CAPÍTULO I ANTEPROYECTO

1.0. INTRODUCCIÓN .....	2
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	6
1.3. OBJETIVOS.....	10
1.3.1.    Objetivo general.....	10
1.3.2.    Objetivos específicos .....	10
1.4. ALCANCES .....	11
1.5. LIMITACIONES.....	13
1.6. JUSTIFICACION.....	14

### CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.0. INTRODUCCIÓN .....	18
2.1. SITUACIÓN ACTUAL DEL AMSS .....	20
2.1.1.    Expansión urbana en el AMSS.....	22
2.2. GEOGRAFÍA DEL AMSS .....	24
2.2.1.    Clima.....	26
2.1.1.    Geomorfología del AMSS .....	27
2.2. TIPOS DEL SUELO DEL AMSS.....	31
2.3. HIDROGRAFIA DEL AMSS.....	45
2.3.1.    MOVIMIENTO DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS.....	47



**CAPÍTULO III**  
**TOMA DE MUESTRAS EN CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO**

<b>3.0. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>52</b>
<b>3.1. CONCEPTOS BASICOS: INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA</b>	
<b>SUBSUPERFICIAL Y MOVIMIENTO DEL AGUA EN EL SUBSUELO ....</b>	<b>54</b>
3.1.1. Infiltración .....	54
3.1.2. Escorrentía Subsuperficial.....	56
3.1.2.1. El Ciclo de la Escorrentía .....	57
3.1.2.2. Factores que condicionan la Escorrentía .....	62
3.1.3. Movimiento del agua en el Subsuelo.....	62
<b>3.2. MEDICION DE LA PERMEABILIDAD EN MUESTRAS DE PUNTOS</b>	
<b>SELECCIONADOS DEL AMSS (EN LABORATORIO) .....</b>	<b>68</b>
3.2.1. Permeabilidad .....	68
3.2.2. Medición de la permeabilidad del suelo en el Laboratorio .....	73
<b>3.3. MEDICION DE LA INFILTRACIÓN EN LABORATORIO DE LAS 8</b>	
<b>MUESTRAS DE PUNTOS SELECCIONADOS DEL AMSS .....</b>	<b>75</b>
3.3.1. Selección de sitios para la toma de muestras .....	75
3.3.2. Toma de muestras en campo.....	77
3.3.3. Descripción detallada de las muestras .....	79
3.3.4. Contenido de humedades con las que se extrajeron las muestras.....	83
3.3.5. Preparación y monitoreo de muestras en laboratorio.....	87
3.3.6. Registro del proceso de saturación en laboratorio de cada muestra ..	89
3.3.7. Proceso de sobrecarga para medir asentamientos en las muestras .	101
3.3.8. Vibrado de muestras de suelo. ....	104
3.3.9. Granulometrías de las Muestras de suelo.....	115

**CAPÍTULO IV  
MEDICIÓN DE LA PERMEABILIDAD EN CAMPO**

<b>4.0. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>126</b>
<b>4.1. MEDICIÓN DE LA PERMEABILIDAD EN CAMPO.....</b>	<b>128</b>
4.1.1. Formas para medir permeabilidad del suelo en campo .....	128
<b>4.2. PRUEBAS IN SITU DE LOS PUNTOS SELECCIONADOS DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR. ....</b>	<b>136</b>

**CAPÍTULO V  
DISEÑO, MANTENIMIENTO Y OPERACIÓN DE  
LOS DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN**

<b>5.0. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>152</b>
<b>5.1. DIAGNÓSTICO DE LOS DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN .....</b>	<b>154</b>
5.1.1. Normas y Reglamentos utilizados para la construcción de Dispositivos de Infiltración en el AMSS.....	159
5.1.1.1. Reglamento a la Ley de Ordenamiento y Desarrollo Territorial...	159
5.1.1.2. Norma Técnica para la perforación de pozos profundos de ANDA .....	160
<b>5.2. TIPOS DE DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN EXISTENTES .....</b>	<b>162</b>
5.2.1. Principales Tipos de Dispositivos de Infiltración .....	163
5.2.1.1. Planos de infiltración.....	163
5.2.1.2. Depresiones de infiltración .....	167
5.2.1.3. Cuencas de percolación .....	177
5.2.1.4. Pozos de infiltración.....	191
5.2.1.5. Pavimentos permeables .....	195
5.2.1.6. Trincheras de infiltración .....	200
<b>5.3. DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN EXISTENTES EN EL AMSS .....</b>	<b>203</b>
5.3.1. Pozos de infiltración.....	203

5.3.2.	Depósito de almacenamiento e infiltración.....	206
5.3.3.	Trinchera de infiltración para regulación parcial.....	208
<b>5.4.</b>	<b>DISEÑO DE DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN .....</b>	<b>209</b>
5.4.1.	Metodologías de diseño .....	209
5.4.2.	Diseño de la capacidad de los dispositivos de Infiltración.....	216
5.4.2.1.	Diseño de capacidad de excedencia .....	218
5.4.3.	Diseño de Franjas Filtrantes .....	226
5.4.3.1.	Descripción general.....	226
5.4.3.2.	Consideraciones generales de diseño .....	228
5.4.3.3.	Selección y sitio de franjas filtrantes .....	230
5.4.3.4.	Diseño hidráulico.....	231
5.4.3.6.	Diseño de control de flujo máximo .....	233
5.4.3.7.	Diseño de control de volumen .....	233
5.4.3.8.	Diseño de flujo de excedencia .....	234
5.4.3.9.	Especificaciones Técnicas.....	234
5.4.3.11.	Requisitos de construcción .....	235
5.4.4.	Cunetas verdes (Swales).....	237
5.4.4.1.	Consideraciones generales de diseño .....	241
5.4.4.2.	Selección y ubicación de Cunetas verdes. ....	244
5.4.4.3.	Diseño hidráulico.....	246
5.4.4.4.	Cunetas verdes en zonas de transporte.....	247
5.4.4.6.	Cunetas verdes húmedas (Con agua permanente) .....	250
5.4.4.7.	Diseño de interceptación.....	252
5.4.4.8.	Diseño de control de flujo máximo .....	253
5.4.4.9.	Diseño de control de volumen .....	254
5.4.4.10.	Diseño de flujo de excedencia .....	254
5.4.4.11.	Pretratamiento y entradas .....	255
5.4.4.12.	Materiales .....	256
5.4.4.13.	Requisitos de construcción .....	258
5.4.4.14.	Requerimientos de operación y mantenimiento .....	260
5.4.5.	Lagunas de infiltración (Estanques Y Humedales).....	263

5.4.5.1.	Consideraciones generales de diseño .....	270
5.4.5.2.	Selección y sitio de estanques o humedales.....	273
5.4.5.3.	Diseño hidráulico .....	276
5.4.5.4.	Diseño de interceptación.....	277
5.4.5.5.	Diseño de control de flujo máximo .....	277
5.4.5.6.	Diseño de control de volumen .....	277
5.4.5.7.	Diseño de flujo de excedencia .....	278
5.4.5.8.	Especificaciones físicas .....	279
5.4.5.9.	Materiales .....	281
5.4.5.10.	Requisitos de construcción .....	283
5.4.5.11.	Requerimientos de operación y mantenimiento .....	284
5.4.6.	Pozos de infiltración.....	289
5.4.6.1.	Estudio de Factibilidad.....	289
5.4.6.2.	Dimensionamiento .....	290
5.4.6.3.	Análisis hidráulico. ....	293
5.4.6.4.	Profundidad de almacenamiento (BermHeightor Storage Depth) .....	295
5.4.6.5.	Fracción del volumen de vegetación (Vegetation Volume Fraction).....	296
5.4.6.6.	Almacenamiento (Storage).....	296
5.4.6.7.	Espesor de capa de grava o altura del barril (Thickness).....	296
5.4.6.8.	Relación de vacíos (Void Ratio).....	297
5.4.6.9.	Tasa de infiltración (SeepageRate).....	297
5.4.6.10.	Detalles constructivos generales .....	297
5.4.6.11.	Factor de obstrucción (Clogging Factor) .....	298
5.4.7.	Trincheras de infiltración .....	299
5.4.7.1.	Descripción general.....	299
5.4.7.2.	Consideraciones generales de diseño .....	302
5.4.7.3.	Selección de sitios y colocación de trincheras de infiltración ....	305
5.4.7.4.	Diseño hidráulico .....	307
5.4.7.5.	Diseño de interceptación.....	309

5.4.7.6.	Diseño de control de volumen .....	310
5.4.7.7.	Diseño de flujo de excedencia .....	310
5.4.7.8.	Diseño de tratamiento .....	310
5.4.7.9.	Materiales .....	312
5.4.7.10.	Diseño y plantación del paisaje .....	317
5.4.7.11.	Requisitos de construcción .....	317
5.4.7.12.	Requisitos de operación y mantenimiento.....	318
<b>5.5.</b>	<b>EJEMPLOS DE DISEÑO DE DISPOSITIVOS DE INFILTRACION.....</b>	<b>322</b>
5.5.1.	Calculo de Caudal por Método Racional. ....	322
5.5.2.	Diseño de Franjas Filtrantes. ....	326
5.5.3.	Diseño de cunetas verdes. ....	329
5.5.4.	Diseño de Laguna de Infiltración. ....	332
5.5.5.	Diseño de pozos de infiltración. ....	333
5.5.6.	Diseño de trinchera de infiltración .....	335

## **CAPÍTULO VI**

### **ANÁLISIS COSTO BENEFICIO DE LOS DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN**

<b>6.0.</b>	<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>340</b>
<b>6.1.</b>	<b>COSTOS BENEFICIOS DE DISPOSITIVOS DE INFILTRACION.....</b>	<b>341</b>
6.1.1.	Conceptos clave para evaluar los costos y beneficios .....	344
6.1.1.1.	Valoración de por vida.....	344
6.1.1.2.	Análisis de incertidumbre y sensibilidad .....	346
6.1.1.3.	Costos de operación y mantenimiento.....	349
6.1.2.	Beneficios directos e indirectos de dispositivos de infiltración. ....	353
6.1.2.1.	Beneficios cuantificables .....	355
6.1.2.2.	Beneficios no cuantificables.....	356
<b>6.2.</b>	<b>COMPARACIÓN DE COSTOS Y BENEFICIOS.....</b>	<b>358</b>
6.2.1.	Relación costo-beneficio.....	359
6.2.2.	Análisis de costo-efectividad.....	359

<b>6.3. ANALISIS DE COSTOS DE LOS DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN ...</b>	<b>360</b>
6.3.1. Presupuesto de franja filtrante.....	361
6.3.2. Presupuesto de cuneta verde .....	365
6.3.3. Presupuesto de laguna de infiltración.....	370
6.3.5. Presupuesto trinchera de infiltración .....	378
6.3.6. Cuadros resumen de costos de dispositivos de infiltración .....	382
<b>6.4. ANALISIS COSTO-BENEFICIO DE LOS DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN.....</b>	<b>383</b>

## **CAPÍTULO VII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

<b>7.0. CONCLUSIONES .....</b>	<b>388</b>
<b>7.1. RECOMENDACIONES .....</b>	<b>396</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>400</b>
<b>GLOSARIO .....</b>	<b>405</b>
<b>ANEXO A. FICHAS DE RESULTADOS DE MUESTRAS ENSAYADAS .....</b>	<b>410</b>
<b>ANEXO B. CUADRO CON PARAMETROS DE DISEÑO PARA TODOS LOS SUELOS EN LOS DIFERENTES CINCO DISPOSITIVOS DE INFILTRACION CONSIDERADOS.....</b>	<b>418</b>
<b>ANEXO C. TABLA RESUMEN DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SUELOS EXTRAIDOS. ....</b>	<b>423</b>
<b>ANEXO D. PLANOS DE DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN DISEÑADOS.....</b>	<b>423</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

### CAPÍTULO I ANTEPROYECTO

Figura 1.1. Ciclo Hidrológico.....	5
Figura 1.2. Ciclo Hidrológico (Natural vs con urbanización).....	6
Figura 1.3. Río Acelhuate durante la crecida .....	8
Figura 1.4. Colapso de tubería en Colonia Medica .....	8
Figura 1.5. Cuerpos de agua contaminados del El Salvador. ....	9
Figura 1.6. Producción del agua del AMSS. ....	9
Figura 1.7. Mapa de ubicación de los sitios de muestreo .....	11
Figura 1.8. Hundimiento de pavimento. ....	15
Figura 1.9. Las cualidades de suelo estable comparadas con las de suelo licuado. ....	15

### CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

Figura 2.1. Área Urbana del Área Metropolitana de San Salvador. ....	23
Figura 2.2. Panorámica del Área Metropolitana de San Salvador.....	26
Figura 2.3. Mapa geomorfológico de la zona de estudio .....	28
Figura 2.4. Ladera parte sur de la caldera Ilopango .....	29
Figura 2.5. Laderas del Picacho .....	30
Figura 2.6. Cerca de la ciudad de San Martín la erosión forma un relieve de tipo "badlands". ...	30
Figura 2.7. Volcán de San Salvador.....	31
Figura 2.8. Mapa de relieve del Área Metropolitana de San Salvador (AMSS).....	34
Figura 2.9. Secuencias estratigráficas. ....	44
Figura 2.10. Perfil de Unidades Geotécnicas de TBJ.....	45
Figura 2.11. Curvas isofreáticas y movimiento del flujo de aguas subterráneas. ....	48
Figura 2.12. Mapa hidrogeológico del área de estudio. ....	50

### **CAPÍTULO III**

## **TOMA DE MUESTRAS EN CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO**

Figura 3.1. Infiltración en el suelo.....	55
Figura 3.2. Ciclo de Escorrentía 1ª fase.....	58
Figura 3.3. Ciclo de Escorrentía 2ª fase.....	59
Figura 3.4. Ciclo de Escorrentía 3ª fase.....	60
Figura 3.5. Ciclo de Escorrentía 4ª fase.....	61
Figura 3.6. Evolución temporal de algunos componentes del Ciclo Hidrológico en una tormenta.....	61
Figura 3.7. Movimiento del agua en las diferentes zonas del suelo.....	67
Figura 3.8. Ilustración de suelo impermeable y suelo permeable.....	69
Figura 3.9. Muestra de suelos llevadas a laboratorio y colocación de carga hidráulica controlada.....	74
Figura 3.10. Visita previa a sitios de extracción de muestras.....	76
Figura 3.11. Mapa de los sitios seleccionados para la extracción de muestras.....	76
Figura 3.12. Limpieza de area de talud para la extraccion de muestra.....	77
Figura 3.13. Estrato de TBJ y Flujo de escombros del Canton el Carmen y estrato con calicata para extraccion del cubo de suelo.....	77
Figura 3.14. Estrato de paleosuelo, union de estrato y escoria meteorizada de la 75 av.Norte.....	78
Figura 3.15. Tallando el cubo de suelo.....	78
Figura 3.16. Muestra dentro de caja de acrilico para su posterior transpote hacia el laboratorio de suelos y materiales.....	79
Figura 3.17. Muestras para ensayo de contenido de humedad.....	83
Figura 3.18. Nivelación horizontal de las muestras.....	87
Figura 3.19. Agujero excavado para prueba de infiltración.....	88
Figura 3.20. Llenado de agua en los agujeros para el proceso de infiltración.....	88
Figura 3.21. Mangueras instaladas para evacuar el agua excedente de las muestras.....	88
Figura 3.22. Fotografía de sobrecarga de las primeras cuatro muestras de suelo.....	103
Figura 3.23. Fotografía de sobrecarga de las últimas cuatro muestras de suelo.....	103
Figura 3.24. Transporte de las muestras y Simulador de Sismos (De izquierda a derecha). ....	104
Figura 3.25. Muestras colocadas en el simulador de Sismos.....	105
Figura 3.26. Simulación de sismo, sobre mesa de forma manual.....	107
Figura 3.27. Muestras de suelo en la mesa vibratoria.....	107



Figura 3.28. Sensores TMS3 colocados en las muestras de TBJ.....	108
Figura 3.29. Gráfico Tiempo vs humedad de muestra M-7 .....	111
Figura 3.30. Gráfico Tiempo vs humedad de muestra M-8 .....	112
Figura 3.31. Ensayos de granulometría y gravedad específica. ....	116
Figura 3.32. Gráfico de granulometría de muestras M-1 y M-2 .....	117
Figura 3.33. Gráfico de granulometría de muestra M-3 .....	118
Figura 3.34. Gráfico de granulometría de muestra M-4 .....	119
Figura 3.35. Gráfico de granulometría de muestra M-5 .....	120
Figura 3.36. Gráfico de granulometría de muestra M-6 .....	121
Figura 3.37. Gráfico de granulometría muestra M-7 .....	122
Figura 3.38. Gráfico de granulometría de muestra de comparación con muestra M-8 .....	123
Figura 3.39. Gráfico de granulometría de muestra M-8 .....	124

## **CAPÍTULO IV**

### **MEDICIÓN DE LA PERMEABILIDAD EN CAMPO**

Figura 4.1. Proceso de ensayo de campo por infiltración de agua en calicatas.....	129
Figura 4.2. Permeámetro desmontado, permeámetro montado. ....	130
Figura 4.3. Barreno, perforador cilíndrico y cepillo.....	131
Figura 4.4. Válvula de control para llenar reservorio, medidor de carga o tubo Marriottte superior. ....	131
Figura 4.5. Reservorio montado en su trípode y tubo Marriottte inferior. ....	132
Figura 4.6. Exvacacion del agujero de 6 cm de diametro y llenado del recipiente con agua. ....	132
Figura 4.7. Montaje del quipo y llenado de ambos tubos.....	133
Figura 4.8. Valvula de control. Lado izquierdo abierto , lado derecho cerrado.....	133
Figura 4.9. Tubo para colocar carga de 5 cms. y 10 cms. ....	134
Figura 4.10. Permeametro de Guelph instalado en campo. ....	135
Figura 4.11. Medición de la permeabilidad.....	136

## CAPÍTULO V

### DISEÑO, MANTENIMIENTO Y OPERACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN

Figura 5.1. Esquema de franjas filtrantes. ....	164
Figura 5.2. Franja filtrante. ....	165
Figura 5.3. Ecobloc dispositivo de infiltración. ....	169
Figura 5.4. Depósito de almacenamiento (depresión natural). ....	168
Figura 5.5. Estructura de una zanja de infiltración. ....	172
Figura 5.6. Zanjas de infiltración para recarga de acuíferos en Chile. ....	172
Figura 5.7. Cuneta verde seca localizada en parking asfaltado en Virginia. ....	175
Figura 5.8. Cuneta seca antes y después de un episodio de lluvia. ....	175
Figura 5.9. Áreas de Biorretención. ....	179
Figura 5.10. Sección transversal de cajas de biorretención. ....	179
Figura 5.11. Humedal Artificial de Flujo Sub-superficial Vertical. ....	184
Figura 5.12. Humedal Artificial. ....	184
Figura 5.13. Ejemplo de Laguna de infiltración. ....	188
Figura 5.14. Estanque de Retención. ....	190
Figura 5.15. Pozos de infiltración aplicados en la ciudad de México. ....	194
Figura 5.16. Pozo de absorción/infiltración Construido in-situ. ....	195
Figura 5.17. Funcionamiento del concreto permeable. ....	198
Figura 5.18. Dispositivos de pavimento permeables. ....	198
Figura 5.19. Sección transversal de trincheras de infiltración. ....	201
Figura 5.20. Trinchera de infiltración terminada. ....	202
Figura 5.21. Fotografía pozo de infiltración en la urbanización Madre Selva (AMSS). ....	204
Figura 5.22. Fotografía tapa de acceso de un pozo de infiltración en la región del AMSS. ....	205
Figura 5.23. Fotografías de pozo de infiltración en proyecto Portal del Casco. ....	205
Figura 5.24. Características básicas del dispositivo de regulación e infiltración. ....	206
Figura 5.25. Dispositivo de regulación por conducto (urbanización Paso Fresco). ....	207
Figura 5.26. Aspecto general de la zona de emplazamiento del proyecto Nueva Apopa. ....	209
Figura 5.27. Estudio experimental de trinchera de infiltración en el control de la generación del escurrimiento superficial. ....	212
Figura 5.28. Volumen afluente para un único bloque de precipitación. ....	213
Figura 5.29. Notación utilizada en el Modelo de Bouwer (1969). ....	214
Figura 5.30. Esquema de ejemplo para el diseño de una franja de filtro. ....	228
Figura 5.31. Cuneta verde típica de transporte / atenuación. ....	239

Figura 5.32. Cuneta verde seca típica .....	240
Figura 5.33. Cuneta verde húmeda típica .....	240
Figura 5.34. Vista de planta típica de una cuneta verde .....	241
Figura 5.35. Elemento tipo presa de madera para cunetas verdes.....	257
Figura 5.36. Vista del plano y perfil de los detalles de Laguna de infiltración. ....	269
Figura 5.37. Detalles típicos del borde de la Laguna plantada .....	269
Figura 5.38. Detalles típicos del borde de la Laguna no plantada.....	270
Figura 5.39. Detalles para un revestimiento geosintético típico.....	282
Figura 5.40. Detalles para una línea de geomembrana típica.....	283
Figura 5.41. Detalles para un revestimiento de arcilla típico .....	283
Figura 5.42. Pozo de infiltración construido In-Situ.....	298
Figura 5.43. Imágenes de trincheras de infiltración. ....	300
Figura 5.44. Esquema del drenaje del filtro.....	302
Figura 5.45. Detalles de trincheras cuando están adyacentes a una carretera. ....	304

## **CAPÍTULO VI**

### **ANÁLISIS COSTO-BENEFICIO DE LOS DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN**

Figura 6.1. Gráfico beneficio-costos de los dispositivos de infiltración. ....	385
Figura 6.2. Gráfico beneficio-costos de los dispositivos de infiltración, en base a su área .....	385

## ÍNDICE DE TABLAS

### CAPÍTULO I ANTEPROYECTO

Tabla 1.1. Cuadro resumen de detalles de los sitios de muestreo.....	12
--	----

### CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

Tabla 2.1. Datos de superficie, población y densidad del AMSS por Municipio.....	20
Tabla 2.2. Zonificación climática de San Salvador. Según Koppen-Sapper-Laurer y Holdridge.	27

### CAPÍTULO III TOMA DE MUESTRAS EN CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO

Tabla 3.1. Relación del tipo de suelo con el coeficiente de permeabilidad.....	71
Tabla 3.2. Valores orientativos del coeficiente de permeabilidad.....	72
Tabla 3.3. Clases de permeabilidad de los suelos para obras de ingeniería civil.....	72
Tabla 3.4. Descripción de muestra de suelo número uno.....	79
Tabla 3.5. Descripción de muestra de suelo número dos.....	80
Tabla 3.6. Descripción de muestra de suelo número tres.....	80
Tabla 3.7. Descripción de muestra de suelo número cuatro.....	81
Tabla 3.8. Descripción de muestra de suelo número cinco.....	81
Tabla 3.9. Descripción de muestra de suelo número seis.....	82
Tabla 3.10. Descripción de muestra de suelo número siete.....	82
Tabla 3.11. Descripción de muestra de suelo número ocho.....	83
Tabla 3.12. Hojas de control de registros de muestra número uno.....	89
Tabla 3.13. Hojas de control de registros de muestra número dos.....	91
Tabla 3.14. Hojas de control de registros de muestra número tres.....	93
Tabla 3.15. Hojas de control de registros de muestra número cuatro.....	94
Tabla 3.16. Hojas de control de registros de muestra número cinco.....	95
Tabla 3.17. Hojas de control de registros de muestra número seis.....	96
Tabla 3.18. Hojas de control de registros de muestra número siete.....	97
Tabla 3.19. Hojas de control de registros de muestra número ocho.....	99
Tabla 3.20. Cuadro Resumen de tasas de infiltración.....	101

Tabla 3.21. Asentamiento por sobrecarga de las muestras extraídas.....	102
Tabla 3.22. Resumen de resultado de la prueba de vibración.....	105
Tabla 3.23. Saturación antes de la vibración.....	108
Tabla 3.24. Resumen de resultado de la prueba de vibración de muestra N°5.....	108
Tabla 3.25. Resumen de resultado de la prueba de vibración de muestra N°6.....	109
Tabla 3.26. Resumen de resultado de la prueba de vibración de muestra N°7.....	109
Tabla 3.27. Resumen de resultado de la prueba de vibración de muestra N°6.....	110
Tabla 3.28. Humedades antes y después de vibrado.....	114

## **CAPÍTULO IV MEDICIÓN DE LA PERMEABILIDAD EN CAMPO**

Tabla 4.1. Registro del permeámetro 75 avenida norte. Paleosuelo.....	138
Tabla 4.2. Registro del permeámetro 75 avenida norte. Unión-estratos.....	139
Tabla 4.3. Registro del permeámetro 75 avenida norte. Escoria Meteorizada.....	140
Tabla 4.4. Registro del permeámetro cantón el Carmen. Contacto TBJ-Flujo de escombros... ..	141
Tabla 4.5. Registro del permeámetro cantón el Carmen. Flujo de escombros.....	142
Tabla 4.6. Registro del permeámetro calle a Huizúcar. Arcilla.....	143
Tabla 4.7. Registro del permeámetro cumbres de Cuscatlán. TB4.....	144
Tabla 4.8. Registro del permeámetro Tenerife Santa Tecla. Plan de la Laguna.....	145
Tabla 4.9. Registro del permeámetro Talud UES. TBJ estrato superior.....	146
Tabla 4.10. Registro del permeámetro Talud UES. TBJ estrato inferior.....	147
Tabla 4.11. Registro del permeámetro Jardines de la Sabana. Flujo de escombro.....	148
Tabla 4.12. Permeabilidad de las muestras, evaluadas en campo.....	150

## **CAPÍTULO V DISEÑO, MANTENIMIENTO Y OPERACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN**

Tabla 5.1. Especificaciones de materiales filtrantes para trincheras.....	315
Tabla 5.2. Requisitos de operación y mantenimiento para drenajes de filtro.....	321
Tabla 5.3. Coeficientes de escorrentía según el tipo de área drenada.....	324
Tabla 5.4. Cuadro de caudales para tormentas con duración de 30 min.....	325
Tabla 5.5. Criterios de diseño para zanjas filtrantes.....	326
Tabla 5.6. Criterios de diseño para cunetas verdes.....	329
Tabla 5.7. Criterios de diseño para zanjas filtrantes.....	332

## CAPÍTULO VI

### ANÁLISIS COSTO-BENEFICIO DE LOS DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN

Tabla 6.1. Hoja de metrado de excavación de franja filtrante. ....	361
Tabla 6.2. Costos de personal y herramientas para excavación de franja filtrante. ....	362
Tabla 6.3. Hoja de metrado de material de franja filtrante. ....	363
Tabla 6.4. Costos de personal, materiales y herramientas para construir franja filtrante. ....	364
Tabla 6.5. Total de presupuesto para construcción de zanja filtrante. ....	364
Tabla 6.6. Hoja de metrado de excavación de cuneta verde. ....	365
Tabla 6.7. Costos de personal y herramientas para excavación de cuneta verde. ....	365
Tabla 6.8. Hoja de metrado de material de cuneta verde. ....	366
Tabla 6.9. Costos de personal para colocar materiales cuneta verde. ....	367
Tabla 6.10. Hoja de metrado de material de dissipador de cuneta verde. ....	368
Tabla 6.11. Costos de personal, materiales y herramientas para construir cuneta verde. ....	369
Tabla 6.12. Total de presupuesto para construcción de cuneta verde. ....	369
Tabla 6.13. Hoja de metrado de excavación de laguna de infiltración. ....	370
Tabla 6.14. Costos de personal y herramientas para excavación de laguna de infiltración. ....	371
Tabla 6.15. Hoja de metrado de material de laguna de infiltración. ....	372
Tabla 6.16. Costos de personal y herramientas para laguna de infiltración. ....	373
Tabla 6.17. Hoja de metrado de área de engramado de laguna de infiltración. ....	373
Tabla 6.18. Costos de personal, materiales y herramientas para construir laguna filtrante. ....	374
Tabla 6.19. Total de presupuesto para construcción de laguna de infiltración. ....	374
Tabla 6.20. Hoja de metrado de excavación de pozo de infiltración. ....	375
Tabla 6.21. Hoja de metrado para material pétreo de pozo de infiltración. ....	376
Tabla 6.22. Costos de personal, materiales y herramientas para construir pozo de infiltración. ....	377
Tabla 6.23. Total de presupuesto para construcción de pozo de infiltración. ....	377
Tabla 6.24. Hoja de metrado de excavación de trinchera de infiltración. ....	378
Tabla 6.25. Costos de personal y herramientas para excavación de trinchera de infiltración. ....	378
Tabla 6.26. Hoja de metrado de material de trinchera de infiltración. ....	379
Tabla 6.27. Costos de personal, materiales y herramientas para construir trinchera filtrante. ....	381
Tabla 6.28. Total de presupuesto para construcción de trinchera de infiltración. ....	381
Tabla 6.29. Cuadro resumen de costos de dispositivos de infiltración. ....	382
Tabla 6.30. Cuadro resumen de efectividad del caudal infiltrado por cada dispositivo. ....	382
Tabla 6.31. Matriz de análisis costo beneficio de dispositivos de infiltración. ....	384

## TABLA DE ABREVIATURAS Y SIGLAS

AMSS	Área Metropolitana de San Salvador.
ANDA	Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados.
BMP	Best Management Practices, (Mejores Métodos de Gestión)
CEDEX	Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas.
CIRIA	Construction Industry Research and Information Association, (Asociación de Investigación e Información de la Industria de la Construcción)
COAMSS	Consejo de Alcaldes del Área Metropolitana de San Salvador.
EIC	Escuela de Ingeniería Civil.
EPA	Environmental Protection Agency, (Agencia de Protección del Medio Ambiente).
FIA	Facultad de ingeniería y Arquitectura.
MARN	Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
OPAMSS	Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador.
SUDS	Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible.
PIB	Producto Interno Bruto
TBJ	Tierra Blanca Joven
UES	Universidad de El Salvador.
USGS	United States Geological Survey, (Servicio Geológico de los Estados Unidos).

## TABLA DE SÍMBOLOS Y UNIDADES

%	Porcentaje.
$\phi$	Diámetro.
A	Área.
$A_{inf}$	Área de infiltración
cal.	Calorías.
cm.	Centímetros.
$cm^2$	Centímetros cuadrados.
$cm^3$	Centímetros cúbicos.
E	East, (Este).
g.	Gramos.
H	Altura.
h-h	Horas-hombre
k	Coefficiente de Permeabilidad.
kg	Kilogramos.
km	Kilómetros.
L	Longitud.
m	Metros.
$m^2$	Metros cuadrados.
$m^3$	Metros cúbicos.
min.	Minutos.
ml.	Mililitros.
mm.	Milímetros.
msnm.	Metros sobre el nivel del mar.
N	North, (Norte).
°C	Grados Celsius.
pulg.	Pulgadas.



Q	Caudal.
R	Velocidad estacionaria permeámetro de Guelph.
S	South, (Sur).
s	Segundos.
t	Tiempo.
v	Velocidad.
V	Volumen.
$V_{inf}$	Volumen de Infiltración
W	West, (Oeste).
w	Contenido de humedad.
X	Constante permeámetro de Guelph.

## INTRODUCCIÓN GENERAL

La presente investigación da a conocer si los suelos de algunos sectores del Área Metropolitana de San Salvador (AMSS), considerados como representativos con base en la distribución de los estratos geológicos de la zona, son o no aptos para infiltrar de manera adecuada el agua de precipitación depositada en ellos por medio de dispositivos de infiltración como pozos, cunetas, lagunas, trincheras, entre otros; todo lo anterior basado principalmente en: mediciones de permeabilidad, ensayos de infiltración de los suelos seleccionados del AMSS tanto en laboratorio, como en pruebas en campo.

Se ensayaron ocho muestras de suelos a las cuales se les realizó la prueba de infiltración controlada en laboratorio, por medio de cajas de acrílico y probetas, ensayos de humedad, granulometría, gravedad específica, pruebas de vibración y estabilidad de suelo por sobrecargas. También se realizaron pruebas de permeabilidad en campo con el permeámetro de Guelph.

También, en el proceso de infiltración del agua entre estratos de suelo, es indispensable conocer su movimiento (vertical/horizontal) para poder implementar prácticas adecuadas en trabajos relacionados con obras civiles, ya que es necesario establecer relaciones entre aguas superficiales y aguas subterráneas, con el objeto de reducir de manera óptima los acontecimientos críticos, tales como inundaciones o deslizamientos en periodos de lluvias intensas y de larga duración. Por lo que mediante la prueba de infiltración en

laboratorio en cajas de acrílico transparente, se observó la dirección del movimiento del agua entre los estratos de suelos en estudio.

De esta forma con los resultados obtenidos en los ensayos, se generaron propuestas de diseños de cinco dispositivos de infiltración y para seleccionar el diseño más óptimo se realizó un análisis costo beneficio, teniendo como criterios la eficiencia, el área de emplazamiento y el costo económico por cada uno de ellos.

# **CAPÍTULO I**

---

## **ANTEPROYECTO**

## **1.0. INTRODUCCIÓN**

En el proceso de infiltración del agua entre estratos de suelo, es indispensable conocer su movimiento (vertical/horizontal) para poder implementar prácticas adecuadas en trabajos relacionados con obras civiles, ya que es necesario establecer relaciones entre aguas superficiales y aguas subterráneas, con el objeto de reducir de manera óptima los acontecimientos críticos, tales como inundaciones o deslizamientos en periodos de lluvias intensas y de larga duración.

La presente investigación está enfocada en los suelos de algunos sectores del Área Metropolitana de San Salvador (AMSS), considerados como representativos, con base en la distribución de los estratos geológicos de la zona.

El crecimiento de la urbanización en el AMSS, trajo consigo el aumento de las susceptibilidades a inundaciones y la disminución de la recarga acuífera, principalmente por la poca infiltración de las aguas lluvias en zonas impermeabilizadas; por lo que, a partir de esta condición, se vuelve necesario adoptar medidas para el manejo adecuado de la escorrentía superficial.

En países como Francia y Japón, se utilizan dispositivos de retención y disposición de la infiltración, como una obra de mitigación a la impermeabilización del suelo; sin embargo, se requiere conocer muy a fondo el

movimiento real de estas aguas infiltradas, especialmente en zonas altamente urbanizadas, con suelos y estratos que no tienen las características adecuadas para ello, volviéndolos susceptibles a fallamientos.

La presente investigación buscará responder si los suelos investigados son o no aptos para infiltrar de manera adecuada el agua de precipitación, depositada sobre ellos por medio de dispositivos artificiales como pozos, zanjas, jardines, humedales, etc. Todo lo anterior basado principalmente en mediciones de permeabilidad en campo y ensayos de infiltración de los suelos seleccionados del AMSS (en laboratorio y pruebas in situ), y así poder generar propuestas de diseño óptimo, de los diferentes dispositivos de infiltración, mediante los resultados obtenidos.

## 1.1. ANTECEDENTES

El área metropolitana de San Salvador (AMSS) es la zona más densamente poblada de El Salvador, con aproximadamente 2,656 habitantes por Km<sup>2</sup><sup>1</sup>; asimismo, el AMSS es el centro de la política y economía del país, en donde se concentra aproximadamente el 33% del PIB nacional<sup>2</sup>; sin embargo, el AMSS ha tenido un crecimiento urbano desordenado, primero por la migración de los pobladores de las zonas rurales a la capital, en busca de fuentes de trabajo y mejores condiciones de vida, lo cual da origen a uno de los problemas de degradación y explotación no controlada de las fuentes de agua y suelos, que presionan y comprometen estos vitales recursos naturales; generando en segundo, la demanda de servicios básicos en las viviendas e incrementando las áreas impermeabilizadas, disminuyendo áreas de infiltración y aumentando la escorrentía superficial, modificando por ende el ciclo hidrológico natural.

El cambio en el uso del suelo, se origina al ser transformada su capacidad de infiltración (de origen volcánico de la zona rural) a superficies de reducida capacidad de infiltración en las zonas urbanas.

El proceso de urbanización conlleva la reducción de la infiltración debido a la eliminación de la capa de vegetación natural (que intercepta la precipitación y promueve la evapotranspiración), la desaparición de irregularidades en el suelo

---

<sup>1</sup>Ministerio de Economía, 2007y Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador (2013). Datos del VI Censo de Población y V de Vivienda, Dirección General de Estadística y Censos, DIGESTYC,

<sup>2</sup> Consejo de Alcaldes y Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador COAMSS-OPAMSS (2017). Resumen Ejecutivo, Esquema Director AMSS.

en donde se almacena el agua precipitada y la impermeabilización posterior. Esto se traduce en la interrupción de equilibrio hídrico natural (hidrología superficial y recarga de acuíferos), cuyos efectos más relevantes son:

- El aumento de los caudales punta.
- Volúmenes de escorrentía más elevados.
- El incremento de las inundaciones.
- Reducción de niveles subterráneos base.



Figura 1.1. Ciclo Hidrológico

Fuente: Servicio Geológico de los Estados Unidos de Norteamérica (USGS)



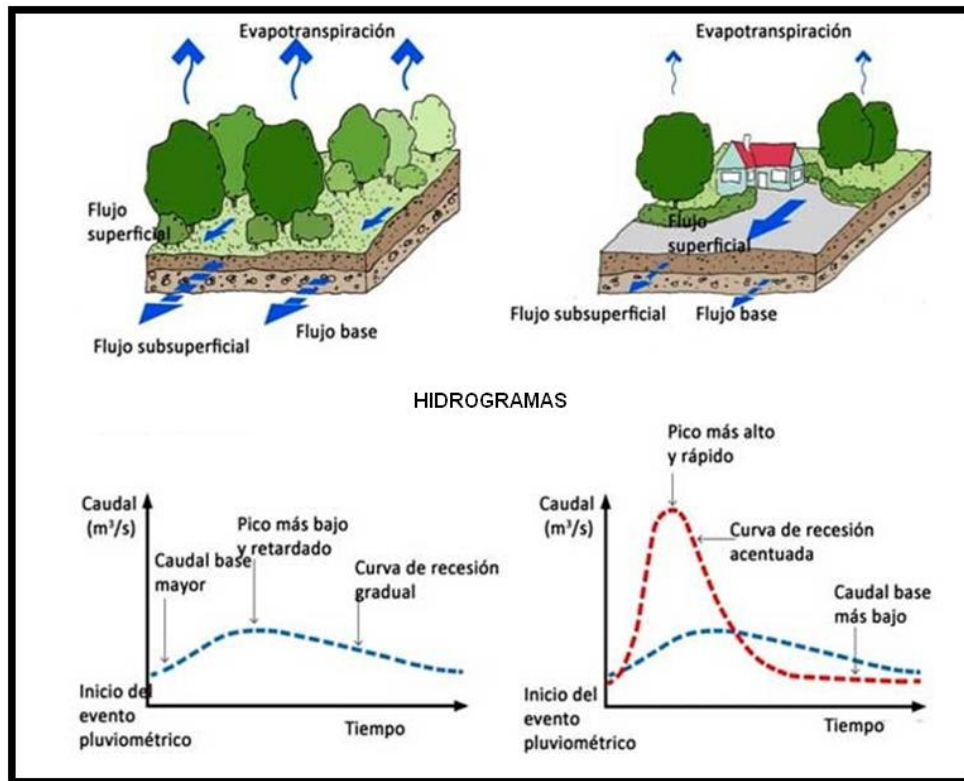


Figura 1.2. Ciclo Hidrológico (Natural vs con urbanización)  
 a) Ciclo Hidrológico Natural. b) Ciclo Hidrológico con Urbanización.

## 1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En el AMSS, la urbanización descontrolada y específicamente el incremento de áreas impermeabilizadas, ha traído consigo incrementos en la escorrentía superficial, lo que causa una reducción importante de las capacidades de las redes de drenaje, las cuales a su vez se muestran obsoletas estructuralmente y ya sin capacidad hidráulica, provocando inundaciones tanto locales como desbordamientos de ríos y quebradas, afectando directamente a los asentamientos urbanos que se encuentran emplazados, legales o no, en las riveras de los ríos y quebradas.

Por otra parte, la alta densidad poblacional del AMSS, exige un alto suministro de agua potable, desde las viviendas hasta la industria, sin contarse con un adecuado control y manejo de este recurso. Prueba de ello es que, en el año 2016, se decretó al AMSS en estado de emergencia por la escasez de agua potable y estrés hídrico<sup>3</sup>; lo cual convierte a El Salvador en el primer país de Centroamérica con este diagnóstico, aun a pesar de las grandes cantidades de precipitación anuales (1,800 mm/año en promedio).

Debido a la presión social y especialmente económica, la parte alta de las cuencas se ve continuamente afectada por cambios de uso de suelo, modificado desde el año 1992 al 2009, en un 19%<sup>4</sup> de una cobertura boscosa y cafetalera, a zonas impermeabilizadas en centros comerciales y nuevas zonas residenciales. Esta modificación en el cambio de uso de suelo, unido a la no existencia hasta el momento de un Plan de Ordenamiento Territorial, a la no exigencia de un Impacto Hidrológico Nulo en Proyectos de Urbanizaciones, Construcciones y Lotificaciones, y a la construcción de obras de drenaje que aceleran la velocidad del cauce, ha inducido que se generen nuevas zonas de inundación en la parte media y baja de las cuencas altamente pobladas y han aumentado la escorrentía superficial hasta en un 70%<sup>5</sup> en el caudal punta, al mismo tiempo que se ha reducido el tiempo de llegada de la creciente hasta un

---

<sup>3</sup> Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN) 2016

<sup>4</sup> Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN) / Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET). 2010

<sup>5</sup> Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN) / Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET). 2010

40%; Igualmente, el nivel y la velocidad del agua en diferentes tramos del cauce, ha presentado un aumento promedio del 15% y 20 %<sup>6</sup>, respectivamente.



Figura 1.3. Rio Acelhuate durante la crecida  
Fuente Diario Digital. (2016)



Figura 1.4. Colapso de tubería en Colonia Medica  
Fuente: Diario Digital. (2016)

Es por ello por lo que muchas instancias como ANDA y MARN, comenzaron a solicitar en sus trámites para nuevas construcciones, la implementación de pozos de infiltración en los proyectos<sup>7</sup>, sin considerar las características y propiedades de los suelos, tipos de estratos, calidad y cantidad del agua infiltrada; por lo que nace el interés en estudiar sectores específicos en donde

---

<sup>6</sup> Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN) / Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET). 2010

<sup>7</sup> La Página, Diario digital de noticias de El Salvador. (15 abril 2016). Las nuevas construcciones deberán tener pozos de infiltración.<http://www.lapagina.com.sv/entrevistas/116533/Lina-Pohl-Las-nuevas-construcciones-deberan-tener-pozos-de-infiltracion>

se pueda determinar la factibilidad de infiltrar de manera adecuada el agua lluvia en el AMSS, y evitar mayores problemas al hacerlo sin mayores estudios; por lo anterior, esta investigación, se apoyará y dará continuidad al proyecto piloto de infiltración de aguas lluvias llevado a cabo en convenio entre la OPAMSS y la FIA/UES en el año 2018.



Figura 1.5. Cuerpos de agua contaminados del El Salvador.  
Fuente: Ministerios de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN).

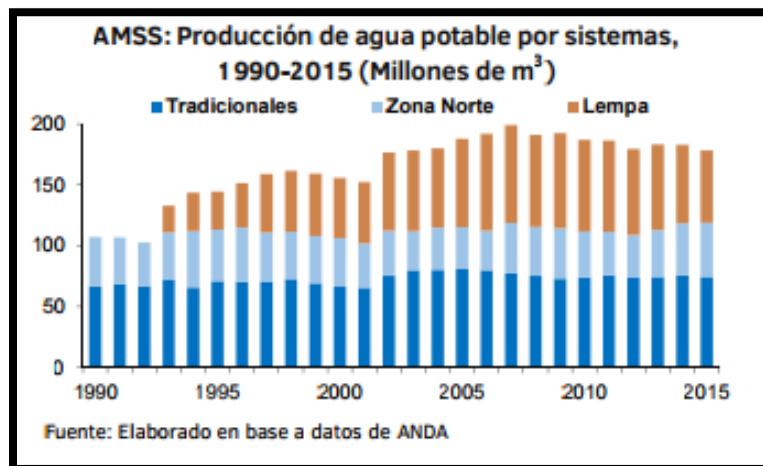


Figura 1.6. Producción del agua del AMSS.  
Fuente: Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados. (ANDA).

### **1.3. OBJETIVOS**

#### **1.3.1. Objetivo general**

Analizar la infiltración en los suelos de diferentes sectores del AMSS; a través, de la toma de muestras, para realizar ensayos de infiltración en laboratorio, incluyendo análisis de permeabilidad en campo.

#### **1.3.2. Objetivos específicos**

- ❖ Ensayar 8 muestras de suelos, provenientes de algunos sectores del AMSS, con diferentes propiedades y características, tipo de suelo, unidad geológica, pendiente y cobertura vegetal
- ❖ Establecer comparaciones entre las caracterizaciones de infiltración obtenidas mediante ensayos de laboratorio.
- ❖ Obtener para cada tipo de suelo, características de la infiltración natural y permeabilidad para realizar propuestas de diseños más adecuados, según las condiciones de los mismos.
- ❖ Seleccionar la propuesta más apropiada para la valoración del diseño entre diferentes dispositivos y métodos para la infiltración del agua lluvia, dependiendo las características de los suelos en estudio.

#### 1.4. ALCANCES

Por medio de 8 muestras de suelo, a tomar en igual número de sectores del AMSS, se obtendrán las características, la dirección preferencial del agua (horizontal/vertical), cantidades de agua infiltrada en el tiempo, cambios en el nivel de la infiltración en el suelo en estado de saturación, diferentes pendientes de inclinación y comportamiento y/o estabilidad del suelo, efecto del suelo al realizar sobrecarga y vibración para analizar la respuesta; así mismo, se llevarán a cabo pruebas de permeabilidad en campo para realizar una correlación con los modelos a ensayar en laboratorio.



Figura 1.7. Mapa de ubicación de los sitios de muestreo

PUNTO	LUGAR	MUNICIPIO	DESCRIPCIÓN GENERAL
M-1	Cantón El Carmen	San Salvador	Muestra de suelo compuesto por dos estratos el superior por TBJ color gris claro y el segundo escoria meteorizada con color café oscuro presentaban bastante humedad
M-2	Cantón El Carmen	San Salvador	Muestra de suelo de un estrato de escoria meteorizada de color café bastante oscuro. Por estar en época lluviosa los estratos presentaban bastante humedad.
M-3	Calle a Huizúcar	San Marcos	Estrato de arcilla de color rojizo, en la parte inferior del estrato presenta roca meteorizada y bastante humedad.
M-4	A un costado, en dirección Norte, de 75 av. Norte	San salvador	Estrato escoria meteorizada con presencia de óxido en la unión, con poca plasticidad de color café oscuro en la parte superior y la segunda es una escoria bastante suelta y granular.
M-5	Cumbres de Cuscatlán	Antiguo Cuscatlán	Muestra de suelo compuesto por un estrato de TB4, material bastante suelto, de consistencia porosa y color café claro.
M-6	Alturas de Tenerife	Santa Tecla	Compuesto por un estrato de material de Plan de La Laguna, en su parte superior bastante duro y en la parte inferior suelo parecido a la escoria meteorizada de consistencia porosa color café oscura.
M-7	Universidad de El Salvador	San Salvador	Muestra de suelo compuesto por dos estratos de TBJ, el superior de un color gris claro y el segundo con un color gris más oscuro, se presenta abundantes raíces y en la parte inferior se encuentra piedra pómez en descomposición.
M-8	Jardines de la Sabana	Santa Tecla	Muestra de suelo compuesto por dos estratos, el superior por TBJ color gris pardo y el segundo denominado Flujo de Escombros con color café oscuro con poca humedad, este estrato posee mucha roca madre (bloques de diámetros grandes) que está en descomposición por sectores.

Tabla 1.1. Cuadro resumen de detalles de los sitios de muestreo.

La recolección y análisis de los datos se orientará a establecer una propuesta óptima de diseño entre diferentes dispositivos y métodos para infiltración de agua, considerando las condiciones del suelo y litología de algunos sectores del AMSS. Al adoptarse estas medidas de infiltración en suelos adecuados, se podrá realizar la medición del efecto de estos dispositivos en la reducción de los actuales problemas con el manejo del agua de escorrentía.

### **1.5. LIMITACIONES**

Uno de los factores que más influyen para que la realización de la investigación se dificulte, es que dada la casi inexistencia de registros históricos significativos que reflejen la evolución de la problemática de la escasez de agua subterránea, solo se utilizarán los datos recientes de este fenómeno.

Importante destacar que, existe poca literatura e investigación en el área de estudio, primordialmente en el tema de la tendencia direccional del movimiento de agua, por lo que será importante contar con la asistencia de los expertos de la Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador (OPAMSS).

El difícil acceso a la poca información existente y a su vez casi imposibilidad de comprobar su veracidad y validez, dificultará la investigación. Por lo anterior, la limitante más grande es la falta de trabajos de investigación que contribuyan con el interés que tienen las municipalidades y el gobierno local para solventar problemas que existen en la actualidad. Por tal motivo, la Universidad de El Salvador debe de tomar el rol que le corresponde como un organismo de



investigación, para poder contribuir con estudios bases, que ayuden a minimizar los problemas reales que sufre la sociedad.

Una de las limitaciones que también entra en juego es que, debido al tamaño del AMSS, se hace muy difícil tomar puntos a lo largo de esta zona, a esto se le agrega que en varias zonas se vuelve inútil analizar puntos ya que está totalmente urbanizado; también, hay zonas con alto índice de violencia lo que hace imposible el ingreso; por lo anterior, se tomaran muestras en zonas que sean representativas y en donde se tenga futuros proyectos de urbanización.

## **1.6. JUSTIFICACION**

La infiltración de las aguas lluvias, sin control ni diseño adecuado, que no tome en cuenta el tipo de suelo y todas sus caracterizaciones particulares, es un riesgo al ejecutarse, dado que incrementa la vulnerabilidad de sectores, sobre todo con registros históricos de erosiones subterráneas, hundimientos y licuefacciones, como por ejemplo la cárcava formada en el boulevard Tutunichapa<sup>8</sup>; asimismo, de generar contaminación a través de las aguas infiltradas sin un debido pre-tratamiento.

---

<sup>8</sup>La prensa gráfica (2016). TRES VECES REINCIDENTE: LA CÁRCAVA FRENTE A SERTRACEN, San Salvador, El Salvador.



Figura 1.8. Hundimiento de pavimento  
Fuente: Periódico digital El Mundo 2016.

Como se puede observar en la figura 1.9, una infiltración inadecuada puede reducir sustancialmente la resistencia del suelo al esfuerzo cortante y hace que la masa de suelo asuma las características de un líquido. En su estado licuado, el suelo se deforma fácilmente, y los objetos pesados (tales como estructuras de concreto) pueden ser dañados por la pérdida repentina de apoyo del subsuelo.

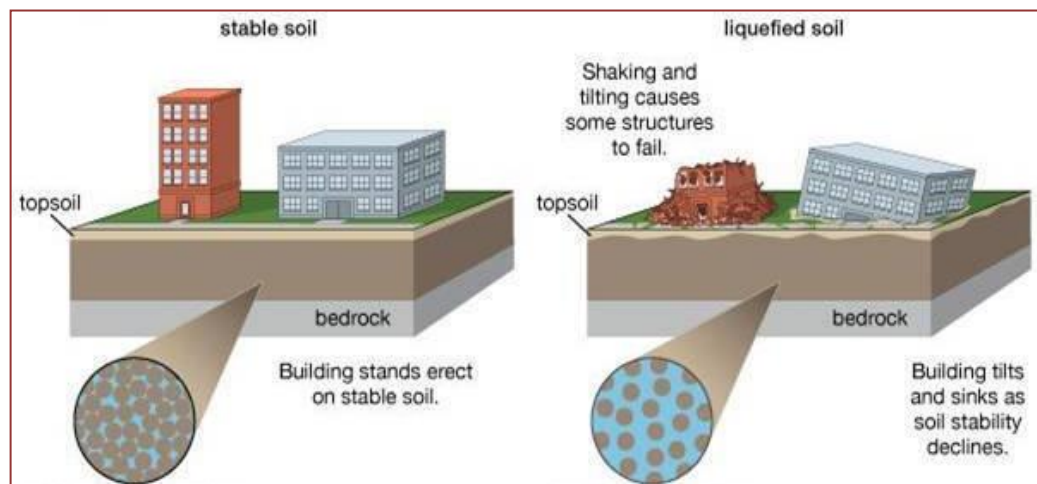


Figura 1.9. Las cualidades de suelo estable comparadas con las de suelo licuado.  
Fuente: Soil liquefaction, Encyclopedia Britannica, Inc. 2012.

Esta investigación, traerá además como resultado, la propuesta de tipos de diseño para estructuras de infiltración adecuadas para los diferentes tipos de suelo del AMSS, logrando así un manejo adecuado de las aguas a infiltrar, propiciando la recarga acuífera, sin incrementar vulnerabilidades y reduciendo las aguas de escorrentía. De aplicarse lo investigado, se lograría disminuir la vulnerabilidad a inundaciones, escasez de agua y sobre todo a evitar saturar suelos inestables, lo cual deberá ser debidamente monitoreado, medido y validado en el tiempo.

# **CAPÍTULO II**

---

## **MARCO TEÓRICO**

## **2.0. INTRODUCCIÓN**

El Área Metropolitana de San Salvador es una zona de vital importancia tanto social como económica para El Salvador, por lo que se instituyó en ella el Consejo de los Alcaldes de los municipios que conforman al AMSS, para gestionar los proyectos que ayuden a su mejoramiento y que permitan realizar un trabajo eficaz para dar soluciones a problemas que se están generando en ella, principalmente por el uso descontrolado del suelo, que se ha dado con el pasar de los años, ya que mucha gente de las áreas rurales del país emigraron hacia el AMSS y se fue urbanizando, a tal grado que para 2008, se habían utilizado aproximadamente 160 km<sup>2</sup>, y dada la geografía del AMSS, esta expansión se ha delimitado dentro de la región que se encuentra entre el volcán de San Salvador y el cerro de San Jacinto.

En el AMSS predomina un clima semihumedo por lo que la precipitación es muy habitual en la época lluviosa, con lluvias fuertes entre junio y septiembre, y lo que se ha generado por el aumento de la urbanización, es el incremento de la escorrentía superficial, lo cual ha disminuido la recarga de los acuíferos.

Los tipos de estratos que conforman el área metropolitana, por sus características, el que cuenta con mayor importancia son las tierras blancas joven (TBJ), las cuales se encuentran en la mayoría del terreno metropolitano y debido a su poca estabilidad al contacto con el agua, deben de ser de especial atención.

Investigar las características de los suelos del AMSS, ayudará a determinar en qué zonas se pueden realizar las recargas a los acuíferos mediante una cuenca de infiltración o cuenca de recarga, ya que pueden existir estratos que no permitan el flujo de agua e imposibilite la recarga. Otro aspecto importante es cómo se comportan los estratos en estado parcialmente saturado respecto de la infiltración; también es importante conocer las zonas principales de recarga acuífera; a través, de las diferentes cuencas que posee el área metropolitana.

La geomorfología del AMSS, ayuda a definir la zona de recarga, la cual está prácticamente formada por laderas y escarpes represivos y fallas. El volcán de San Salvador recarga a los costados de su superficie, consecuentemente infiltrándose a lo largo de las fallas, aunque hay que destacar que su recarga ha bajado considerablemente debido a la creciente urbanización, aumentando las avenidas. El principal acuífero que posee el AMSS está limitado por el boquerón, cordillera del Bálsamo y elevaciones de cerros, la recarga del manto acuífero es muy baja y continúa disminuyendo drásticamente debido a la impermeabilidad en las zonas de recarga natural (figura 2.12)

## 2.1. SITUACIÓN ACTUAL DEL AMSS

El Área Metropolitana de San Salvador, AMSS, es una unidad administrativa urbana constituida por 14 municipios. El municipio de San Salvador, en su calidad de capital de la Nación, es el centro poblacional y económico más importante de todo el país. Se extiende en una superficie que cubre aproximadamente 600 Km<sup>2</sup>, con cerca de 1.5 millones de habitantes, que representan el 27% de la población total del país.<sup>9</sup>

Área Metropolitana de San Salvador				
Municipios	Área (Km <sup>2</sup> )	Población (Hab)	Densidad (Hab/Km <sup>2</sup> )	Área Urbana (Km <sup>2</sup> )
Antiguo Cuscatlán	21.51	33,698	1,567	10.46
Santa Tecla	108.60	121,908	1,123	14.94
Apopa	53.05	131,286	2,475	13.09
Ayutuxtepeque	8.83	34,710	3,931	2.63
Cuscatancingo	6.49	66,400	10,231	4.45
Delgado	33.38	120,200	3,601	11.32
Ilopango	23.23	103,862	4,471	11.62
Mejicanos	19.50	140,751	7,218	10.48
Nejapa	83.37	29,458	353	3.96
San Marcos	16.78	63,209	3,767	5.03
San Martín	45.95	72,758	1,583	8.88
<b>San Salvador</b>	<b>71.45</b>	<b>316,090</b>	<b>4,424</b>	<b>54.29</b>
Soyapango	29.91	241,403	8,071	18.28
Tonacatepeque	67.86	90,896	1,339	5.85
<b>Total</b>	<b>589.91</b>	<b>1,566,629</b>	<b>2,656</b>	<b>175.28</b>

Tabla 2.1. Datos de superficie, población y densidad del AMSS por Municipio.

Fuente: Datos del VI Censo de Población y V de Vivienda, Dirección General de Estadística y Censos, DIGESTYC, Ministerio de Economía, 2007 y Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador, 2013.

<sup>9</sup>Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador (OPAMSS). GESTIÓN TERRITORIAL, Información relevante al AMSS, San Salvador, El Salvador.

El Consejo de Alcaldes del Área Metropolitana de San Salvador (COAMSS), se remonta a la iniciativa de conformar una Unidad Administrativa que fortalezca las iniciativas para mejorar y ordenar el AMSS. Es así que, a raíz del terremoto de octubre de 1986, con la finalidad de favorecer la reconstrucción del Área en forma unida y gestionar proyectos comunes, las Alcaldesas y Alcaldes amparados en la Constitución de la República y el Código Municipal, se constituyen legalmente como Consejo de Alcaldes del Área Metropolitana de San Salvador COAMSS, con el propósito de lograr las finalidades establecidas en su acuerdo de creación y la definen como un Ente Técnico Asesor que investigue, analice y proponga soluciones a la problemática del desarrollo urbano integral del Área Metropolitana de San Salvador.

El Área Metropolitana de San Salvador fue instituida en 1993, a través del Decreto Legislativo No. 732 de la Ley de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Área Metropolitana de San Salvador y de los Municipios Aledaños. Actualmente está conformada por 14 municipios: Antiguo Cuscatlán y Santa Tecla del Departamento de La Libertad; Apopa, Ayutuxtepeque, Cuscatancingo, Ciudad Delgado, Ilopango, Mejicanos, Nejapa, San Marcos, San Martín, San Salvador, Soyapango y Tonacatepeque del Departamento de San Salvador.



### **2.1.1. Expansión urbana en el AMSS**

Partiendo del año 1594, en el territorio de San Salvador se había urbanizado un área de 0.24 Km<sup>2</sup>; 321 años después, en 1915, el área se incrementó a 2.94 Km<sup>2</sup> de territorio, lo que da un promedio de expansión urbana de 0.01 Km<sup>2</sup> x Año; de 1938 a 1977 (en un periodo de 39 años) ese promedio se incrementó considerablemente, según el dato anterior a 1.26 Km<sup>2</sup> x Año, lo que representó el inicio de una acelerada urbanización, provocada principalmente por los procesos de industrialización que impulsaron de la economía nacional, lo que estimuló las grandes migraciones de población hacia la Capital y sus municipios aledaños. Para los años 2007 y 2008, el AMSS contaba con 159.71 Km<sup>2</sup> de territorio urbanizado, siendo el promedio de expansión urbana por año desde 1977, de 3.24 Km<sup>2</sup> x Año. Esta dinámica excesiva de expansión queda evidenciada territorialmente al observar la expansión urbana (Urban Sprawl), que se dibuja como mancha de aceite, distribuida en aquellas áreas donde las condiciones topográficas del territorio lo permiten e incluso en áreas no adecuadas para el asentamiento humano.<sup>10</sup>

En los últimos 31 años, la expansión urbana en el AMSS es cerca de tres veces más de lo que fue en un periodo de 383 años (de 1594 a 1977), en los cuales el territorio mismo ha delimitado una mayor expansión, debido a la configuración

---

<sup>10</sup>Consejos de Alcaldes y Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador COAMSS-OPAMSS (2017). Expansión Urbana. San Salvador, El Salvador.

geográfica y a los grandes elementos físicos que condicionan un grado de crecimiento aún mayor.

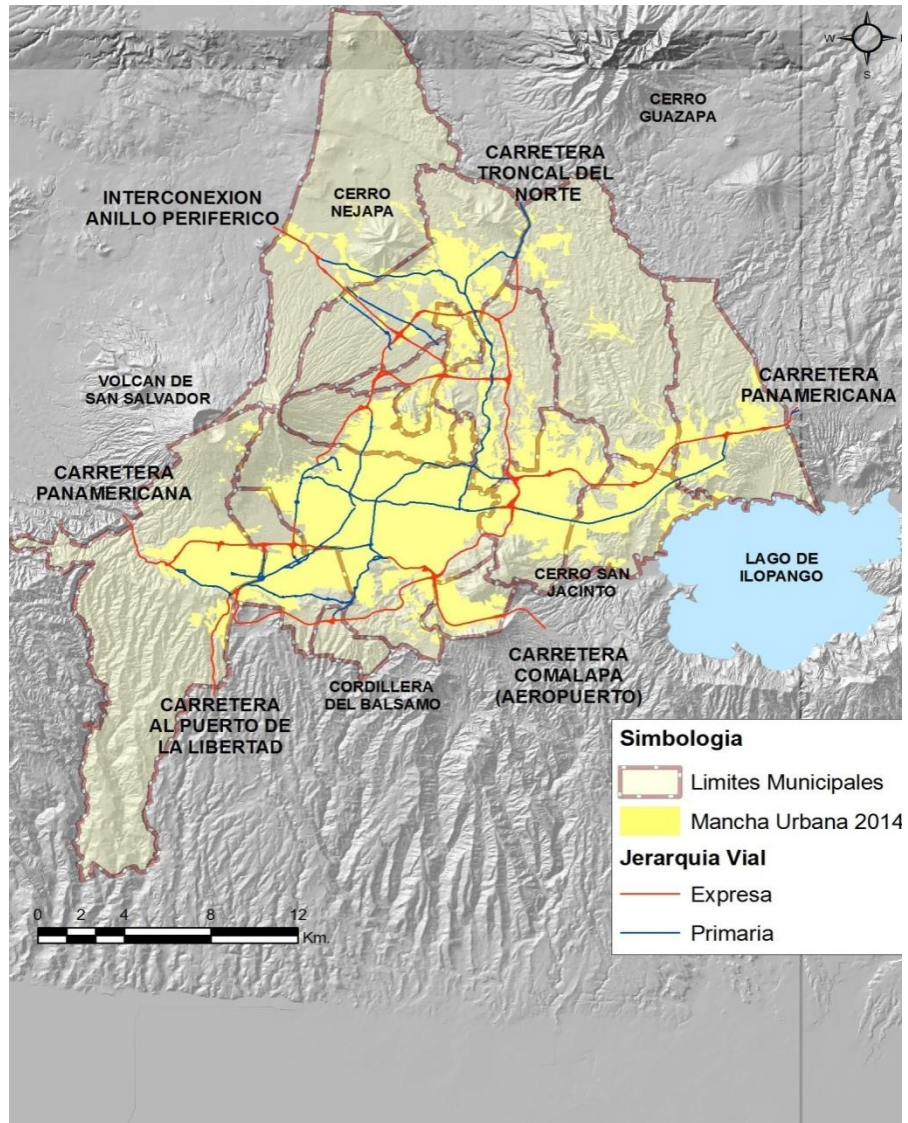


Figura 2.1. Expansión Urbana del Área Metropolitana de San Salvador.  
Fuente. Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador, 2014.

## **2.2. GEOGRAFÍA DEL AMSS**

La geografía del Área Metropolitana de San Salvador está dominada por dos grandes prominencias orográficas, las cuales hacen inconfundible el paisaje de la Capital, ya que desde cualquier punto de la ciudad estas pueden observarse: el Volcán de San Salvador y el Cerro San Jacinto. El primero se compone de dos grandes formaciones: El Picacho, con una altura de 1959.97 msnm; y El Boquerón, la formación más voluptuosa, de 1839.39 msnm, la cual posee un enorme cráter de 1.5 Km. de diámetro. Este volcán es representativo de la ciudad, palideciendo a cualquier otra estructura construida por mano humana en la urbe, quizá a eso se deba que pese a cierto despegue inmobiliario que ha experimentado la localidad desde finales de la década de 1990, ninguna estructura ha llegado a convertirse en icono de la misma, exceptuando los edificios históricos. La segunda estructura orográfica más representativa es el Cerro San Jacinto, la cual posee una altura de 1153 msnm.

El Volcán de San Salvador se ubica al Oeste de la ciudad Capital, mientras que el Cerro San Jacinto en su extremo Sureste. Estas dos estructuras geológicas naturales enmarcan el valle en el que se asienta San Salvador.

El valle en el que se ubica San Salvador lleva por nombre "de Las Hamacas" o de "Salcoatitán" (En Nahuatl Lugar de Quetzalcoatl ó Lugar entre Culebras y Quetzales). El primero fue puesto por los conquistadores españoles debido a la naturaleza sísmica de la zona. Y es que este valle es atravesado por muchas

fallas tectónicas, razón por la que San Salvador ha sido destruida y reconstruida más de una veintena de veces desde que se trasladó a este territorio en 1545. El valle es muy estrecho comparado con otros valles salvadoreños y se encuentra lejos de ser plano, ya que desde el Oeste, donde se encuentra el Volcán de San Salvador, alcanza una altura de más de 1000 msnm para luego ir descendiendo poco a poco hasta encontrarse con el Cerro San Jacinto y las riveras del Río Acelhuate, alcanzando acá una escasa altura de 590 msnm, resultando así a la vista de cualquier espectador que este valle es solo una prolongada extensión de las laderas del Volcán de San Salvador. Además de esto, el valle no es siempre continuo, ya que éste es cruzado por muchos arenales y ríos, tales como el Arenal La Mascota, el Arenal Monserrat, el Arenal Tutunichapa, entre otros, todos discurriendo de Oeste a Este, siguiendo la depresión misma de la llanura hasta desembocar en el río Acelhuate.

Por el Sur, el valle y municipio de San Salvador es flanqueado por la Cordillera del Bálsamo, separándolo esta de la llanura costera. Hacia el Norte, el paso del Valle de Las Hamacas es bloqueado por unas suaves serranías correspondientes a los municipios de Ayutuxtepeque y Ciudad Delgado, que separan a San Salvador de otro largo valle que se extiende hasta la cuenca del Río Lempa en el Norte del país.



Figura 2.2. Panorámica del Área Metropolitana de San Salvador.

En la imagen se aprecia el valle en el que se asienta San Salvador. El Volcán de San Salvador (parte superior de la imagen) y el Cerro San Jacinto (parte inferior de la imagen) al extremo Oeste y Oriente de la ciudad, respectivamente. El Norte se encuentra a la derecha de la imagen.

### **2.2.1. Clima**

El clima del área metropolitana de San Salvador pertenece a la región climática de los trópicos semihumedo. La región donde se ubica la ciudad se puede zonificar climáticamente según dos criterios como se ve en la tabla 2.2. La mayor parte de la zona de estudio está ubicada en la región de tipo sabana tropical caliente o bosque húmedo subtropical con temperaturas mayores a los 24 °C.

En El Salvador la precipitación media anual es de 1,823 mm., las lluvias se distribuyen fundamentalmente entre los meses de mayo a octubre con el 93% de la lluvia de todo el año (Estación lluviosa), mientras que de noviembre a abril las lluvias escasean (Estación seca o época de Estiaje). La mayor intensidad de

precipitaciones se produce entre junio y septiembre, en el transcurso de este último mes llega a caer el 33% de la precipitación total anual, concentrada en un periodo de 24 días, y en él se desarrollan con intensidad los chubascos y temporales. Para las zonas de mayor altura las precipitaciones oscilan entre los 2,000 a 2,300 mm anuales y temperaturas comprendidas entre los 20°C y 16°C con una radiación solar promedio anual entre 4.20 a 4.0 cal/cm<sup>2</sup>/día.<sup>11</sup>

Elevación	Estación	Zonificación climática según Koppen, Sapper y Laurer	Región climática según Holdridge
0 – 800 m.s.n.m.	Ilopango San Salvador	Sabana Tropical Caliente o tierra Caliente	Bosque húmedo subtropical, transición a tropical “(con biotemperatura >24 °C)
800 - 1200 m.s.n.m.	Santa Tecla	Sabana tropical calurosa o tierra templada	Bosque húmedo subtropical”(con biotemperatura y temperatura del aire, medio anuales <24 °C)
1200 - 1800 m.s.n.m.	Boquerón	Clima Tropical de Altura o Tierra Templada	Bosque húmedo subtropical. (temperaturas menores a 20°C)
1800 - 2400 m.s.n.m.	Picacho	Clima Tropical de Altura o Tierra Fría	Bosque húmedo subtropical. (variación anual de temperatura oscila entre 10-16°C)

Tabla 2.2. Zonificación climática de San Salvador. Según Koppen-Sapper-Laurer y Holdridge.<sup>12</sup>

### 2.1.1. Geomorfología del AMSS

El mapa geomorfológico del AMSS [Sebesta, 2006], se observa que hay presencia de unidades estructurales y tectónicas de denudación; así como, de acumulación como se puede ver en la figura 2.3.

<sup>11</sup>Gobierno de El Salvador. Plan municipal de ordenamiento territorial de la ciudad de San Salvador.

<sup>12</sup>Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET).Caracterización de condiciones meteorológicas en El Salvador, San Salvador El salvador.

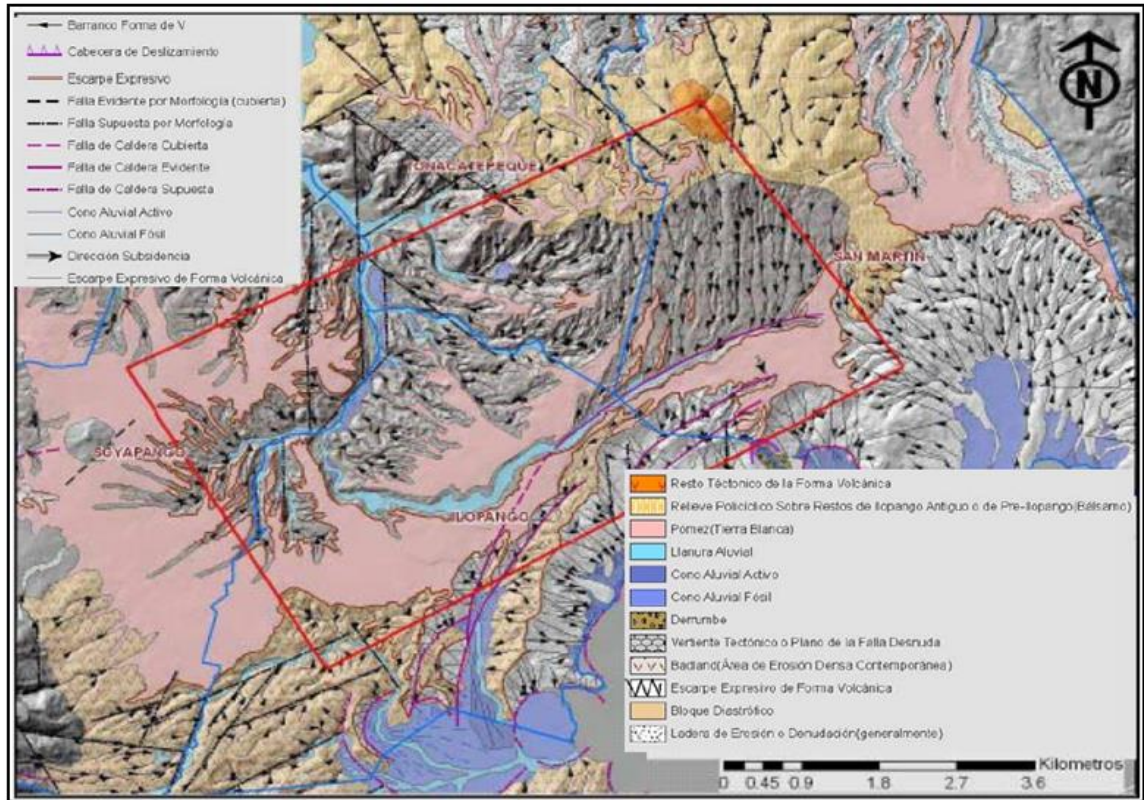


Figura 2.3. Mapa geomorfológico de la zona de estudio

Fuente: Sebesta, 2006<sup>13</sup>.

Entre las principales unidades estructurales y tectónicas podemos mencionar: Escarpe Expresivo de las Formas Volcánicas pertenecientes a las laderas de la caldera, las cuales tienen una diferencia de altura importante; existen sectores de bloques diastróficos donde el relieve tiene muchos escalones o cuerpos caóticamente organizados que subsiden; también hay presencia de fallas las cuales son zonas de debilidad y discontinuidad que se forma en las rocas someras de la superficie por fracturamiento, siendo importantes en el sector las

<sup>13</sup> Molina, B. & Pérez, G. & Vásquez, M. (2008). Caracterización geotécnica de la unidad "G" de la Tierra Blanca Joven (Tesis de grado). Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas", San Salvador, El Salvador.

fallas caldéricas ya que controlan estructuralmente algunos drenajes; en parte del área existe presencia de restos de estructuras de Tierra Blanca que todavía se conservan pero se ven reducidos en su extensión por los diferentes tipos de erosión y de movimiento de ladera.



Figura 2.4. Ladera parte sur de la caldera Ilopango

Las unidades de denudación son: Los Escarpes Expresivos de ladera de erosión que son laderas o vertientes con profundidad importante, casi verticales e interrumpen la continuidad de la morfología; teniendo mucha importancia la presencia de la unidad llamada Badland, que se define como áreas de erosión densa o donde hay una gran densidad de drenaje que se forma debido a que las superficies estructurales de TBJ no son consistentes, por lo cual son erosionadas y evolucionan a las superficies o relieve Badlands.





Figura 2.5. Laderas del Picacho



Figura 2.6. Cerca de la ciudad de San Martín la erosión forma un relieve de tipo "badlands".

Como unidades de acumulación podemos mencionar: Cono aluvial activo y fósil los cuales son una forma de modelado fluvial donde se depositan sedimentos de manera constante, tienen una silueta cónica o en abanico y una suave pendiente. Su forma cónica hace que ejerzan de barrera natural en los ríos obligando a estos a desviar su curso y adaptarse al relieve. La diferencia entre el activo y fósil reside en que el primero está actualmente en funcionamiento y

el segundo ha quedado abandonado siendo un relicto; hay presencia asimismo de llanuras aluviales o llanura de inundación, ya que el río cuando viene crecido la ocupa toda.



Figura 2.7. Volcán de San Salvador.

## **2.2. TIPOS DEL SUELO DEL AMSS**

Las estructuras volcánicas, sus materiales piroclásticos y efusivos, las fallas geológicas y las condiciones climáticas (temperatura y precipitaciones), determinan la geomorfología y el carácter físico que tiene la geología en el AMSS. Los materiales surgidos a partir de las erupciones de la caldera Ilopango se tornan más delgados en la ladera del volcán San Salvador e inclusive hasta desaparecen por la erosión, y, por otro lado, los productos piroclásticos de éste se adelgazan a medida que se acercan a la Caldera Ilopango.

La estructura geológica elevada del borde sur del graben Central está compuesta por las formaciones volcánicas más antiguas de esta zona, donde la formación Bálsamo del Terciario es la más antigua y está formada por una serie de lavas andesitas basálticas con intercalaciones de tobas de caída e ignimbritas intermedias, las cuales muestran paleosuelos rojizos bastante desarrollados entre períodos eruptivos con interrupciones importantes. La formación Bálsamo está subyacente a la formación Cuscatlán constituida por importantes ignimbritas ácidas y lavas básicas intercaladas. La formación San Salvador, está representada por las tefras del volcán San Salvador, calderas de Ilopango y Coatepeque y el cráter de Plan de la Laguna. El bloque elevado del graben está basculado hacia el sur, inclinación sostenida hasta alcanzar el Océano Pacífico. En el contacto del escarpe del graben y la ladera sureste del volcán de San Salvador, se ha emplazado el cráter de explosión freatomagmática Plan de la Laguna.

En el AMSS superficialmente predomina la intercalación entre los productos del volcán de San Salvador y los de la caldera de Ilopango, adelgazándose sus espesores a medida se alejan del centro emisor, estando controlada su ubicación dependiendo de la dirección de los vientos y fuerza explosiva durante la erupción que los produjo, generalmente en los afloramientos no hay presencia de todos los estratos debido a esto y también porque unas capas fueron erosionadas.

La estratigrafía del AMSS está compuesta principalmente por la Formación San Salvador, y los estratos más importantes son: TB4, G1, TB3, TB2, G2, IB, PL y TBJ, siendo los depósitos de las Formaciones Cuscatlán y Bálsamo su basamento (ver figura 17). Hernández [2008: p5] describe la estratigrafía y características en el AMSS, esta se presenta de la base hacia el techo.

### **2.2.1. DESCRIPCIÓN DE LOS DIFERENTES ESTRATOS**

**Pómez TB4:** Es el depósito más antiguo del último ciclo de la caldera de Ilopango, el cual yace sobre las tefras Apopa (producto del volcán de San Salvador). El TB4 está constituido por una capa de pómez color blanco, producto de una erupción pliniana de importante magnitud. Se caracteriza por tener una capa de lapilli y pómez con gradación normal, su paleosuelo es el que tiene mayor de 17 cm de espesor. La base de esta unidad la constituye una ceniza de caída fina, blanca, de espesor delgado (25 -10 cm), y el techo por ceniza fina de casi el metro de espesor de color amarillento.

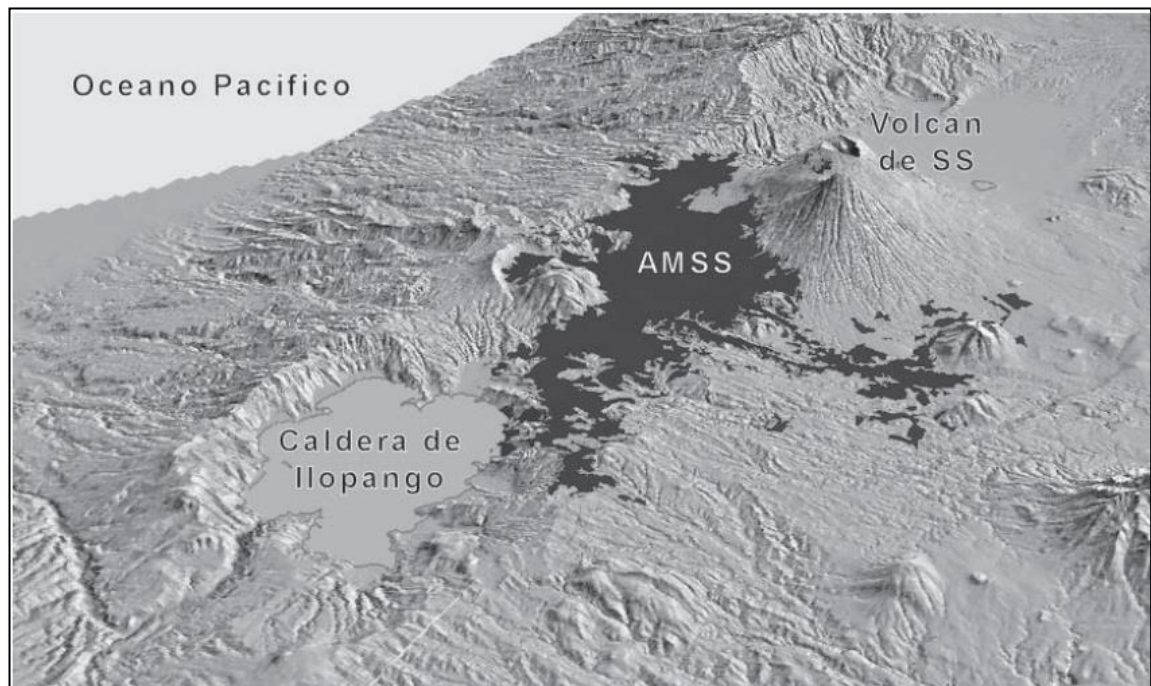


Figura 2.8. Mapa de relieve del Área Metropolitana de San Salvador (AMSS). El área urbana está en color negro (OPAMSS, 2008), el AMSS está rodeado por el volcán de San Salvador y Caldera de Ilopango. (Modificado de Lexa et al., 2011).

**Pómez TB3:** Productos procedentes de la caldera de Ilopango, son pómez y cenizas de caída de granulometría fina, blancas, con presencia de lapilli acrecional y flujos piroclásticos basales lo que señalan fenómenos eruptivos freatomagmáticos originados por la interacción entre el magma y las aguas de un antiguo lago. El techo de esta capa presenta un paleosuelo delgado poco desarrollado de color café amarillento y frecuentemente presenta discontinuidades paralelas a la cara de los taludes como respuesta a los procesos de exfoliación.

**Pómez TB2:** Este depósito tiene espesor de 1 m dentro de un radio de 10 km del centro de emisión, está compuesto por una caída de pómez ligeramente mayor que TB3 y caracterizado por ser mal seleccionado con abundantes minerales oscuros representados por hornblenda. El techo presenta un paleosuelo de delgado espesor, de color café oscuro. En taludes de la calle que conduce del Cantón Chagallo hacia Santa Tomás, se observan varios depósitos de flujos piroclásticos de color amarillento asociados a esta erupción los cuales tienen poco desplazamiento. Está bastante consolidado y es muy estable en los cortes de carretera, frecuentemente presenta procesos de exfoliación. En las partes altas de las laderas del complejo volcánico San Salvador, es muy raro encontrar las capas de tefras de TB2 y TB3, debido a los procesos erosivos.

**G1:** Son provenientes de la erupción del volcán de San Salvador y están compuestos por pómez de caída vesiculado, de composición dacítico a andesítico, grisáceo, algo suelto, con moderada presencia de líticos oxidados y angulares.

**G2:** Esta unidad corresponde a una erupción pliniana posterior y bastante menor en volumen que G1 y su nombre obedece a su parecido a ésta. Las escorias G2 cuando presentan alteración muestran aspecto moteado evidenciado por un tono gris y beige, recordando la pómez del G1. G2 está compuesto por escorias poco vesiculadas por consiguiente más densa, afanítica, gris claro a gris pardo, mostrando mezcla de magmas. Es rico en

líticos basálticos rojizos densos y andesitas café amarillentas y líticos hidrotermalizados. La granulometría indica que es un material poco seleccionado y caracterizado por la poca presencia de finos.

**Ignimbrita Boquerón (IB):** La erupción que dio origen a la Ignimbrita Boquerón (IB) fue un evento independiente del G2, pero el tiempo entre una y otra erupción fue relativamente corto, al grado que solamente en pocos afloramientos se observa una débil oxidación del techo de G2. La IB está compuesta por dos flujos piroclásticos de color café oscuro mostrando cada una intercalación de delgadas oleadas piroclásticas de color café claro a pardo, pero las dos ignimbritas a veces no están juntas. La IB tiene poca consolidación, posee matriz de cenizas finas medianamente meteorizadas, en la que se encuentran fragmentos de escoria gris con meteorización baja, fragmentos de escoria juveniles de tamaños variados y líticos andesíticos con oxidación, además, muestra pequeños bolsones de escoria bastante vesicular.

**Plan de la Laguna (PL):** Producto de la erupción freatomagmática del Mar Plan de la Laguna, se caracteriza por tener en la base lapilli andesítico, vesicular gris, superpuesto por oleadas. La parte intermedia laminada está compuesta por cenizas de caída y oleadas.

**Tierra Blanca Joven (TBJ):** Este estrato está compuesto por diferentes depósitos piroclásticos de caída y flujos de la última erupción explosiva de la caldera de Ilopango, está compuesto por seis unidades, A, C, D, E, F, y G de la

más profunda a la más superficial; la cual tuvo una amplia distribución en todo el territorio salvadoreño.

El depósito Tierra Blanca Joven (TBJ) representó la última erupción explosiva cuyo cierre de este ciclo eruptivo está representado por el emplazamiento de los cerros Quemados ocurrido entre diciembre de 1879 y marzo de 1880 (Gooyear, W.1880). Son de composición dacítica y están ubicados dentro del lago Ilopango. La TBJ es el producto de una erupción ultraplina que cuyas cenizas de caída cubrieron completamente todo el territorio actual de El Salvador y se extendieron por una centena de kilómetros a las fronteras de Guatemala, Honduras y Nicaragua y Costa Rica (Kutterolf et al, 2007). Los flujos piroclásticos de este evento también cubren extensas áreas de los departamentos de San Salvador, La Libertad y La Paz y Cuscatlán. Estos depósitos fluyeron hacia el sur rellenando las depresiones de Santo Tomas y San Pedro Masahuat.

### **2.2.2. UNIDADES DE LAS TBJ.**

Los depósitos acumulados de la última erupción Pliniana de la caldera de Ilopango están clasificados en nueve unidades estratigráficas de la "A" hasta la "G" incluyendo las ignimbritas alfa e ignimbritas beta. Hernández (2004) describe las unidades de la TBJ desde la más profunda hasta la más superficial de la siguiente manera:



**Unidad A:** Es un depósito fino, granular y localmente disperso de color café. Está compuesto por abundante pómez y abundante líticos, ambos con tamaño arena hasta grava. El espesor es muy delgado y a veces está ausente por erosión a partir del flujo piroclásticos de la unidad “C” y normalmente se encuentra cementado por óxido de hierro. El espesor de esta unidad en el borde calderico alcanza 0.37 m de espesor [Hart y Steen – McIntyre, 1983].

**Unidad B:** Es un depósito de caída de pómez pliniano frecuentemente contenido dos partes discretas: Cenizas gruesas basales y lapilli de caída en el techo. Las isopacas circulares para espesores inferiores a 1cm, significan que fue eruptado bajo condiciones de velocidad de viento escaso (Vallance y Houghton, 1998). Este depósito de espesor centimétrico suele presentar un color amarillento por causa de la pigmentación y cimentación de óxido de hierro por contacto con el paleosuelo subyacente, a veces esta unidad está ausente debido a la erosión producida por la ignimbrita (Unidad C) y cuando está presente sirve de guía importante para identificar la base de la TBJ.

**Unidad C:** Es un depósito compuesto por dos flujos piroclásticos; el basal de color gris (ignimbrita gris), rico en líticos andesíticos, masivo, de poco desplazamiento. Este último de amplio desplazamiento es el más importante, de color amarillento (ignimbrita amarilla), rico en líticos hidrotermalizados y es el que se encuentra más frecuente en la secuencia. Presenta una ligera estratificación evidenciada por los fragmentos de pómez. En las depresiones

muestran las mayores acumulaciones, alcanzando espesores en estos sitios de hasta 9 m. En algunas áreas poseen granulometría más gruesa, pero está parcialmente cementada por sulfatos y silicatos de cloruro de sodio, por eso, está relativamente más consolidada.

**Unidad D:** Es un depósito que se caracteriza por ser rico en cenizas de grano fino, bien seleccionados desde el punto de vista geológico, pero mal graduado desde el punto de vista geotécnico. Presenta marcas de ondas gigantes de oleadas piroclásticas densas, estas estructuras y los depósitos de caída finos de la coignimbrita, le dan un aspecto estratificado. Este depósito en las facies intermedia y distal sin consolidación con ligeras variaciones entre un horizonte y otro, sin embargo, hacia el borde caldérico esta unidad está bastante cementada por minerales sulfatados y silicatados. En algunos afloramientos muestra un depósito de flujo piroclásticos con cierta estratificación planar. El techo está compuesto por ceniza con abundante lapilli acrecional.

**Unidad ignimbrita Alfa ( $\alpha$ ):** En el sector entre Ilopango y Soyapango aflora una ignimbrita masiva, con techo de color rosado tenue y beige en todo el depósito, posee matriz rica en cenizas finas, pómez centimétrico y pocos líticos, cementada en la base por sulfatos y silicatos, el resto de la unidad está inconsolidada. Presenta frecuentemente estructuras de tubos de desgasificación. En la secuencia de la TBJ se localiza entre el techo de la

Unidad D y la base de la E. posee un espesor máximo de 15 m y un desplazamiento aproximado de 6 km al noroeste a partir del borde caldérico.

**Unidad E:** Está constituida por productos freatomagmáticos caracterizados por depósitos de caída finamente bandeados: Depósitos secos y húmedos alternados. Los depósitos secos son color claro, están compuestos por cenizas gruesas con lapilli, fino pumítico y líticos andesíticos (gravas y arenas), inconsolidados, bastante deleznable. Los depósitos húmedos están constituidos por ceniza muy fina, bien seleccionadas, color café claro y café oscuro cuando están húmedos, se caracterizan por estar bastante consolidados y son ricos en fragmentos vítricos y en cristales [Harty McIntire, 1983]. Los depósitos húmedos muestran localmente deformaciones propias de sedimentos suaves indicando una deposición muy húmeda. Estos depósitos están medianamente distribuidos, pero a veces están ausentes debida a la erosión producida por la ignimbrita sobreyacente (unidad F).

**Subunidad Beta (Ignimbrita  $\beta$ ):** Está constituida por una ignimbrita de color café-café claro, muy compacto, con abundante matriz fina con pómez y lítico en moderada presencia. Se localiza en el techo de la unidad E y subyace a la unidad F. Esta ignimbrita frecuentemente no está presente debido a la erosión producida por la ignimbrita F y cuando sí lo está, los espesores son muy pequeños. El máximo espesor medido es de 4.6 m (Urb. Vista al Lago) y en el río El Playón es de 2.18 m.

**Unidad F:** Está compuesta por varios flujos piroclásticos masivos, no soldados, De color claro a beige claro, con granulometría mal seleccionada y de espesores de unos 20 m hacia al sur. Presenta matriz de cenizas gruesas con abundantes fragmentos de pómez y líticos. Hacia el norte en el cantón La Cabaña y en los cortes de la carretera del Paquete III (periférico), se observan 5 m de estas ignimbrita que suman un espesor de 8 m. Con frecuencia muestran evidencias de erosión y estructuras de carga que producen en la unidad subyacente. Esta unidad es la de mayor volumen y entre los flujos fue el que mayor desplazamiento alcanzó 37 km.

**Unidad G:** La unidad “G” es la capa superior de la TBJ y con base a la estratigrafía observada en campo se puede definir que está formada por secuencias de depósitos de piroclásticos de caída (coignimbritas), flujos piroclásticos de textura fina (ignimbritas) y oleadas piroclásticas “surges”.

Las coignimbritas son materiales inconsolidados de consistencia suave, producto de la caída por gravedad del material fino de la nube acompañante que se forma por la elutriación de finos a partir del flujo piroclástico, estas presentan gran cantidad de lapilli acrecional de tamaño máximo de 30 mm. El espesor y tamaño de piroclastos decrece conforme aumenta la distancia con respecto al borde caldérico de Ilopango. Este tipo de depósito tiene una textura franca (gran porcentaje de limo) y consistencia suave parecidos al talco.

Las ignimbritas de la unidad “G” presentan textura fina y una estructura con grado de consolidación mayor que las coignimbritas, propiedad atribuida a las altas temperatura y al efecto de enfriamiento en que se han depositado los flujos. Se caracterizan por un nivel textura heterogénea, matriz de suelo fino (cenizas), fragmentos de líticos angulares de 1 cm y abundante pómez vesicular de tamaño máximo de 15 cm. Los tamaños de la pómez aumentan hacia el techo del estrato debido al efecto de flotación del mismo en la matriz más densa y los líticos tienden transportarse menos y a concentrarse en la base.

Otra característica que presentan es que el grado de consolidación, tamaño de los líticos y pómez disminuye a medida se alejan del centro de emisión de los flujos.

### **2.2.3. CARACTERÍSTICAS DEL TBJ.**

En El Salvador durante las dos estaciones del año (época seca y época lluviosa) el nivel de las aguas subterráneas en las zonas más urbanas se mantiene de 35 m de profundidad (Rolo et al.2004), esto significa que la mayoría de los suelos en el país son parcialmente saturados (presencia de agua, aire y suelo) y hay fuerzas capilares que actúan sobre la estructura del suelo haciendo que una “cohesión aparente” o succión mejore la resistencia del suelo, la cual se pierde cuando es saturado o debido a terremotos/vibraciones.

Chamra et al. (2010) realizaron ensayos preliminares de absorción de agua en la TBJ, lo cual oscila entre 40%-45%.

Según Rahardjo&Leong (1997), la infiltración de las aguas de lluvia dentro de la zona parcialmente saturada, arriba del nivel freático es un problema típico de flujo de frontera en donde tienen que ver las características de suelo-agua y la permeabilidad de los suelos parcialmente saturados. Estas propiedades hidráulicas son las que controlan la profundidad y tasa de infiltración dentro de la ladera o talud, lo cual afectará los cambios en la presión de poros de agua y la estabilidad de la ladera o talud durante la lluvia.

En TBJ, siendo un suelo normalmente consolidado y parcialmente saturado, la superficie de los taludes de TBJ cambia su contenido de humedad constantemente durante la época lluviosa y un estado cerca de la saturación es usual durante varios días. Pero también algunas unidades de TBJ guardan humedad (dependiendo de condición y características) a lo largo del año. En este caso no es necesario tener un acuífero superficial para que suceda la licuefacción. Se observó que una muestra de suelo al ser vibrada (saturada o parcialmente saturada) sufre de licuefacción.

En los suelos parcialmente saturados, como lo demuestran los resultados en Tierra Blanca Joven (TBJ), hay presencia e interacción entre las fases sólidas (partículas de suelo), de agua (presión de poros presenta valores negativos) y de aire, por lo que estas fases tienen que ser tomadas en cuenta para entender

su estado de esfuerzos, la permeabilidad y el cambio de volumen; siendo importante profundizar aspectos como: la medición de la succión; el esfuerzo cortante contra la succión; medición del coeficiente de permeabilidad contra la succión y la medición del cambio de volumen.

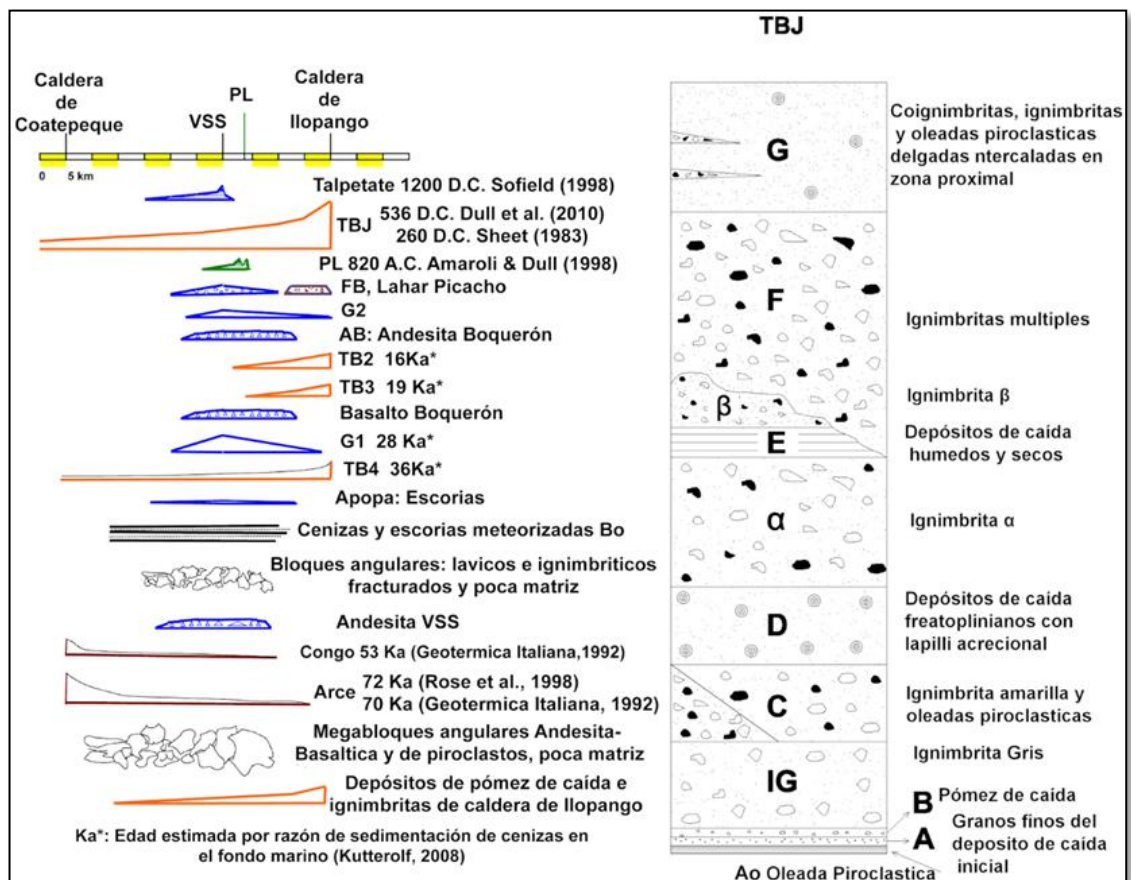


Figura 2.9. Secuencias estratigráficas.

A la izquierda depósitos volcánicos explosivos y efusivos del AMSS; PL: Plan de la Laguna, FB: Flujo de Boquerón, VSS: Volcán de San Salvador, TB: Tierra Blanca (Modificado de Hernández, 2008). A la derecha Estratigrafía de TBJ (Modificado de Hernández, 2004)

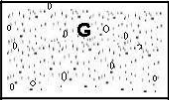
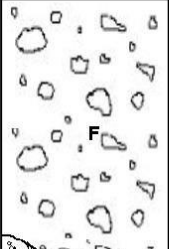
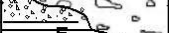


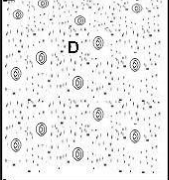
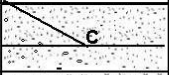


UNIDADES GEOTECNICAS			
	UNIDADES VULCANOLOGICAS	UNIDADES GEOTECNICAS	LEYENDA
<b>Unidad G</b> secuencia de ignimbritas y coignimbritas de delgados espesores		<b>IV</b>	Suelos SM y ML, no cohesivos, resistencia por fricción, muy poco cementada. Cohesión 0.032 - 0.122 k/cm <sup>2</sup> . AFI: 28.43° - 25.57° Son muy susceptibles a la erosión. Cementación parcial en ignimbritas.
<b>Unidad F</b> Múltiples ignimbritas		<b>III</b>	Incluye unidad F, ignimbrita Beta, unidad E e Ignimbrita Alfa Suelos SM con gravas y bloques de pómez. Relativamente bien graduada, cementación parcial por minerales. Ángulos de rozamientos altos. Cohesión baja y variable de 0.105 a 0.025 k/cm <sup>2</sup> . Son susceptibles a la erosión. Probable cementación en F. Grandes espesores. Taludes verticales por presencia de discontinuidades. La Unidad E posee la cohesión más alta 1.615 k/cm <sup>2</sup>
<b>Subunidad ignimbrita Beta</b>			
<b>Unidad E</b> , depósitos húmedos y secos			
<b>Unidad Ignimbrita Alfa</b>			
<b>Unidad D</b> Depósitos de caída finos, oleadas piroclásticas e ignimbritas		<b>II</b>	Suelos ML con poco pómez diseminados. Depósitos de caída muy finos bandeados por variaciones granulométricas con abundantes lapilli acrecional. No cohesivos. Básicamente la succión opera como fuerza resistiva. Ángulos de fricción relativamente moderados. Deleznales. Granulometría relativamente uniforme. Cohesión varía de 0.778 a 0.062 kg/cm <sup>2</sup> AFI varía de 38.15° a 31.37°
<b>Unidad C</b> Ignimbrita Amarilla y oleadas piroclásticas Ignimbrita Gris		<b>I</b>	Suelos SM y ML. Está compuesta por la unidad C y los delgados depósitos A y B. Flujos piroclásticos parcialmente cementados.
<b>Unidad B</b> , pómez de caída			cohesión variable 1.001- 0.290 kg/cm <sup>2</sup> y AFI 28.25° a 43.46°
<b>Unidad A</b> , depósito de caída inicial			Suelos relativamente bien graduados.

Figura 2.10. Perfil de Unidades Geotécnicas de TBJ.

Fuente: Hernández 2004.

### 2.3. HIDROGRAFIA DEL AMSS.

El drenaje del AMSS, comprende tres sistemas hidrográficos que son: El Sistema Lechuza-Montserrat-Acelhuate, el Sistema Mejicanos-Tutunichapa-Tomayate y el Sistema de Las Cañas. Estos sistemas están formados por numerosas quebradas que drenan toda el área, siendo el mayor de todos los sistemas Lechuza-Montserrat-Acelhuate. La región que alimenta o drena un sistema de ríos, es parte de un sistema, que los clasifica de acuerdo a la clase de ríos que los alimentan. En este sentido, según Horton, un río de primer orden



es aquel que no tiene tributarios ya que solamente conduce el agua que recibe de un nacimiento o de la lluvia. Un río de segundo orden es aquel que se alimenta por ríos de primer orden y así sucesivamente.

La densa red de drenaje desarrollada sobre las laderas del antiguo Volcán de San Salvador es resultado de los procesos de erosión que han actuado por largo tiempo. Esta red tiene estructura radial y está constituida principalmente por quebradas de corto recorrido, pero anchas y profundas de hasta 60 metros (Sebesta, 2006; Polo, 2006). En las cabeceras de estas quebradas pueden identificarse escarpes y en el interior de ellas se encuentran frecuentemente depósitos de derrumbes y flujos de escombros. Estos cauces son muy rápidos y albergan caudales de bajos a moderados, muchas veces estacionales que no tienen puntas de crecida demasiado grandes, aunque al urbanizarse de forma creciente el territorio, ocurren frecuentes inundaciones (Polo, 2006). La red de drenaje desemboca al pie del edificio volcánico dando lugar a formas de sedimentación de tipo planicies de acumulación y conos aluviales (Sebesta, 2006), como es frecuente en el conjunto de estratovolcanes del país.

Existen cuencas abiertas (Exorreica) y cerradas (Endorreica). En una abierta, el río que recibe o drena las aguas las descarga superficialmente en otro cuerpo de agua. En una cuenca cerrada no hay salida o descarga superficial. En este caso, el agua se evapora ó converge hacia el depósito superficial.

### **2.3.1. MOVIMIENTO DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS.**

La zona de recarga principal está ubicada en la cumbre del edificio volcánico del Boquerón, a partir de donde el agua que se infiltra se mueve en forma radial, sin embargo, el flujo que se dirige hacia el sur al encontrar la barrera de la cordillera del Bálsamo, cambia de rumbo y se moviliza conforme lo indican las flechas, como se muestra en la figura 2.11. La situación geológica del AMSS condiciona el movimiento de las aguas subterráneas, haciendo que estas migren desde la zona de recarga hacia Santa Tecla y luego se desplazan en dirección a San Salvador, Mejicanos y Ayutuxtepeque, de donde se movilizan varios flujos posiblemente hacia el este hasta alcanzar el extremo occidental de la ribera del lago Ilopango. Otros flujos pueden continuar el rumbo noreste para luego hacer un giro hacia el norte. En la zona Boquerón las lavas Andesitas Boquerón (AB) juegan un papel importante en el transporte del agua subterránea en grandes volúmenes, secundariamente lo hacen los depósitos piroclásticos TB4 y G1. En la zona Picacho las Andesitas San Salvador (ASS) constituyen el acuífero principal y entre ambas zonas existe una interconexión lateral. En ambas lavas el contacto inferior escoriáceo y el diaclasamiento producen alta permeabilidad. La zona Bálsamo se caracteriza por tener baja permeabilidad y locamente puede ser hasta media cuando está asociada a la presencia de fracturamiento por fallas.

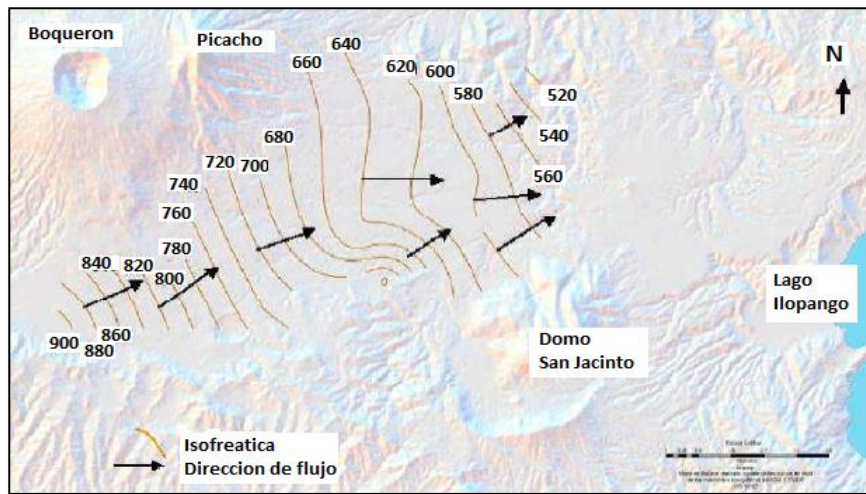


Figura 2.11. Curvas Isofreáticas y movimiento del flujo de aguas subterráneas. Obtenidas de las mediciones de niveles de agua en la época seca de 1985.

Se estima que los materiales del edificio volcánico permiten la infiltración y almacenamiento del 40% de la precipitación pluvial en el sector (Barry, 1994; Cuellar y Duarte, 2001; Polo, 2006). Los cuerpos acuíferos del AMSS se encuentran en materiales piroclásticos, pero estudios recientes indican que son los materiales efusivos (lavas) los que tienen un mayor potencial de explotación. Como ocurre con la red superficial, la parte más alta del Boquerón constituye el parte aguas de los acuíferos presentes en el subsuelo de San Salvador y el Área Metropolitana de San Salvador. Estos son el acuífero de San Salvador-Ayutuxtepeque (conocido como acuífero San Salvador) que recoge las aguas del sector oriental y drena hacia el SE; de Zapotitán-La Libertad que recoge las aguas del sector occidental y drena hacia el NW y del acuífero Nejapa-Apopa que recoge las aguas de la ladera N y drena hacia el NE. Las isolíneas de flujo

de estos acuíferos no corresponden exactamente al de los cursos fluviales en superficie (DGSNET, 2005).

Se tiene otra zonas de recarga acuífera de gran importancia, las cabeceras de las subcuencas alrededor del complejo volcánico San Salvador, referidas a los ríos San Antonio, Tomayate y Arenal de Montserrat presentan los mayores niveles de recarga del AMSS (Santa Tecla, San Salvador, Mejicanos, Apopa y Nejapa, así como sectores de Nueva Cuscatlán y Antiguo Cuscatlán); las subcuencas que nacen en la parte central de la AMSS, desde el río Colón hasta el Lago de Ilopango presentan niveles medios de recarga (esto debido a la confluencia de muchas variables, entre ellas la trama urbana, tipo de geología, la vegetación presente) y las subcuencas que presentan los menores rangos de recarga acuífera, son las provenientes de la parte alta de la Cordillera del Bálsamo que desembocan en el Océano Pacífico (aunque en su mayoría de la superficie poseen vegetación variada, desde bosques, cultivos y café, su baja recarga obedece más a las condicionantes geológicas). El acuífero San Salvador tiene una extensión de 70 km<sup>2</sup> (Barry, 1994), su flujo dominante es W-E y se considera semiconfinado en gran parte de su extensión (Figura 2.12). Está limitado al S por las laderas de la Sierra el Bálsamo y al N por las elevaciones de los cerros El Carmen-Milingo y Mariona. Es un acuífero multicapa, formado por la alternancia de niveles efusivos, permeables por fisuración y niveles piroclásticos, con distintos grados de permeabilidad y que en muchos ocasiones constituyen acuitardos (Polo, 2006).

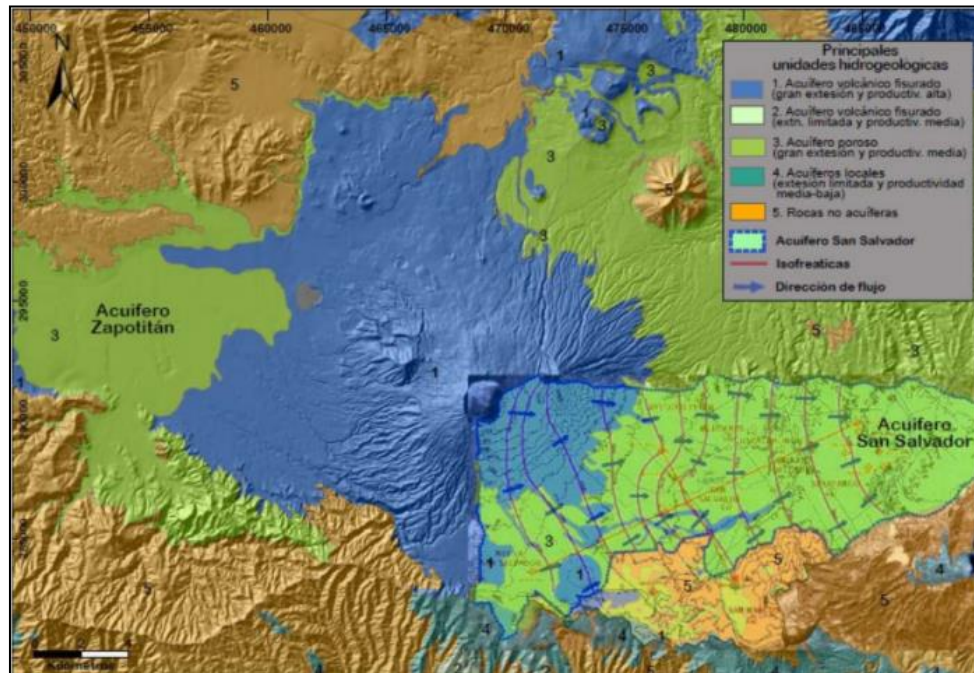


Figura 2.12. Mapa hidrogeológico del área de estudio.

Principales unidades acuíferas definidas al nivel nacional. Se señala también la extensión del acuífero de San Salvador (modificado de Polo, 2006 y Arévalo y Vásquez, 2005).

Se considera que tiene dos niveles: Uno en la Formación San Salvador, de alta permeabilidad y poco espesor y otro profundo en la Formación Cuscatlán, de mediana productividad. En la base se encuentran los materiales consolidados e impermeables de la formación Bálsamo. No se conoce bien la relación entre el acuífero superior y el inferior, pero cabe la posibilidad de que algunos pozos los pongan en contacto. Los niveles freáticos en el área de San Salvador se encontraban entre los 30 y 200 m en los años 60's (Schmidt-Thomé, 1975) y presentaron descensos continuados (1 metro/año desde 1969) debido a la reducción de las áreas de infiltración debido a la creciente urbanización (Barry, 1994, Cuellar y Duarte, 2001, Polo, 2006)

# **CAPÍTULO III**

---

## **TOMA DE MUESTRAS EN CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO**

### **3.0. INTRODUCCIÓN**

El concepto de la infiltración se define como el proceso de la transferencia del agua desde la superficie, a través de los estratos de suelo, abriéndose paso hasta las profundidades.

Parte del agua infiltrada es la que proviene de la escorrentía subsuperficial, la cual se genera a partir de la precipitación que se introduce al suelo y su movimiento se da de forma vertical, y de forma horizontal cuando encuentra un estrato impermeable que lo obliga a salir a la superficie, formando parte nuevamente de la escorrentía superficial.

El movimiento de agua que se da en los estratos del suelo depende del tipo de suelo y del contenido de humedad que estos posean durante la infiltración.

La permeabilidad es una propiedad del suelo que mide la capacidad que este posee para que un líquido lo pueda atravesar sin que este pierda sus propiedades ni altere su estructura interna.

La Infiltración del suelo se puede medir con ensayos en laboratorios y en ensayos en campo, siendo estos últimos los que generan resultados más exactos y confiables siempre y cuando se utilizan dispositivos especialmente, diseñados para tal medición.

Las pruebas de laboratorio que se efectuarán a las muestras, se diseñaron pensando en las condiciones reales a la cual se somete el suelo, como la sobrecarga. Esta prueba por más sencilla que parezca indica en alguna medida, cómo reaccionaría el suelo saturado en la presencia del peso de una estructura. También se realizará un ensayo de vibración a las muestras, esta prueba dará indicios de cómo se comportaría el suelo saturado ante los sismos; tomando datos de humedad de las muestras antes y después del vibrado.



### **3.1. CONCEPTOS BASICOS: INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUBSUPERFICIAL Y MOVIMIENTO DEL AGUA EN EL SUBSUELO**

#### **3.1.1. Infiltración**

“La infiltración es el proceso por el cual el agua penetra desde la superficie del terreno hacia el suelo. En una primera etapa satisface la deficiencia de humedad del suelo en una zona cercana a la superficie, y posteriormente superado cierto nivel de humedad, pasa a formar parte del agua subterránea, saturando los espacios vacíos”. (Heras, 1970).

“Este proceso depende de la morfología y composición del terreno y puede suceder en dos situaciones: cuando el suelo está saturado y cuando no lo está. Los dos procesos son muy diferentes. En tanto que uno depende directamente de la ley de Darcy, el otro está influido por las reacciones físico-químicas que ocurren entre el material y el agua. Una de las más importantes es el fenómeno físico de tensión superficial. Esta es responsable del movimiento de una gran cantidad de sales en el interior del terreno.” (Bateman, 2007).

El paso del agua de la superficie hacia el interior del suelo es un proceso que depende fundamentalmente del agua disponible a infiltrar, la naturaleza del suelo, el estado de la superficie y las cantidades de agua y aire inicialmente presentes en su interior. (Universidad Nacional de Monquegua, s.f.)

A medida que el agua infiltra desde la superficie, las capas superiores del suelo se van humedeciendo de arriba hacia abajo, alterando gradualmente su humedad. En cuanto al aporte de agua, el perfil de humedad tiende a la saturación en toda la profundidad, siendo la superficie el primer nivel a saturar. Normalmente la infiltración proveniente de precipitaciones naturales no es capaz de saturar todo el suelo, sólo satura las capas más cercanas a la superficie, conformando un perfil típico donde el valor de humedad decrece con la profundidad.

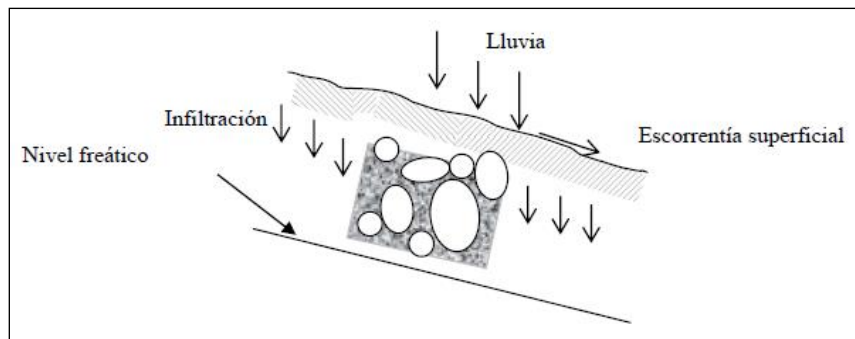


Figura 3.1. Infiltración en el suelo.

Fuente: guía de materia mecánica de suelos, Universidad Nacional de Monquegua

Cuando cesa el aporte de agua en la superficie, deja de haber infiltración, la humedad en el interior del suelo se redistribuye, generando un perfil de humedad inverso, con valores de humedad menores en las capas cercanas a la superficie y mayores en las capas más profundas.

La diferencia entre el volumen de agua que precipita en una cuenca y el que escurre por su salida recibe el nombre genérico de pérdidas. En general, las pérdidas están constituidas por la intercepción en el follaje de las plantas y en

los techos de las construcciones, la retención en depresiones o charcos (que posteriormente se evapora o se infiltra), la evaporación y la infiltración. Además de que en la práctica es difícil separar estos cuatro componentes, la porción más apreciable de las pérdidas está dada por la infiltración. La infiltración juega un papel de primer orden en la relación precipitación-escorrentía y, por lo tanto, en los problemas de diseño y predicción asociados a la dimensión y operación de obras hidráulicas. En general, el volumen de infiltración es varias veces mayor que el de escurrimiento durante una tormenta dada para cuencas con un grado de urbanización bajo; sin embargo, la infiltración recibe poco interés, empezando desde niveles educativos (universidades) hasta niveles profesionales (instituciones y empresas), lo cual contribuye a la mala implementación de normas y métodos para desarrollar dispositivos de infiltración.

### **3.1.2. Escorrentía Subsuperficial**

“Escorrentía es la parte de la precipitación que llega a alimentar a las corrientes superficiales, continuas o intermitentes, de una cuenca. Existen distintos tipos de escorrentías dependiendo de su procedencia: a) Escorrentía Superficial o Directa, b) Escorrentía Hipodérmica o Subsuperficial y c) Escorrentía Subterránea.” (Universidad De La Coruña, s.f.)

**Escorrentía Superficial o Directa:** es la precipitación que no se infiltra en ningún momento y llega a la red de drenaje moviéndose sobre la superficie del terreno por la acción de la gravedad. Corresponde a la precipitación que no queda tampoco detenida en las depresiones del suelo, y que escapa a los fenómenos de evaporación y transpiración.

**Escorrentía Hipodérmica o Subsuperficial:** es el agua de precipitación que, habiéndose infiltrado en el suelo, se mueve sub-horizontalmente por los estratos superiores para reaparecer súbitamente al aire libre como manantial e incorporarse a microsurcos superficiales que la conducirán a la red de drenaje.

**Escorrentía Subterránea:** es la precipitación que se infiltra hasta el nivel freático, desde donde circula hasta alcanzar la red de drenaje. La Escorrentía Superficial es la más rápida de todas y la Escorrentía Subterránea la más lenta.

#### **3.1.2.1. El Ciclo de la Escorrentía**

Los componentes de la escorrentía evolucionan según un ciclo que distingue cuatro fases en relación con el ritmo de las precipitaciones:

**Primera fase:** Período sin precipitaciones (Figura 3.2). Después de un período sin precipitaciones la evapotranspiración tiende a agotar la humedad existente en las capas superficiales y a extraer agua de la franja capilar. Las aguas subterráneas alimentan a las corrientes superficiales descendiendo progresivamente su nivel piezométrico.

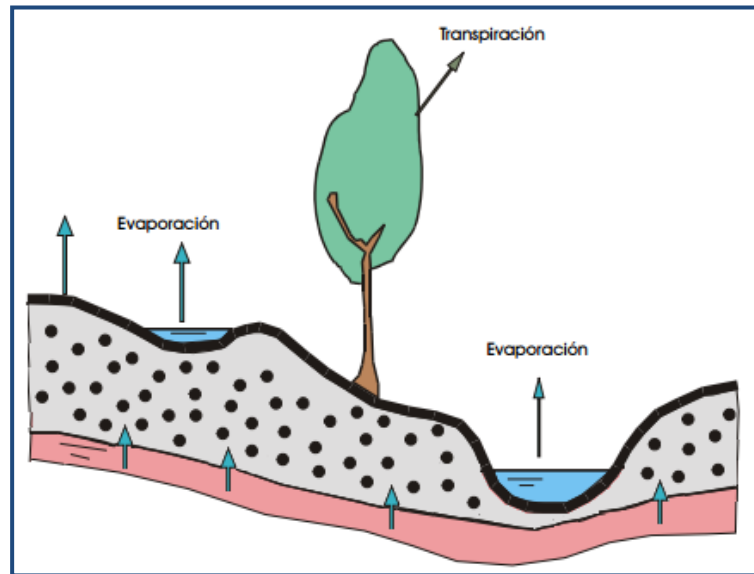


Figura 3.2. Ciclo de Escorrentía 1ª fase.

Fuente: guía de materia hidrología, Universidad De La Coruña

**Segunda fase:** Iniciación de la precipitación (Figura 3.3). La evapotranspiración cesa, las aguas meteóricas son interceptadas por la vegetación, las superficies de agua libre, los cursos de agua y el suelo. En éste se infiltra una cantidad importante de agua que abastece su capacidad de almacenamiento; el excedente se mueve superficialmente en forma de escorrentía directa que alimenta débilmente los cursos de agua. Continúan las aportaciones de las corrientes subterráneas a los cursos superficiales, no interrumpiéndose el descenso de los niveles piezométricos de la capa freática.

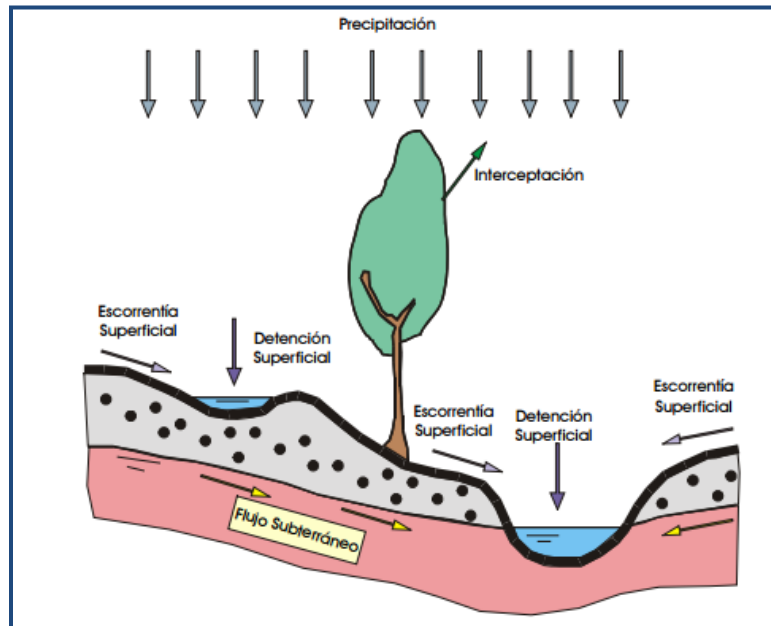


Figura 3.3. Ciclo de Escorrentía 2ª fase.  
Fuente: guía de materia hidrología, Universidad De La Coruña

**Tercera fase:** Precipitación máxima (Figura 3.4). Después de una cierta duración de la precipitación, la cubierta vegetal apenas intercepta agua y prácticamente la totalidad de la precipitación alcanza el suelo. Las capas superficiales del suelo están saturadas. Parte de las precipitaciones se infiltran, alimentando a la escorrentía subsuperficial, y a los acuíferos, originándose en éstos una elevación del nivel piezométrico. La precipitación que no se infiltra origina escorrentía superficial, que en esta fase alcanza su valor máximo. La escorrentía subterránea aumenta ligeramente. La escorrentía total alcanza igualmente su máximo valor, apareciendo las crecidas.

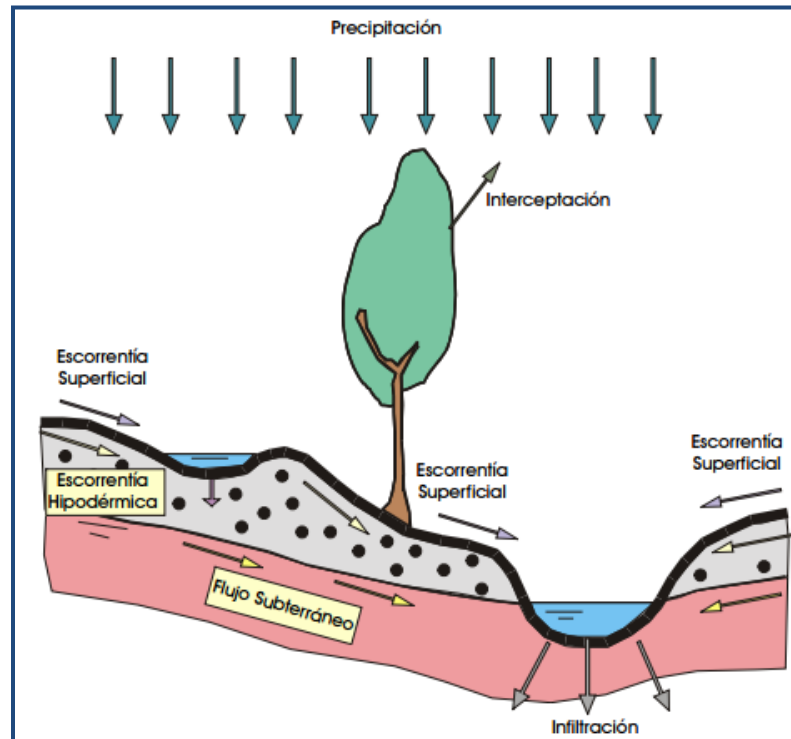


Figura 3.4. Ciclo de Escorrentía 3ª fase.

Fuente: guía de materia hidrología, Universidad De La Coruña

**Cuarta fase:** Posterior a la precipitación (Figura 3.5). La lluvia cesa, la escorrentía superficial desaparece rápidamente, el suelo y el subsuelo están saturados. Continúa la Infiltración de agua que está estancada en depresiones superficiales alimentando a la humedad del suelo, a la escorrentía subsuperficial y a las aguas subterráneas, aparecen de nuevo los procesos de evapotranspiración, los cursos de agua, alimentados únicamente por las escorrentías subsuperficial y subterránea entran en régimen de decrecida. El ciclo se cierra con la aparición de nuevo de la primera fase.

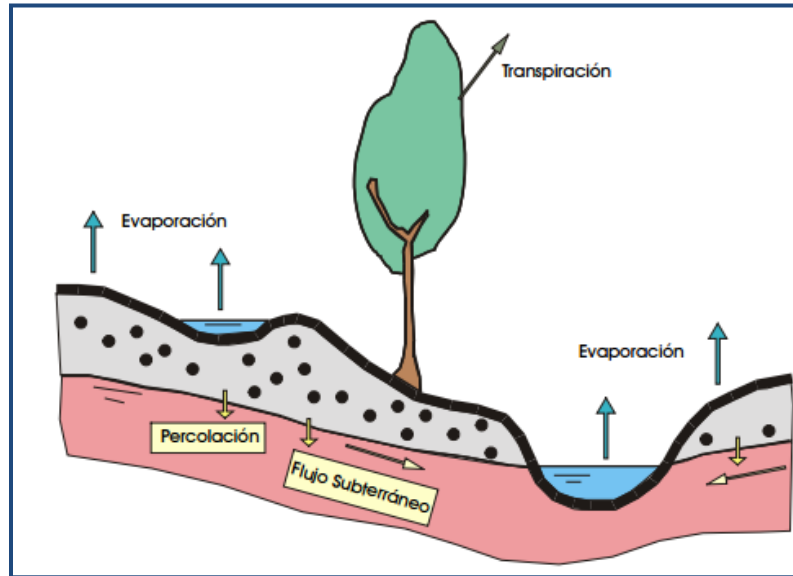


Figura 3.5. Ciclo de Escorrentía 4ª fase.  
Fuente: guía de materia hidrología, Universidad De La Coruña

Una síntesis de la distribución de las precipitaciones y de la evolución de los componentes de la Escorrentía se representa en la Figura 3.6.

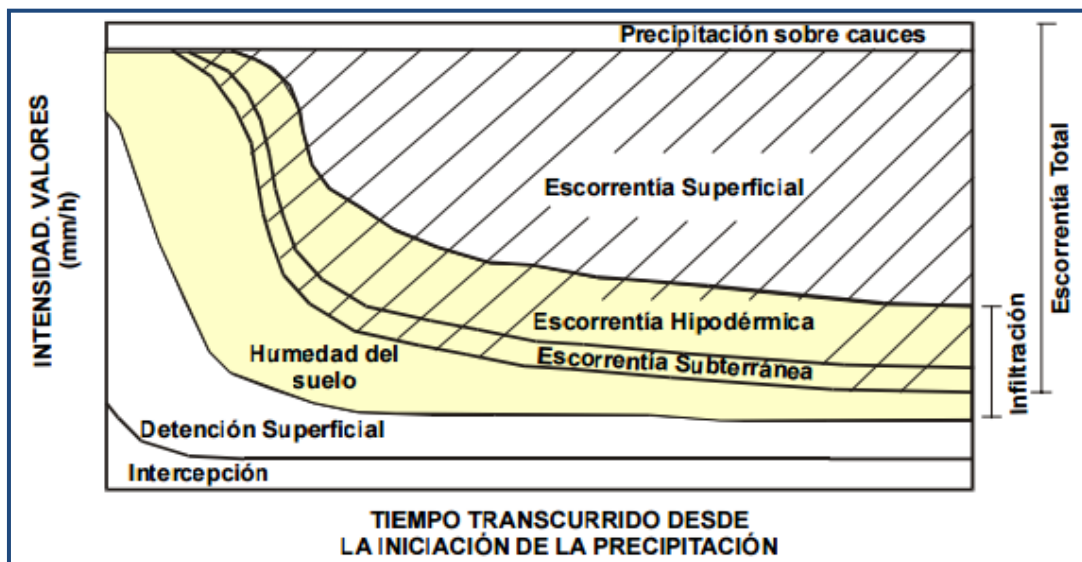


Figura 3.6. Evolución temporal de algunos componentes del Ciclo Hidrológico en una tormenta.  
Fuente: Guía de materia hidrología, Universidad De La Coruña.



### **3.1.2.2. Factores que condicionan la Escorrentía**

La Escorrentía está influida por cuatro grupos de factores: meteorológicos, geográficos, hidrogeológicos y biológicos.

Los factores meteorológicos fundamentales son las precipitaciones y la temperatura. La duración, intensidad, frecuencia, tipo y extensión de las precipitaciones también tienen un papel muy importante.

La temperatura es representativa de las pérdidas de evaporación, los factores geográficos son la localización geográfica de la cuenca y su morfología, la localización geográfica comprende la latitud, longitud y altitud, la morfología, las pendientes de la cuenca, la importancia de las superficies de agua libre, el perfil de los cursos de agua.

Los factores hidrogeológicos comprenden fundamentalmente la permeabilidad de los terrenos y la profundidad de las capas freáticas. Los factores biológicos comprenden fundamentalmente la cubierta vegetal y la acción humana.

### **3.1.3. Movimiento del agua en el Subsuelo**

El agua del suelo está sometida a dos tipos de fuerzas de acciones opuestas, por un lado las fuerzas de succión retienen el agua en los poros mientras que la fuerza de la gravedad tiende a desplazarla a capas cada vez más profundas. De esta manera si predominan las fuerzas de succión el agua queda retenida

en los poros del suelo, mientras que si la fuerza de la gravedad es más intensa el agua se mueve hacia abajo infiltrando a través del suelo.

Pero también el agua asciende en el suelo debido a la evaporación y la absorción por las raíces de las plantas. El agua se desplaza por capilaridad (efecto especialmente intenso en los climas áridos) y por diferencia de humedad (los horizontes más profundos permanecen más húmedos al estar protegidos, por su lejanía de la superficie del suelo, a las pérdidas de agua debidas a la evaporación y a la absorción de las plantas). Por otra parte el agua no sólo se mueve en sentido vertical sino que también lo hace en dirección lateral, movimiento generalizado en todos los relieves montañosos. Por tanto se puede decir que el agua en el suelo se puede mover tanto en dirección vertical como horizontal o subhorizontal.

El suelo es un medio constituido por partículas, tanto minerales como orgánicas, de muy diversos tamaños, desde las piedras fácilmente apreciables a simple vista hasta las partículas de arcilla menores de 0,002 mm. Algunas de estas partículas pueden encontrarse separadas, mientras que otras están unidas entre sí formando agrupaciones mayores, más o menos duraderas, denominadas agregados. Estos pueden tener distintas formas y tamaños (micro agregados, grumos, terrones) y están formados por la agregación de partículas relativamente gruesas (arenas y limos) unidas por materiales cementantes más finos (arcillas, carbonatos, humus). Entre estas partículas y agregados se

encuentra un sistema de poros formado por huecos, también de muy diversas formas y tamaños, interconectados en todas las direcciones. Normalmente los poros más pequeños se encuentran ocupados por agua y los mayores por aire. Esta distribución en el espacio de la materia sólida y de los espacios vacíos es lo que se conoce como estructura del suelo, y es la que permite que el suelo funcione como un soporte poroso que proporciona agua, aire y nutrientes a las raíces de las plantas. (Ibáñez, 2006).

El agua procedente de las precipitaciones que es absorbida y se mueve hacia el interior del suelo se conoce como agua de infiltración. A medida la precipitación continua, el agua va ocupando todos los poros y se va moviendo hacia abajo por el perfil del suelo. La que se mueve por los poros de mayor tamaño (macroporos de más de 10 micras de diámetro) es arrastrada por la fuerza de la gravedad y es conocida como agua de gravitación. Esta agua, al precipitar grandes cantidades y dependiendo de la permeabilidad del suelo, atraviesa los estratos, hasta llegar a las capas freáticas profundas, en ciertos casos logrando recargar los acuíferos, que dependerán de la litología (naturaleza del material geológico que aflora en la superficie), pendiente de la superficie y la vegetación que pueda existir. La velocidad a la que el agua se mueve depende del volumen de los intersticios (porosidad) y del grado de intercomunicación entre ellos.

Los acuíferos suelen ser materiales sedimentarios de grano relativamente grueso (gravas, arenas, limos). Si los poros son suficientemente amplios, una

parte del agua circula libremente a través de ellos impulsada por la gravedad, pero otra queda fijada por las fuerzas de la capilaridad. En el caso de que se encuentre con obstáculos, como una capa impermeable en los horizontes inferiores del suelo (generalmente una capa rica en arcillas u horizontes endurecidos: “cretas”) y si la pendiente es débil o nula, se forma una capa de agua suspendida temporal, en la superficie del suelo. Esta capa saturada de agua se mantiene sólo durante los períodos húmedos, agotándose en los secos. Se trata de los conocidos como charcos.

La mayor parte del agua de gravitación, la denominada de flujo rápido, drena durante las primeras horas a través de las grietas y poros más grandes (mayores de 50 micras de diámetro). Otra parte, la de flujo lento, puede tardar varios días en descender a través de los macroporos de menor tamaño (entre 50 y 10 micras).

Después que ha transcurrido el tiempo, cuando ya ha drenado el agua de gravitación, el suelo presenta una determinada humedad o capacidad de retención de agua. Este agua es la que se queda en los poros más pequeños (microporos menores de 10 micras de diámetro). Se queda retenida por las fuerzas de adsorción que aparecen entre las partículas y las delgadas capas de agua que se encuentran en estos microporos (es la misma fuerza que hace que las gotas de agua que se queden pegadas a los cristales y la que permite que el agua suba por los tubos de pequeño diámetro o capilares). (Ibáñez, 2006).

En el suelo y el subsuelo el agua se mueve de acuerdo a características propias y leyes particulares. Se puede identificar el movimiento del agua en cuatro diferentes zonas con diferentes características (ver figura 3.7):

**1- Movimiento en el suelo superficial:** Corresponde al estrato superficial que está en contacto con la atmósfera, en general son suelos de alta porosidad con abundancia de materia orgánica que pueden presentar altos contenidos de humedad. El movimiento del agua está caracterizado por fenómenos de almacenamiento, evaporación y transpiración. En este estrato es posible almacenar una cantidad de agua que depende de la capacidad de campo (humedad máxima que puede almacenar), punto de marchites permanente (humedad mínima necesaria para que las plantas puedan sobrevivir), profundidad radicular media y densidad aparente. Cuando el suelo se satura, el excedente escurre superficialmente y/o desciende por efecto de la gravedad en un proceso de filtración hacia la zona saturada.

**2- Movimiento en la zona no saturada:** En esta zona el movimiento del agua está determinado por la fuerza de gravedad, por lo tanto, su componente vertical descendente es la más importante.

**3- Movimiento en la zona capilar:** En esta zona de transición el movimiento se debe a la absorción capilar de la parte de la formación acuífera situada sobre la zona saturada.

**4- Movimiento en zona saturada:** Corresponde al estrato donde el agua satura totalmente los poros. El agua en esta zona se mueve desde puntos de mayor nivel piezométrico a puntos de menor nivel piezométrico, es decir de zonas de mayor a menor energía. Por lo tanto, en esta zona el agua puede moverse en sentido horizontal y vertical ascendente o descendente.

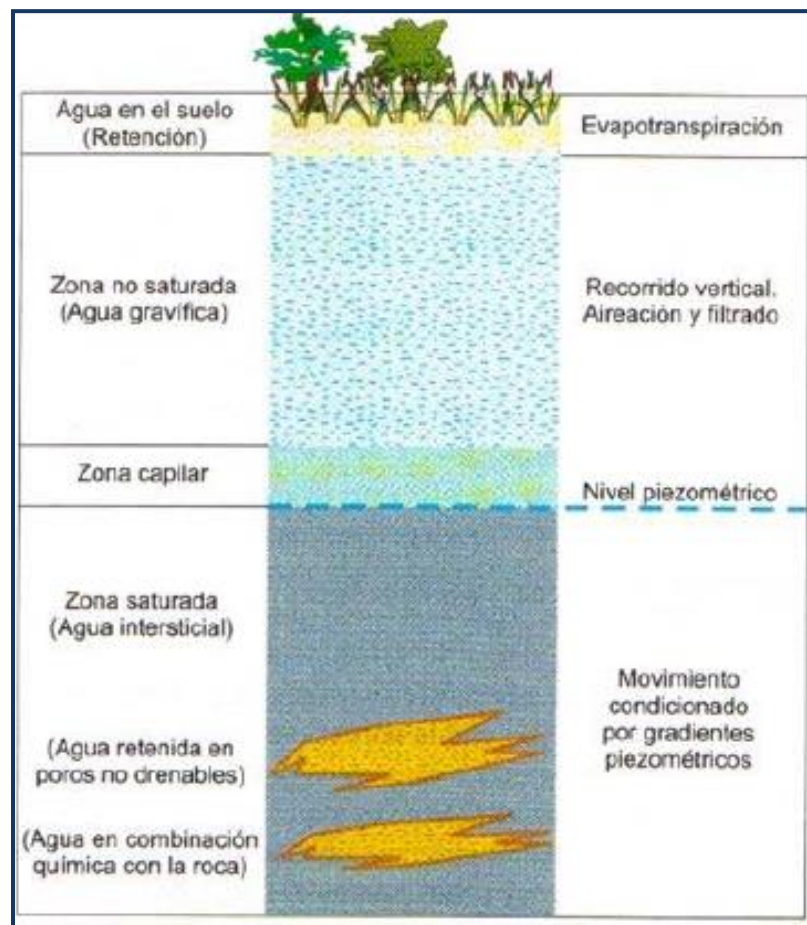


Figura 3.7. Movimiento del agua en las diferentes zonas del suelo.  
Fuente: Agua en los suelos, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Chile.

## **3.2. MEDICION DE LA PERMEABILIDAD EN MUESTRAS DE PUNTOS SELECCIONADOS DEL AMSS (EN LABORATORIO)**

### **3.2.1. Permeabilidad**

La permeabilidad es la capacidad de un material para que un fluido lo atraviese sin alterar su estructura interna. Se afirma que un material es permeable si deja pasar a través de él una cantidad apreciable de fluido en un tiempo dado, e impermeable si la cantidad de fluido es despreciable. La velocidad con la que el fluido atraviesa el material depende de la porosidad del suelo.

Para ser permeable, un material debe ser poroso, es decir, debe contener espacios vacíos o poros que le permitan absorber fluido. A su vez, tales espacios deben estar interconectados para que el fluido disponga de caminos para pasar a través del material (ver figura 3.8):

Por otro lado, cabe mencionar una "permeabilidad intrínseca" (también llamada "coeficiente de permeabilidad"); como constante ligada a las características propias o internas del terreno. Y de una "permeabilidad real" o de Darcy, como función de la permeabilidad intrínseca más las de las características del fluido.

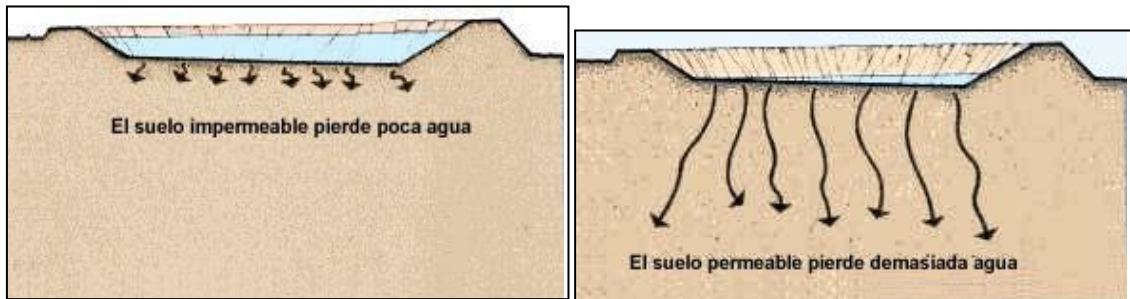


Figura 3.8. Ilustración de suelo impermeable y suelo permeable.  
Fuente: Permeabilidad e infiltración, Universidad Peruana Los Andes.

**Ley de Darcy:** En 1856, Henri Philibert Gaspard Darcy publicó una simple ecuación empírica para la velocidad de descarga del agua a través de suelos saturados; se basa principalmente en las observaciones relativas al flujo de agua a través de arenas limpias; se describe, con base en experimentos de laboratorio, las características del movimiento del agua a través de un medio poroso. La expresión matemática de la Ley de Darcy es la siguiente:

$$Q = k \frac{h_1 - h_2}{L} A = k \times i \times A$$

Dónde:

Q = gasto, descarga o caudal en m<sup>3</sup>/s.

L = longitud en metros de la muestra en m.

k = una constante, actualmente conocida como coeficiente de permeabilidad de Darcy, variable en función del material de la muestra, en m/s.

A = área de la sección transversal de la muestra, en m<sup>2</sup>.



$h_1$ = altura, sobre el plano de referencia que alcanza el agua en un tubo colocado a la entrada de la capa filtrante.

$h_2$ = altura, sobre el plano de referencia que alcanza el agua en un tubo colocado a la salida de la capa filtrante. El agua, por relaciones de energía, circula de mayor a menor altura piezométrica.

### **Coefficiente de permeabilidad $k$ (cm/s)**

El coeficiente de permeabilidad ( $k$ ) es un indicador de la mayor o menor dificultad con que un suelo resiste a la percolación<sup>14</sup> del agua a través de sus poros, en otras palabras, es la velocidad con la que el agua atraviesa los diferentes tipos de suelo.

Mientras más permeable sea el suelo, mayor será la filtración; algunos suelos son tan permeables y la filtración tan intensa que para construir en ellos cualquier tipo de estanque es preciso aplicar técnicas especiales de impermeabilización.

Una de las importancias más relevante del coeficiente de permeabilidad es que, a través de este se diseñan los diferentes tipos de dispositivos de infiltración. La tabla 3.1 muestra el tipo de suelo y su relación con el coeficiente de permeabilidad.

---

<sup>14</sup>Percolación: fenómeno que ocurre cuando el agua precipitada sobre la superficie del suelo se infiltra, pasa poco a poco hacia capas más profundas. Fuente: Perdidas de agua en el suelo: escorrentía, filtración profunda y evaporación.

k (cm/s)	10 <sup>2</sup>	10 <sup>1</sup>	10	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup>
Drenaje	Bueno						Malo	Prácticamente impermeable				
Relleno sanitario	Pésimo									Bueno		
Tipo de suelo	Grava gruesa (cascajo)	Arena limpia, arena mezclada con grava			Arena muy fina, suelos orgánicos e inorgánicos, mezcla de limo-arenoso y arcilla			Suelo impermeable modificado por efecto de la vegetación y la intemperización				
					Suelo impermeable; por ejemplo: arcilla homogénea debajo de la zona de intemperización							

Tabla 3.1. Relación del tipo de suelo con el coeficiente de permeabilidad.  
Fuente: Permeabilidad e infiltración, Universidad Peruana Los Andes.

En proyectos de ingeniería, las unidades con las que se expresa generalmente el coeficiente de permeabilidad son cm/s y m/s; en los ámbitos de la hidráulica o la hidrogeología es habitual observar anotaciones como cm/día, m/año y similares.

Son diversos los factores que determinan la permeabilidad del suelo, entre los cuales, los más significativos son los siguientes:

- Granulometría (tamaño de grano y distribución granulométrica.)
- Composición química del suelo (naturaleza mineralógica)

Cabe destacar que en esta investigación se evaluara solamente la granulometría en sus factores físicos, no así su composición química.

Como regla general se puede considerar que a menor tamaño de grano, menor permeabilidad, y para una granulometría semejante (arenas, por ejemplo) a

mejor gradación, mayor permeabilidad. En cuanto al factor químico, y para el caso de arcillas y limos, la presencia de ciertos cationes (Sodio, Potasio) es un factor que disminuye la permeabilidad en relación a otros (Calcio, Magnesio).

A efectos únicamente indicativos, el DB SE-C (Documento Básico. Seguridad Estructural-Cimientos) del Código Técnico de la Edificación de España, propone los siguientes rangos de variación para la permeabilidad en función del tipo de terreno (tabla 3.2).

<b>Valores orientativos del coeficiente de Permeabilidad</b>	
<b>Tipo de suelo</b>	<b><math>k_z</math>(m/s)</b>
Grava limpia	$> 10^{-2}$
Arena limpia y mezcla de grava y arena limpia	$10^{-2} - 10^{-5}$
Arena fina, limo, mezclas de arenas, limos y arcillas	$10^{-5} - 10^{-9}$
Arcilla	$< 10^{-9}$

Tabla 3.2. Valores orientativos del coeficiente de permeabilidad.  
Fuente: DB SE-C del Código Técnico de la Edificación, España.

Las clases de permeabilidad del suelo para la ingeniería civil propuesta por la FAO (Food and Agriculture Organization), se basan en el coeficiente de permeabilidad como se muestra en la siguiente tabla:

Clases de permeabilidad de los suelos	Coeficiente de permeabilidad (K en m/s)	
	Límite inferior	Límite superior
Permeable	$2 \times 10^{-1}$	$2 \times 10^{-5}$
Semipermeable	$1 \times 10^{-5}$	$1 \times 10^{-7}$
Impermeable	$1 \times 10^{-7}$	$5 \times 10^{-11}$

Tabla 3.3. Clases de permeabilidad de los suelos para obras de ingeniería civil.  
Fuente: Permeabilidad del suelo, FAO (Food and Agriculture Organization).

### **3.2.2. Medición de la permeabilidad del suelo en el Laboratorio**

La medición de la permeabilidad se puede realizar por métodos directos e indirectos, y para el caso de las arenas y gravas con carga constante y arcillas y limos con carga variable, en esta investigación la permeabilidad se calculó haciendo un agujero a la muestra con medidas determinadas y colocando un volumen de agua conocido y se registró el tiempo en que el agua se infiltraba una vez tomado estos datos se divide el volumen entre el área por el tiempo, y se tiene la permeabilidad de laboratorio de las correspondientes muestras, pero esta permeabilidad será representativa dependiendo de la alteración de la muestra. Se utilizaron cajas de acrílico para confinar las muestras y retener el agua infiltrada.

En el presente Trabajo de Graduación se utilizarán cajas de acrílico transparente, que tienen medidas de 40x40 cms. en su sección transversal y 35 cms. de altura, en la parte inferior tienen un desagüe en donde se conecta una manguera para evacuar el excedente de agua infiltrada. La finalidad de estas cajas es ver el movimiento del flujo de agua en los estratos, esto es posible ya que el acrílico es transparente, estas cajas poseen su respectiva tapadera, las cuales se colocan después que se introduce agua a las muestras con el fin que no pierdan humedad en el transcurso del día y la noche.

Cuando se lleva una muestra de suelo a un laboratorio para medir la permeabilidad, se toma una columna de suelo y se somete a condiciones

determinadas, tales como saturación de agua y una carga de agua constante.

El resultado será el coeficiente de permeabilidad de la muestra.



Figura 3.9. Muestra de suelos llevadas a laboratorio y colocadas en las cajas de acrílico y colocación de carga hidráulica controlada.

La forma en que se obtiene una tasa de infiltración para cada muestra es partiendo de la Ley de Darcy, ocupando el área de la superficie del fondo del agujero, el volumen de agua que se le introduce y el tiempo en que se tarda en infiltrar por completo el agua, de la siguiente forma:

$$Q = v \times A$$

$$v = \frac{Q}{A}$$

$$\text{Pero, } Q = \frac{V}{t} ;$$

$$\text{Entonces, } v = \frac{V}{A \times t}$$

Dónde:

*v = Tasa de infiltracion.*

*Q = Caudal.*

*V = Volumen de agua introducido en agujero.*

*A = Area del Agujero.*

*t = tiempo que tarda en vaciar el agujero.*

### **3.3. MEDICION DE LA INFILTRACIÓN EN LABORATORIO DE LAS 8 MUESTRAS DE PUNTOS SELECCIONADOS DEL AMSS**

#### **3.3.1. Selección de sitios para la toma de muestras**

Para la elección de la toma de las ocho muestras se realizó un recorrido por diversos sectores del Área Metropolitana de San Salvador, en sitios donde los estratos fueran representativos de los suelos existentes y en lugares donde se espera exista un interés por urbanizar (figura 3.10); además, se utilizaron como base los mapas, estudios y publicaciones relacionadas a los suelos del AMSS, tanto de OPAMSS como del MARN.



Figura 3.10. Visita previa a sitios de extracción de muestras

En total se seleccionaron ocho puntos para extraer las muestras que serán ensayadas en laboratorio (figura 3.11), localizadas en los municipios de Santa Tecla, San Marcos, San Salvador, y Antiguo Cuscatlán (las ubicaciones se describirán posteriormente de manera más detallada).



Figura 3.11. Mapa de los sitios seleccionados para la extracción de muestras.

### 3.3.2. Toma de muestras en campo

- **Proceso**

La extracción de las muestras de suelo consistió en quitar la maleza y las raíces que se encontraban en el talud seleccionado (ver figuras 3.12, 3.13 y 3.14), para lograr identificar de mejor manera el estrato de suelo a extraer, luego se talló un cubo de dimensiones aproximadas de 40x40x60 cm. (ver figura 3.15).



Figura 3.12. Limpieza de area de talud para la extraccion de muestra



Figura 3.13. Estrato de TBJ y Flujo de escombros del Canton el Carmen y estrato con calicata para extraccion del cubo de suelo.





Figura 3.14. Estrato de paleosuelo, union de estrato y escoria meteorizada de la 75 av.Norte.



Figura 3.15. Tallando el cubo de suelo.

Posteriormente la muestra se introduce dentro de una caja de acrílico para poder ser transportadas al laboratorio de suelos y materiales “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina” de la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad de El Salvador (figura 3.16), además se tomaron muestras del mismo suelo para realizar ensayos de granulometría y humedades.



Figura 3.16. Muestra dentro de caja de acrílico para su posterior transporte hacia el laboratorio de suelos y materiales.

### 3.3.3. Descripción detallada de las muestras

➤ Muestra N°1

<b>Muestra N°1</b>		<b>Coordenadas</b>	<b>Latitud</b>	13°42'45.88"N
<b>Punto de muestreo</b>	M-1		<b>Longitud</b>	89°15'18.47"O
<b>Localización</b>	Cantón El Carmen, Colonia Escalón, San Salvador			
<b>Fecha de muestreo</b>	24/08/2017			
<b>Tipo de muestra obtenida</b>	Semi-Alterada			
<p><b>Descripción:</b> Muestra de suelo compuesto por dos estratos, el superior por TBJ color gris claro y el segundo denominado Flujo de Escombros con color café oscuro presentaban bastante humedad.</p>				
				
			Muestra 1 dentro de caja de acrílico	

Tabla 3.4. Descripción de muestra de suelo número uno.

➤ Muestra N°2

<b>Punto de muestreo</b>	M-2	<b>Coordenadas</b>	<b>Latitud</b>	13°42'45.88"N
			<b>Longitud</b>	89°15'18.47"O
<b>Localización</b>	Cantón El Carmen, Colonia Escalón, San Salvador			
<b>Fecha de muestreo</b>	24/08/2017			
<b>Tipo de muestra obtenida</b>	Alterada			
<p><b>Descripción:</b> Muestra de suelo de un estrato denominado Flujo de Escombros de color café bastante oscuro. Por estar en época lluviosa los estratos presentaban bastante humedad.</p>				
			Muestra 2 dentro de caja de acrílico	

Tabla 3.5. Descripción de muestra de suelo número dos.

➤ Muestra N°3

<b>Punto de muestreo</b>	M-3	<b>Coordenadas</b>	<b>Latitud</b>	13°38'31.29"N
			<b>Longitud</b>	89°14'4.91"O
<b>Localización</b>	Calle a Huizúcar, San Marcos, San Salvador			
<b>Fecha de muestreo</b>	01/09/2017			
<b>Tipo de muestra obtenida</b>	Semi-Alterada			
<p><b>Descripción:</b> Estrato de arcilla de color rojizo, en la parte inferior del estrato presenta roca meteorizada y bastante humedad.</p>				
			Muestra 3 dentro de caja de acrílico	

Tabla 3.6. Descripción de muestra de suelo número tres.

➤ Muestra N°4


<b>Punto de muestreo</b>	M-4	<b>Coordenadas</b>	<b>Latitud</b>	13°43'3.87"N
			<b>Longitud</b>	89°13'51.49"O
<b>Localización</b>	A un costado, en dirección Norte, de 75 av. Norte, San Salvador			
<b>Fecha de muestreo</b>	07/09/2017			
<b>Tipo de muestra obtenida</b>	Alterada			
<b>Descripción:</b>			 <p>Muestra 4 dentro de caja de acrílico</p>	
Estrato de Paleosuelo con Escoria Meteorizada con presencia de óxido en la unión, con poca plasticidad de color café oscuro en la parte superior y la segunda es una escoria bastante suelta y granular.				

Tabla 3.7. Descripción de muestra de suelo número cuatro.

➤ Muestra N°5

<b>Punto de muestreo</b>	M-5	<b>Coordenadas</b>	<b>Latitud</b>	13°39'47.55"N
			<b>Longitud</b>	89°14'28.00"O
<b>Localización</b>	Cumbres de Cuscatlán, Antiguo Cuscatlán, La libertad			
<b>Fecha de muestreo</b>	24/11/2017			
<b>Tipo de muestra obtenida</b>	Inalterada			
<b>Descripción:</b>			 <p>Muestra 5 dentro de caja de acrílico</p>	
Muestra de suelo compuesto por un estrato de TB4, material bastante suelto, de consistencia porosa y color café claro.				

Tabla 3.8. Descripción de muestra de suelo número cinco.

➤ Muestra N°6

<b>Punto de muestreo</b>	M-6	<b>Coordenadas</b>	<b>Latitud</b>	13°39'7.83"N
			<b>Longitud</b>	89°17'22.30"O
<b>Localización</b>	Alturas de Tenerife, Santa Tecla, La libertad			
<b>Fecha de muestreo</b>	30/11/2017			
<b>Tipo de muestra obtenida</b>	Semi-Alterada			
<b>Descripción:</b>			 <p>Muestra 6 dentro de caja de acrílico</p>	
Muestra de suelo compuesto por un estrato de material de Plan de La Laguna, en su parte superior bastante duro y en la parte inferior suelo parecido a la escoria meteorizada de consistencia porosa color café oscura.				

Tabla 3.9. Descripción de muestra de suelo número seis.

➤ Muestra N°7

<b>Punto de muestreo</b>	M-7	<b>Coordenadas</b>	<b>Latitud</b>	13°43'15.50"N
			<b>Longitud</b>	89°12'3.44"O
<b>Localización</b>	Universidad de El Salvador, San Salvador			
<b>Fecha de muestreo</b>	11/12/2017			
<b>Tipo de muestra obtenida</b>	Inalterada			
<b>Descripción:</b>			 <p>Muestra 7 dentro de caja de acrílico</p>	
Muestra de suelo compuesto por dos estratos de TBJ, el superior de un color gris claro y el segundo con un color gris más oscuro, se presenta abundantes raíces y en la parte inferior se encuentra piedra pómez en descomposición.				

Tabla 3.10. Descripción de muestra de suelo número siete.

➤ Muestra N°8

<b>Punto de muestreo</b>	M-8	<b>Coordenadas</b>	<b>Latitud</b>	13°41'6.30"N
			<b>Longitud</b>	89°16'6.09"O
<b>Localización</b>	Jardines de la Sabana, Santa Tecla, La Libertad			
<b>Fecha de muestreo</b>	19/01/2018			
<b>Tipo de muestra obtenida</b>	Alterada			
<b>Descripción:</b>			 <p>Muestra 8 dentro de caja de acrílico</p>	
<p>Muestra de suelo compuesto por dos estratos, el superior por TBJ color gris pardo y el segundo denominado Flujo de Escombros con color café oscuro con poca humedad, este estrato posee mucha roca madre (bloques de diámetros grandes) que está en descomposición por sectores.</p>				

Tabla 3.11. Descripción de muestra de suelo número ocho.

### 3.3.4. Contenido de humedades con las que se extrajeron las muestras

Se tomaron muestras representativas de cada suelo que se extrajo para realizar ensayos del contenido de humedad para tener el conocimiento de la humedad natural que tenía el suelo en el sitio al momento de la extracción.



Figura 3.17. Muestras para ensayo de contenido de humedad.

- Registro del contenido de humedad al momento de la extracción de muestras

Muestra 1: Contacto entre TBJ y Flujo de Escombros									
Estrato	N° Tara	W <sub>TARA</sub> (g)	W <sub>TARA + mh</sub> (g)	W <sub>TARA + ms</sub> (g)	W <sub>w</sub> (g)	W <sub>s</sub> (g)	w (%)	W <sub>prom</sub>	W
TBJ	30	11.60	115.93	84.07	31.86	72.47	43.96	44.37 %	44 %
	56	11.63	112.24	81.12	31.12	69.49	44.78		
CONTACTO	30	11.60	80.45	60.96	19.49	49.36	39.49	39.26 %	39 %
	56	11.63	85.65	64.87	20.78	53.24	39.03		
FLUJO DE ESCOMBRO	30	11.60	76.61	60.09	16.52	48.49	34.07	33.57 %	34 %
	56	11.63	91.94	71.98	19.96	60.35	33.07		

Muestra 2: Flujo de Escombros									
Estrato	N° Tara	W <sub>TARA</sub> (g)	W <sub>TARA + mh</sub> (g)	W <sub>TARA + ms</sub> (g)	W <sub>w</sub> (g)	W <sub>s</sub> (g)	w (%)	W <sub>prom</sub>	W
FLUJO DE ESCOMBRO	102	11.60	73.44	57.78	15.66	46.18	33.91	33.92 %	34 %
	18	11.64	80.08	62.46	17.62	50.82	34.67		
	56	11.63	75.43	59.54	15.89	47.91	33.17		

Muestra 3: Arcilla									
Estrato	N° Tara	W <sub>TARA</sub> (g)	W <sub>TARA + mh</sub> (g)	W <sub>TARA + ms</sub> (g)	W <sub>w</sub> (g)	W <sub>s</sub> (g)	w (%)	W <sub>prom</sub>	W
ARCILLA	30	11.60	76.50	53.80	22.7	42.2	53.79	53.45 %	53 %
	56	11.63	73.30	52.00	21.3	40.37	52.76		
	102	11.60	76.20	53.60	22.6	42	53.81		

<b>Muestra 4: Contacto entre Paleosuelo y Escoria de San Salvador</b>									
<b>Estrato</b>	<b>N° Tara</b>	<b>W<sub>TARA</sub> (g)</b>	<b>W<sub>TARA + mh</sub>(g)</b>	<b>W<sub>TARA + ms</sub> (g)</b>	<b>W<sub>w</sub>(g)</b>	<b>W<sub>s</sub>(g)</b>	<b>w (%)</b>	<b>W<sub>prom</sub></b>	<b>w</b>
<b>PALEOSUELO</b>	56	11.63	87.80	67.70	20.1	56.07	35.85	35.43 %	<b>35 %</b>
	102	11.60	75.80	59.15	16.65	47.55	35.02		
<b>CONTACTO</b>	30	11.60	79.56	61.45	18.11	49.85	36.33	36.43 %	<b>36 %</b>
	56	11.63	80.07	61.76	18.31	50.13	36.53		
<b>ESCORIA DE S.S.</b>	30	11.60	80.20	61.80	18.4	50.2	36.65	36.93 %	<b>37 %</b>
	18	11.64	78.40	60.30	18.1	48.66	37.20		

<b>Muestra 5: TB4</b>									
<b>Estrato</b>	<b>N° Tara</b>	<b>W<sub>TARA</sub> (g)</b>	<b>W<sub>TARA + mh</sub>(g)</b>	<b>W<sub>TARA + ms</sub> (g)</b>	<b>W<sub>w</sub>(g)</b>	<b>W<sub>s</sub>(g)</b>	<b>w (%)</b>	<b>W<sub>prom</sub></b>	<b>w</b>
<b>TB4</b>	21	10.74	80.25	58.50	21.75	47.76	45.54	45.28	<b>45 %</b>
	6	10.72	76.10	55.70	20.40	44.98	45.35		
	5A	10.69	75.47	55.38	20.09	44.69	44.95		

<b>Muestra 6: Plan de La Laguna</b>									
<b>Estrato</b>	<b>N° Tara</b>	<b>W<sub>TARA</sub> (g)</b>	<b>W<sub>TARA + mh</sub>(g)</b>	<b>W<sub>TARA + ms</sub> (g)</b>	<b>W<sub>w</sub>(g)</b>	<b>W<sub>s</sub>(g)</b>	<b>w (%)</b>	<b>W<sub>prom</sub></b>	<b>w</b>
<b>PLAN DE LA LAGUNA</b>	26	11.25	74.96	62.80	12.16	51.55	23.59	23.25	<b>23 %</b>
	42	10.74	87.9	73.66	14.24	62.92	22.63		
	82	10.32	79.43	66.26	13.17	55.94	23.54		



Muestra 7: Contactos de TBJ									
Estrato	N° Tara	W <sub>TARA</sub> (g)	W <sub>TARA + mh</sub> (g)	W <sub>TARA + ms</sub> (g)	W <sub>w</sub> (g)	W <sub>s</sub> (g)	w (%)	W <sub>prom</sub>	w
TBJ Estrato Superior	22	10.18	70.32	61.87	8.45	51.69	16.35	16.63	17 %
	97A	10.40	77.55	67.75	9.80	57.35	17.09		
TBJ Estrato Inferior	9	10.39	75.53	66.61	8.92	56.22	15.87	16.16	16 %
	17	11.32	85.81	75.29	10.52	63.97	16.45		

Muestra 8: Contacto entre TBJ y Flujo de Escombros (Jardines de la Sabana)									
Estrato	N° Tara	W <sub>TARA</sub> (g)	W <sub>TARA + mh</sub> (g)	W <sub>TARA + ms</sub> (g)	W <sub>w</sub> (g)	W <sub>s</sub> (g)	w (%)	W <sub>prom</sub>	w
TBJ	41	10.83	65.25	61.92	3.33	51.09	6.52	6.54 %	7 %
	30	11.54	52.31	49.80	2.51	38.26	6.56		
CONTACTO	60	10.62	73.46	68.35	5.11	57.73	8.85	8.75 %	9 %
	1-15	10.92	63.40	59.22	4.18	48.30	8.65		
FLUJO DE ESCOMBRO	1-13	10.32	76.16	63.22	12.94	52.90	24.46	24.51 %	25 %
	100	10.43	63.02	52.65	10.37	42.22	24.56		

Muestra 9 Contacto entre TBJ y Flujo de Escombros (El Principito)									
Estrato	N° Tara	W <sub>TARA</sub> (g)	W <sub>TARA + mh</sub> (g)	W <sub>TARA + ms</sub> (g)	W <sub>w</sub> (g)	W <sub>s</sub> (g)	w (%)	W <sub>prom</sub>	w
TBJ	42	10.30	68.70	67.03	1.67	56.73	2.94	2.89 %	3 %
	79	10.24	64.04	62.56	1.48	52.32	2.83		
CONTACTO	102	10.52	60.06	57.91	2.15	47.39	4.54	4.95 %	5 %
	93E	10.43	61.24	58.65	2.59	48.22	5.37		
FLUJO DE ESCOMBRO	34	10.22	65.75	57.13	8.62	46.91	18.38	18.43 %	18 %
	57	9.91	62.62	54.40	8.22	44.49	18.48		

### 3.3.5. Preparación y monitoreo de muestras en laboratorio

- **Proceso**

El proceso inicial en laboratorio para la preparación de las muestras de suelo dentro de las cajas de acrílico, de dimensiones 40x40x35 cms., consistió en nivelar horizontalmente las cajas, luego excavar un agujero en la cara superior de cada una de las muestras con diferentes diámetros (según la irregularidad de la superficie de cada muestra lo permitía), luego se instaló una manguera en la parte inferior de las cajas de acrílico, para realizar mediciones de la cantidad de agua que evacuaría cada una de ellas. Una vez instaladas las muestras para su ensayo se les agregó agua limpia de manera gradual y controlada dentro del agujero utilizando una probeta de vidrio de 1000 ml, luego se registró el tiempo en que el volumen de agua se infiltraba por completo, a la vez que se introducía agua en toda el área superficial de la muestra con la finalidad de saturarlas, todo lo anterior por un período de un mes para cada una de ellas.



Figura 3.18. Nivelación horizontal de las muestras



Figura 3.19. Agujero excavado para prueba de infiltración.



Figura 3.20. Llenado de agua en los agujeros para el proceso de infiltración.



Figura 3.21. Mangueras instaladas para evacuar el agua excedente de las muestras

### 3.3.6. Registro del proceso de saturación en laboratorio de cada muestra

Tabla 3.12. Hojas de control de registros de muestra número uno.

Muestra Nº 1		Tomado de El Carmen, Santa Tecla		TBJ y Flujo de Escombros		Tipo de muestra: Alterada
Fecha	Hora	Tiempo Transcurrido	Cantidad de Agua Introducida(ml)	Cantidad de Agua que sale(ml)	Tasa de infiltración (cm/s)	Agujero de 11 cm $\Phi$ y 10 cm prof.
						Observaciones
30/08/2017	10:22	1 h	5600	4338		El agua fluye a través de grietas y la parte superior del agujero colapsa. El agua infiltró a la parte inferior de la caja prácticamente al instante, el color del agua es café oscuro.
	11:22	2 h 38 min	5000	4700		
	02:00	20 h 20 min	4400	2730		
31/08/2017	10:35	25 min	3000	2100	0.1052	El agua comienza a infiltrarse un poco más lento, pero existe salida constante de agua por la manguera. El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 5 minutos
	11:00	30 min	4000	1595	0.1403	
	12:00	20 h 30 min	3000	5786	0.1052	
04/09/2017	11:00		3000			El agua dentro del agujero infiltra más lento. El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 10 minutos
	11:25	1 h 30 min	1000	3200	0.0175	
	12:30	20 h	1000	1600		
05/09/2017	10:30		2000			Se formó una capa semi-permeable en el fondo del agujero, esta capa hace que el agua no infiltre tan fácilmente.
	11:50		1000			
	01:24		1000		0.0175	
	02:12	3 h 42 min	1000	3640		
	02:15	1 h 35 min	1000	2330		
06/09/2017	09:40		2000			El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 10 minutos. Y tarda un minuto en que el agua en la muestra evacúe por la manguera
	10:11		1000			
	10:39		1000			
	11:00	1 h 20 min	1000	3090	0.0175	
	11:20		1000			
	12:15	1 h 15 min	1000	2380		
	12:25	21 h 35 min	1000	2430		
08/09/2017	10:00		1000			Se mantiene el promedio de 10 minutos en infiltrar completamente el agua depositada en el agujero
	10:12		1000		0.0175	
	10:30		1000			
	11:10	68 h	1000	3975		
11/09/2017	09:30		1000			El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 15 minutos
	09:40		1000			
	09:45		1000			
	09:59		1000		0.0117	
	10:20	50 min	1000	1950		
	01:00	2 h 40 min	1000	2270		
	02:00	19 h 15 min	1000	2700		
12/09/2017	09:20		1000			Se mantiene el promedio de 15 minutos en infiltrar completamente el agua depositada en el agujero
	10:00		1000			
	10:50	1 h 30 min	1000	2700	0.0097	
	11:38	45 h 22 min	1000	1890		

Muestra N° 1		Tomado de El Carmen, Santa Tecla		TBJ y Flujo de Escombros		Tipo de muestra: Alterada
Fecha	Hora	Tiempo Transcurrido	Cantidad de Agua Introducida(ml)	Cantidad de Agua que sale(ml)	Tasa de infiltración (cm/s)	Agujero de 11 cm $\Phi$ y 10 cm prof.
						Observaciones
14/09/2017	09:30		1000			El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 25 minutos
	09:58		1000		0.0070	
	12:12	96 h	2000	4920		
18/09/2017	09:30		2000			El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 30 minutos
	10:10		1000		0.0058	
	10:45		1000			
	11:50	2 h 20 min	2000	3540		
20/09/2017	09:00	45 h 10 min		2315		El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 45 minutos
	09:15		1000			
	10:00		1000		0.0039	
	10:50		1000			
	11:30		1000			
25/09/2017	10:00	121 h		3820		Se mantiene el promedio de 45 minutos en infiltrar completamente el agua depositada el agujero
	10:05		1000			
	10:36		1000		0.0039	
	11:30		1000			
26/09/2017	10:00	24 h		2940		El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 1 hora
	10:30		1000		0.0029	
	11:44		1000			
27/09/2017	09:00	23 h		1990		Se mantiene el promedio de 1 hora en infiltrar completamente el agua depositada el agujero
	09:25		1000		0.0029	
	10:36		1000			
29/09/2017	08:00	47 h		2020		El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 1 hora 15 minutos
	08:35		1000		0.0023	
	10:02		1000			
02/10/2017	09:00	73 h		1910		El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 1 hora 20 minutos
	09:30		1000		0.0022	
	11:35		1000			
03/10/2017	09:00	24 h		1990		El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 1 hora.
	09:05		1000		0.0029	
	09:50		1000			
	11:30		1000			
10/10/2017	09:00	168 h		2920		El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 1 hora
	10:00		1000			
	10:50		1000			
	11:50		1000		0.0029	
	01:05		1000			
	02:00	5 h	1000	3100		
	03:00		1000			
	04:30		1000			
16/10/2017	09:00	144 h		2990		Fin de ensayo de infiltración

Tabla 3.13. Hojas de control de registros de muestra número dos.

Muestra Nº 2		Tomado de El Carmen, Santa Tecla		Flujo de Escombros		Tipo de muestra: Alterado
Fecha	Hora	Tiempo Transcurrido	Cantidad de Agua Introducida(ml)	Cantidad de Agua que sale(ml)	Tasa de infiltración (cm/s)	Agujero de 11 cm $\Phi$ y 10 cm prof.
						Observaciones
30/08/2017	10:30		3000			El agua se infiltra por las fisuras del suelo y al salir por la manguera el agua tiene un color café claro. La tasa de infiltración al paso del tiempo disminuye y el color del agua que salía era más clara que la inicial.
	11:00	30 min	4000	1050		
	11:55	2 h 5 min	4000	8900		
31/08/2017	10:35		2000			El agua se infiltra en un tiempo mayor al inicial. Aunq siempre existe salida constante de agua por manguera. El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 15 minutos
	10:45		2000		0.0234	
	10:48		1000			
	11:00	25 min	1000	3010	0.0117	
	11:12		1000			
	11:29	29 min	1000	3110		
11:50	23 h	1000	1594			
04/09/2017	11:00		1000			El color del agua que sale de la muestra es más claro. El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 1 hora
	11:15		1000			
	11:18		1000		0.0029	
	12:00	1 h	1000	2650		
	12:30	22 h	2000	1225		
05/09/2017	10:30		1000			El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 1 hora
	01:20		1000		0.0029	
	02:14	4 h 14 min	1000	1780		
	02:20	1 h 35 min	1000	2145		
06/09/2017	09:30		1000			Se formó una capa semi-permeable en el fondo del agujero, esta capa hace que el agua no infiltre tan fácilmente.
	09:47		1000			
	10:13		1000		0.0029	
	11:06		1000			
	11:20	1 h 50 min	1000	2850		
	12:20	45 h 10 min	1000	3070		
08/09/2017	10:00		1000			El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo de 1 hora
	11:10	71 h 30 min	1000	1850	0.0029	
11/09/2017	09:30		1000			El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 1 hora 45 minutos
	10:25		1000			
	11:25	1 h 55 min	1000	1620	0.0017	
	01:12	20 h 3 min	1000	2300		
12/09/2017	09:15		2000			El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 2 horas
	11:35	2 h 20 min	1000	1810	0.0015	
		45 h 55 min		1080		
14/09/2017	09:30		1000			Se mantiene el promedio de 2 horas en infiltrar completamente el agua depositada en el agujero
	11:30		1000		0.0015	
	12:15	96 h	1000	2800		

Muestra Nº 2		Tomado de El Carmen, Santa Tecla		Flujo de Escombros		Tipo de muestra: Alterado	
Fecha	Hora	Tiempo Transcurrido	Cantidad de Agua Introducida(ml)	Cantidad de Agua que sale(ml)	Tasa de infiltración (cm/s)	Agujero de 11 cm $\Phi$ y 10 cm prof.	
						Observaciones	
18/09/2017	09:40	2 h 20 min	2000	2140	0.0029	Se aumento el volumen de agua que se deposita en agujero. El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 2 horas	
	12:00		2000				
20/09/2017	09:00	21 h	2000	1740	0.0029	Se mantiene el promedio de 2 horas en infiltrar completamente el agua.	
	09:15						
25/09/2017	10:00	121 h	2000	2190	0.0029	Se mantiene el promedio de 2 horas en infiltrar completamente el agua depositada el agujero	
	10:10						
	12:00						1000
26/09/2017	10:00	24 h	2000	2540	0.0024	El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 2 horas 25 minutos	
	10:30						
	12:05						1000
27/09/2017	09:00	23 h	2000	2915	0.0024	Se mantiene el promedio de 2 horas 25 minutos en infiltrar completamente el agua depositada el agujero	
	09:30						
	11:35						1000
29/09/2017	08:00	47 h	2000	2920	0.0024	Se mantiene el promedio de 2 horas 25 minutos en infiltrar completamente	
	08:40						
02/10/2017	09:00	73 h	2000	1960	0.0023	El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 2 horas 30 minutos	
	09:30						
	12:00						1000
03/10/2017	09:00	24 h	2000	2920	0.0023	Se mantiene el promedio de 2 horas 30 minutos en infiltrar completamente el agua depositada el agujero	
	09:10						
	11:27						1000
10/10/2017	09:00	168 h	2000	3400	0.0023	Se mantiene el promedio de 2 horas 30 minutos en infiltrar completamente el agua depositada el agujero	
	10:00						
	02:05						2000
16/10/2017	09:00	144 h		3960		Fin de ensayo de infiltración	

Tabla 3.14. Hojas de control de registros de muestra número tres.

Muestra N° 3		Tomado de calle a Huizucar		Arcilla		Tipo de muestra: Inalterada
Fecha	Hora	Tiempo Transcurrido	Cantidad de Agua Introducida(ml)	Cantidad de Agua que sale(ml)	Tasa de infiltración (cm/s)	Agujero de 11 cm $\Phi$ y 10 cm prof.
						Observaciones
04/09/2017	12:00		712			Se deposito agua en el agujero y no infiltra con facilidad. En un tiempo de 40 minutos el agua infiltra por grietas que hay en la muestra y salen gotas de agua por la manguera
	12:28	22 h 30 min	288	135		
05/09/2017	10:40		700	700		El agua en el agujero no infiltró completamente en el resto del día. Color de agua: rojo claro
	04:00	4 h 20 min		190		
06/09/2017	09:30	17 h 30 min		160		Aun mantiene agua en el agujero, de la que fue depositada el día anterior, no se colocó agua en este día.
08/09/2017	10:00	48 h 30 min	600	70	0.0000284	No se encontraba agua en el agujero. El agua que salió era un café más claro
11/09/2017	09:30	71 h 30 min	560	490	0.0000244	Se llenó el agujero de agua
12/09/2017	09:20	23 h 10 min		200		Aun mantiene agua del día anterior, por lo que no se depositó más agua
14/09/2017	09:30	24 h 10 min		130	0.0000219	En la mañana aun mantiene agua desde el día 11 de septiembre, alrededor de las 12:15 pm el agua en el agujero infiltró por completo
	12:15		580			
18/09/2017	09:30	93 h 15 min	590	510		El agujero no tenía agua por lo que no se registró el tiempo de infiltración del agua depositada el día 14
20/09/2017	09:00	47 h 30 min		540	0.0000361	Aun había presencia de una pequeña huella de agua desde que se le introdujo agua hace dos días
	09:20		580			
25/09/2017	10:00	120 h 40 min		510	0.0000177	El agua infiltró completamente en un tiempo aproximado de cuatro días
	10:15		570			
26/09/2017	10:00	24 h		220		
27/09/2017	09:00	23 h		90		
29/09/2017	08:30	47 h 30 min		110		
02/10/2017	09:00	24 h 30 min		70	0.0000174	Desapareció la huella de agua
	09:35		660			
03/10/2017	09:00	23 h 25 min		340		Se registró una mayor cantidad de agua que salió de la muestra, atípico a los anteriores días
10/10/2017	09:00			305	0.0000191	El agua infiltró completamente en aproximadamente 4 días y 5 horas
	11:15		690			
16/10/2017	09:00	144 h		675	0.0000171	Fin de ensayo de infiltración



Tabla 3.15. Hojas de control de registros de muestra número cuatro.

Muestra N° 4		Tomado de 75° avenida Norte				Paleosuelo y Flujo de Escoria		Tipo de muestra: Alterado	
Fecha	Hora	Tiempo Transcurrido	Cantidad de Agua Introducida(ml)			Cantidad de Agua que sale(ml)	Tasa de infiltración (cm/s)		Observaciones
			Agu. 1	Agu. 2	R.M.		Agu. 1	Agu. 2	
08/09/2017	11:00		90	110	800		0.00269	0.00129	Se le realizaron dos agujeros en la muestra, para introducir agua en la partes inalteradas, El agua en el agujero 1 se infiltro en un tiempo de 35 min y en el agujero 2 en tiempo aproximado de 1 hora
	12:10		80	100	820		0.00240	0.00117	
11/09/2017	10:00	70 h 30 min	80	100	820	1165	0.00099	0.00078	El agujero 1 se tardo un tiempo de 1 h 25 min. Y el agujero 2 se tardo 1 h 30 min En la segunda vez que se agrego agua el agujero 1 se tardo en vaciar en 2 h 15 min. Y el agujero 2 se tardo en vaciar 2 h 25 min
	11:30		60	100	840		0.00047	0.00048	
	02:00	4 h	65	95	840	1350			
12/09/2017	09:30	19 h 20 min	70	100	830	1400	0.00041	0.00039	Este día el agua depositada en el agujero no infiltro por completo en mas de 3 horas
	01:40		70	90	840				
14/09/2017	09:40	44 h	60	90	850	2870	0.00052	0.00039	El agujero uno tardo un periodo de 2 h en infiltrar por completo y el agujero 2 se tardo un tiempo aproximado de 2 h 40 min
	11:45				2000				
	12:45				1000				
18/09/2017	09:50	96 h	60	150	790	3600	0.00052	0.00066	No se dieron variacion en los tiempos de infiltracion en ambos agujeros
	10:00				1000				
	12:20	47 h 10 min			1000				
20/09/2017	09:00	47 h 10 min				2570			El agujero uno tardo 2 h 30 min y el agujero dos tardo 2 h 40 min en infiltrar
	09:30		60	90	1850		0.00042	0.00039	
25/09/2017	10:00	121 h	60	90	1850	1690	0.00042	0.00039	No se dieron variacion en los tiempos de infiltracion en ambos agujeros
	10:20								
26/09/2017	10:00	24 h	60	90	2850	1900	0.00042	0.00039	No se dieron variacion en los tiempos de infiltracion en ambos agujeros
	10:35								
27/09/2017	09:00	23 h				2970			El agujero uno tardo 2 h 40 min y el agujero dos se tardo 2 h 50 min en infiltrar completamente el agujero
	09:40		70	100	1830		0.00046	0.00041	
	11:35				1000				
29/09/2017	08:00	47 h				2800			No se reportan variaciones en los tiempos de infiltracion
	08:45		60	90	1850		0.00039	0.00037	
02/10/2017	09:00	73 h				2200			No se reportan variaciones en los tiempos de infiltracion
	09:40		60	110	1830		0.00039	0.00045	
03/10/2017	09:00	24 h				1030			El agujero uno tardo 2 h 40 min y el agujero dos se tardo 2 h 50 min en infiltrar comletamente en agua
	09:15		60	110	1830		0.00039	0.00045	
	11:28				1000				
10/10/2017	09:00	168 h				3800			No se reportan variaciones en los tiempos de infiltracion
	10:15		60	110	1830		0.00039	0.00045	
12/10/2017	09:40	48 h 40 min	60	90	850		0.00039	0.00037	No se reportan variaciones en los tiempos de infiltracion
	11:00				1000				
13/10/2017	11:00	25 h 20 min				2920			No se reportan variaciones en los tiempos de infiltracion
	11:25		50	80	870		0.00033	0.00033	
16/10/2017	09:00	72 h				1940			Fin de ensayo de infiltración

Tabla 3.16. Hojas de control de registros de muestra número cinco.

Muestra Nº 5		Tomado de Cumbres de Cuscatlan			TB4	Tipo de muestra: Alterada
Fecha	Hora	Tiempo Transcurrido	Cantidad de Agua Introducida(ml)	Cantidad de Agua que sale(ml)	Tasa de infiltración (cm/s)	Agujero de 8.5 cm $\Phi$ y 17 cm prof.
						Observaciones
23/01/2018	11:20		3000		10.5736	El agua depositada en el agujero infiltra completamente en un tiempo de 5 segundos
24/01/2018	02:16		3000		10.5736	No se observan cambios significativos
25/01/2018	11:30	48 h 10 min	3000	5985	10.5736	No se observan cambios significativos
29/01/2018	09:30	94 h	3000	2990	10.5736	No se observan cambios significativos
	09:45		3000			
30/01/2018	10:09		1000		10.5525	No se observan cambios significativos
	11:29		1000			
31/01/2018	09:15	47 h 45 min	3000	7980	10.5736	No se observan cambios significativos
	09:20		3000			
01/02/2018	10:45		3000		10.5736	No se observan cambios significativos
02/02/2018	10:15	49 h	6000	8980	10.5736	No se observan cambios significativos
05/02/2018	10:00	71 h 45 min	5000	5950	10.5525	No se observan cambios significativos
06/02/2018	10:40	24 h 40 min	3000	4780	10.5736	No se observan cambios significativos
07/02/2018	11:00	24 h 20 min	3000	2930	10.5736	No se observan cambios significativos
08/02/2018	11:05	24 h 5 min	3000	2945	10.5736	No se observan cambios significativos
12/02/2018	09:00	93 h 55 min	3000	3230	10.5736	No se observan cambios significativos
13/02/2018	10:10	25 h 10 min	4000	2680	10.5525	No se observan cambios significativos
14/02/2018	09:25	23 h 15 min	3000	3950	10.5736	No se observan cambios significativos
15/01/1900	09:34	24 h 9 min	3000	2750	10.5736	No se observan cambios significativos
16/02/2018	09:30	23 h 56 min	4000	2980	10.5525	No se observan cambios significativos
20/02/2018	09:00	95 h 30 min	3000	4150	10.5736	No se observan cambios significativos
21/02/2018	09:00	24 h	4000	2960	10.5525	No se observan cambios significativos
26/02/2018	09:00	120 h	3000	3940	10.5736	No se observan cambios significativos
27/02/2018	09:00	24 h	3000	2700	10.5736	En todo el transcurso de la prueba de infiltración no se notaron cambios
28/02/2018	09:00	24 h		2985		Fin de ensayo de infiltración

Tabla 3.17. Hojas de control de registros de muestra número seis.

Muestra Nº 6		Tomado de Tenerife Santa Tecla			Plan de la Laguna		Tipo de muestra: Alterado
Fecha	Hora	Tiempo Transcurrido	Cantidad de Agua Introducida(ml)		Cantidad de Agua que sale(ml)	Tasa de infiltración (cm/s)	Agujero de 10 cm Ø y 8 cm prof.
			Agujero	Resto de muestra			Observaciones
23/01/2018	11:23		490				En 10 minutos infiltro completamente 490 ml. Luego se tardo 17 minutos en infiltrar 450 ml
	11:35		450				
24/01/2018	01:56		430			0.0025	En un tiempo promedio de 37 min infiltro el agua del agujero. No existe salida de agua por manguera
	02:34		460			0.0026	
25/01/2018	11:30		460			0.0033	En un tiempo promedio de 30 min infiltro el agua depositada en el agujero. No sale agua por manguera
29/01/2018	09:38		400			0.0013	En 1 hora y 6 minutos se infiltraron 400 ml del agujero. Posteriormente se tardo 1 hora 35 minutos en infiltrar completament los 450 ml
	10:45		470			0.0010	
30/01/2018	09:58		420	580		0.0010	Sigue sin salir agua por manguera. Se infiltra agua completamente en un tiempo promedio de 1 h 30 min
	11:43		400	600		0.0009	
31/01/2018	09:04	47 h 26 min	420		1120	0.0008	Ha salido agua por manguera de la caja, es agua de color café claro. Se infiltra agua completamente en un tiempo promedio de 1 h 50 min
	11:16		460			0.0009	
01/02/2018	10:35		460			0.0010	Se infiltra agua completamente en un tiempo promedio de 1 h 40 min
02/02/2018	10:05	49 h	460	540	1650	0.0008	Se infiltra agua completamente en un tiempo promedio de 2 h 10 min
05/02/2018	10:00	71 h 55 min	460	540	1050	0.0007	Se infiltra agua completamente en un tiempo promedio de 2 h 15 min
06/02/2018	10:30	24 h 30 min	505	495	895	0.0007	Se infiltra agua completamente en un tiempo promedio de 2 h 44 min
07/02/2018	10:48	24 h 18 min	510	490	940	0.0007	Se infiltra agua completamente en un tiempo promedio de 2 h 45 min
08/02/2018	11:58	24 h 10 min	420	580	980	0.0005	Se infiltra agua completamente en un tiempo promedio de 2 h 43 min
12/02/2018	09:17	69 h 19 min	470	530	1070	0.0007	Se infiltra agua completamente en un tiempo promedio de 2 h 30 min
13/02/2018	10:05	24 h 48 min	470	1530	880	0.0006	Se infiltra agua completamente en un tiempo promedio de 2 h 40 min
14/02/2018	09:29	23 h 24 min	480	520	1770	0.0006	Se infiltra agua completamente en un tiempo promedio de 2 h 40 min
15/02/2018	10:32	25 h 3 min	470	530	990	0.0006	Se infiltra agua completamente en un tiempo promedio de 2 h 45 min

Muestra N° 6		Tomado de Tenerife Santa Tecla			Plan de la Laguna		Tipo de muestra: Alterado
Fecha	Hora	Tiempo Transcurrido	Cantidad de Agua Introducida(ml)		Cantidad de Agua que sale(ml)	Tasa de infiltración (cm/s)	Agujero de 10 cm $\Phi$ y 8 cm prof.
			Agujero	Resto de muestra			Observaciones
16/02/2018	09:41	23 h 9 min	470	530	975	0.0006	Se infiltra agua completamente en un tiempo promedio de 2 h 40 min
	11:14		410	590			
20/02/2018	09:04	93 h 50 min	480	520	1710	0.0007	Se infiltra agua completamente en un tiempo promedio de 2 h 30 min
21/02/2018	09:00	23 h 56 min	470	530	890	0.0006	Se infiltra agua completamente en un tiempo promedio de 2 h 36 min
26/02/2018	09:05	120 h 5 min	450	550	1090	0.0006	Se infiltra agua completamente en un tiempo promedio de 2 h 36 min
27/02/2018	09:05	24 h	430	570	860	0.0013	Este día antes de introducir agua se limpio la pequeña capa de suelo impermeabilizante que se formo en el agujero, para ver si existe un cambio en el tiempo de infiltración Se infiltra agua completamente en un tiempo promedio de 1 h 10 min
	10:20		430	570		0.0013	
28/02/2018	09:05	24 h			1890		Fin de ensayo de infiltración

Tabla 3.18. Hojas de control de registros de muestra número siete.

Muestra N° 7		Tomado de Talud UES			Contacto de TBJs		Tipo de muestra: Alterado
Fecha	Hora	Tiempo Transcurrido	Cantidad de Agua Introducida(ml)		Cantidad de Agua que sale(ml)	Tasa de infiltración (cm/s)	Agujero de 10 cm $\Phi$ y 8 cm prof.
			Agujero	Resto de muestra			Observaciones
23/01/2018	11:26		1000			0.0101	El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 21 minutos
	11:50		1000				
24/01/2018	01:55		1000			0.0049	El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 43 minutos
	02:43		1000				
25/01/2018	11:24		1000			0.0053	El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 40 minutos
29/01/2018	09:33		1000			0.0030	El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 1 hora 10 minutos
	10:48		1000				
30/01/2018	10:00		1000			0.0035	La muestra presento una falla de corte a la altura de la mitad de la muestra en forma diagonal. El agua en el agujero infiltrapor completo en un tiempo promedio de 1 hora
	11:20		1000				
31/01/2018	09:10	48 h	1000		670	0.0047	Comenzo a salir agua por manguera, aunque fue poco volumen. Color café claro y se visualizan pequeña grietas en la superficie de muestra. El agua en el agujero se infiltro en un tiempo aproximado de 45 min.
	09:30		1000				
	10:10		1000				
	11:15		1000				

Muestra Nº 7		Tomado de Talud UES			Contacto de TBJs		Tipo de muestra: Alterado
Fecha	Hora	Tiempo Transcurrido	Cantidad de Agua Introducida(ml)		Cantidad de Agua que sale(ml)	Tasa de infiltración (cm/s)	Agujero de 10 cm $\Phi$ y 8 cm prof.
			Agujero	Resto de muestra			Observaciones
01/02/2018	10:10	24 h 10 min	1000		3300	0.0035	En un tiempo aproximado de 1 hora se infiltra por completo el agua
02/02/2018	10:00	23 h 50 min	1000		590	0.0019	En un tiempo aproximado de 1 h 50 min se infiltra por completo el agua
05/02/2018	10:05	72 h 5 min	1000		830	0.0019	En un tiempo aproximado de 1 h 50 min se infiltra por completo el agua
06/02/2018	10:20	24 h 15 min	1000		805	0.0022	En un tiempo aproximado de 1 h 35 min se infiltra por completo el agua
07/02/2018	10:46	24 h 26 min	1000		870	0.0021	En un tiempo aproximado de 1 h 40 min se infiltra por completo el agua
08/02/2018	10:55	24 h 9 min	1000		880	0.0020	En un tiempo aproximado de 1 h 45 min se infiltra por completo el agua
12/02/2018	09:15	94 h 20 min	1000		825	0.0023	En un tiempo aproximado de 1 h 31 min se infiltra por completo el agua
13/02/2018	09:58	24 h 43 min	1000	1000	810	0.0035	En un tiempo aproximado de 1 hora se infiltra por completo el agua
14/02/2018	09:27	23 h 29 min	1000		1800	0.0027	En un tiempo aproximado de 1 h 20 min se infiltra por completo el agua
15/02/2018	10:31	25 h 4 min	1000		940	0.0027	En un tiempo aproximado de 1 h 20 min se infiltra por completo el agua
16/02/2018	09:34	23 h 3 min	1000		860	0.0035	En un tiempo aproximado de 1 hora se infiltra por completo el agua
20/02/2018	09:00	95 h 26 min	1000		950	0.0024	En un tiempo aproximado de 1 hora 30 min se infiltra por completo el agua
21/02/2018	09:05	24 h 5 min	1000		890	0.0024	En un tiempo aproximado de 1 hora 30 min se infiltra por completo el agua
26/02/2018	09:10	120 h 5 min	1000		760	0.0028	En un tiempo aproximado de 1 hora 15 min se infiltra por completo el agua
27/02/2018	09:10 10:00	24 h	1000 1000		870	0.0047	Este día antes de introducir agua se limpio la pequeña capa de suelo impermeabilizante que se formaba en el agujero, para ver si existía un cambio en el tiempo de infiltración Se infiltra agua completamente en un tiempo promedio de 45 min
28/02/2018	09:10				1820		Fin de ensayo de infiltración

Tabla 3.19. Hojas de control de registros de muestra número ocho.

Muestra Nº 8		Tomado de Jardines de La Sabana			TBJ y Escombros		Tipo de muestra: Alterado
Fecha	Hora	Tiempo Transcurrido	Cantidad de Agua Introducida(ml)		Cantidad de Agua que sale(ml)	Tasa de infiltración (cm/s)	Agujero de 10 cm $\Phi$ y 8 cm prof.
			Agujero	Resto de muestra			Observaciones
23/01/2018	11:28		910			0.0129	El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 15 minutos
24/01/2018	02:11		370			0.0049	El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 16 minutos
	02:40		420			0.0056	
25/01/2018	11:27		560			0.0048	El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 25 minutos
29/01/2018	09:45		500			0.0035	El agujero fallo en la parte superior, disminuyendo su profundidad. El agua depositada en agujero infiltra completamente en un tiempo promedio de 30 minutos
	11:15		390	610		0.0028	
30/01/2018	10:02		530	470		0.0019	Se procedio a excavar mas el agujero para que tenga de nuevo la profundidad inicial de 8 cm. El agua se infiltra completamente en un tiempo promedio de 1 hora
	11:26		480	520		0.0017	
31/02/2018	09:05		580			0.0021	Aun sigue sin salir agua por manguera y verificamos que noestuviera tapado. El agua se infiltra completamente en un tiempo promedio de 1 hora
	10:12		570			0.0020	
01/02/2018	10:36		540			0.0015	El agua se infiltra completamente en un tiempo promedio de 1 h 15 min
02/02/2018	10:10		780	220		0.0019	El agua se infiltra completamente en un tiempo promedio de 1 h 26 min
05/02/2018	10:14	168 h 30 min	800	200	36	0.0019	El agua se infiltra completamente en un tiempo promedio de 1 h 30 min
06/02/2018	10:32	24 h 18 min	820	180	570	0.0013	El agua se infiltra completamente en un tiempo promedio de 2 h 10 min
07/02/2018	10:52	24 h 20 min	800	200	810	0.0013	El agua se infiltra completamente en un tiempo promedio de 2 h 15 min
08/02/2018	11:00	24 h 8 min	800	200	860	0.0013	El agua se infiltra completamente en un tiempo promedio de 2 h 10 min
12/02/2018	09:20	94 h 20 min	860	140	780	0.0014	El agua se infiltra completamente en un tiempo promedio de 2 h 10 min
13/02/2018	10:03	24 h 43 min	500	1500	765	0.0008	El agua se infiltra completamente en un tiempo promedio de 2 h 20 min

Muestra Nº 8		Tomado de Jardines de La Sabana			TBJ y Escombros		Tipo de muestra: Alterado
Fecha	Hora	Tiempo Transcurrido	Cantidad de Agua Introducida(ml)		Cantidad de Agua que sale(ml)	Tasa de infiltración (cm/s)	Agujero de 10 cm $\Phi$ y 8 cm prof.
			Agujero	Resto de muestra			Observaciones
14/02/2018	09:33	23 h 30 min	500	500	1580	0.0009	El agua se infiltra completamente en un tiempo promedio de 2 horas
15/02/2018	10:36	25 h 3 min	500	500	890	0.0008	El agua se infiltra completamente en un tiempo promedio de 2 h 5 min
16/02/2018	09:25	22 h 49 min	450	550	720	0.0007	El agua se infiltra completamente en un tiempo promedio de 2 h 10 min
20/02/2018	09:08	23 h 43 min	500	500	450	0.0009	El agua se infiltra completamente en un tiempo promedio de 2 horas
21/02/2018	09:15	24 h 7 min	490	510	860	0.0008	El agua se infiltra completamente en un tiempo promedio de 2 h 15 min
26/02/2018	09:15	120 h	500	500	840	0.0009	El agua se infiltra completamente en un tiempo promedio de 2 h 10 min
27/02/2018	09:15	24 h	500	500	820	0.0012	Este día antes de introducir agua se limpio la pequeña capa de suelo impermeabilizante que se formaba en el agujero, para ver si existía un cambio en el tiempo de infiltración. Se infiltra agua completamente en un tiempo promedio de 1 h 25 min
			500	500		0.0012	
28/02/2018	09:15	24 h			1870		fin de ensayo de infiltración

**Ejemplo de cálculo para obtener de tasa de infiltración en laboratorio:**

$$v = \frac{V}{A \times t}$$

$$v = \frac{490 \text{ cm}^3}{(5^2 \text{ cm}^2 \times \pi) \times (135 \text{ min} \times 60)}$$

$$v = 0.0008 \text{ cm/s}$$

MUESTRA	TIPO DE SUELO	TASA DE INFILTRACIÓN
M-1	contacto de TBJ y Flujo de Escombros	$4.24 \times 10^{-3}$
M-2	Flujo de Escombros	$2.46 \times 10^{-3}$
M-3	Arcilla	$2.27 \times 10^{-5}$
M-4	contacto de Paleosuelo y Escoria de S.S	$4.55 \times 10^{-4}$
M-5	TB4	$1.057 \times 10^1$
M-6	Plan de La Laguna	$2.89 \times 10^{-3}$
M-7	Contacto de estrato de TBJ's	$8.05 \times 10^{-4}$
M-8	contacto de TBJ y Flujo de Escombros	$1.49 \times 10^{-3}$

Tabla 3.20. Cuadro Resumen de tasas de infiltración

### 3.3.7. Proceso de sobrecarga para medir asentamientos en las muestras

A cada una de muestras de suelo se le aplicó peso, con el fin de evaluar el comportamiento de cargar el suelo ya con humedad, y lograr simular el peso de una estructura (edificio por ejemplo) y documentar cómo se comporta el suelo saturado al someterlo a carga. Se incrementó el peso de la carga a medida que se evidenciaron cambios de asentamiento o fracturamiento del suelo. Se utilizaron cilindros de concreto y pesas de laboratorio para generar cargas de  $0.20 \text{ kg/cm}^2$  y  $0.50 \text{ kg/cm}^2$ .



<b>N° MUESTRA</b>	<b>TIPO DE SUELO</b>	<b>SOBRECARGA</b>	<b>OBSERVACIONES</b>
<b>M-1</b>	<b>Contacto TBJ-Flujo Meteorizado (El Carmen)</b>	0.2 kg/cm <sup>2</sup> 0.50 kg/cm <sup>2</sup>	Con el primer esfuerzo no sufrió asentamiento, con el segundo esfuerzo se asentó 2mm.
<b>M-2</b>	<b>Flujo de escombros (El Carmen)</b>	0.2 kg/cm <sup>2</sup> 0.50 kg/cm <sup>2</sup>	A los 5 minutos del primer esfuerzo el cilindro se asentó 5mm, el segundo esfuerzo tuvo un asentamiento de 14mm.
<b>M-3</b>	<b>Arcilla (Huizúcar)</b>	0.2 kg/cm <sup>2</sup> 0.50 kg/cm <sup>2</sup>	Con el primer esfuerzo no sufrió asentamiento, con el segundo esfuerzo se asentó 4mm.
<b>M-4</b>	<b>Escoria meteorizada (75av. Norte)</b>	0.2 kg/cm <sup>2</sup> 0.50 kg/cm <sup>2</sup>	Con el primer esfuerzo no sufrió asentamiento. La muestra se asentó 4mm con el segundo esfuerzo.
<b>M-5</b>	<b>TB 4 (Cumbres de Cuscatlán)</b>	0.2 kg/cm <sup>2</sup> 0.50 kg/cm <sup>2</sup>	Se presentó asentamiento al instante de colocar el cilindro, por lo que a partir de ese punto se marcó el desplazamiento llegando a 3mm con la carga de 0.20 kg/cm <sup>2</sup> y 4mm con la de 0.50 kg/cm <sup>2</sup>
<b>M-6</b>	<b>Plan de la Laguna (Tenerife Santa Tecla)</b>	0.2 kg/cm <sup>2</sup> 0.50 kg/cm <sup>2</sup>	Sufrió un asentamiento de 3mm con el primer esfuerzo y 4mm con el segundo esfuerzo.
<b>M-7</b>	<b>TBJ (Talud UES)</b>	0.2 kg/cm <sup>2</sup> 0.50 kg/cm <sup>2</sup>	Con el primer esfuerzo no se presentó asentamiento, y con el segundo esfuerzo se asentó 2mm
<b>M-8</b>	<b>TBJ (Jardines de la Sabana)</b>	0.2 kg/cm <sup>2</sup> 0.50 kg/cm <sup>2</sup>	Con el primer esfuerzo no se presentó asentamiento, y con el segundo esfuerzo se asentó 4mm.

Tabla 3.21. Asentamiento por sobrecarga de las muestras ensayadas.



Figura 3.22. Fotografía de sobrecarga de las primeras cuatro muestras de suelo.



Figura 3.23. Fotografía de sobrecarga de las últimas cuatro muestras de suelo.

### 3.3.8. Vibrado de muestras de suelo.

El objetivo del vibrado de las muestras es observar cómo se comporta el suelo saturado ante la presencia de un sismo, de manera que las primeras cuatro muestras fueron trasladadas con mucho cuidado evitando movimientos bruscos para que no sufrieran licuefacción, desde el Laboratorio de Suelos y Materiales de la EIC/UES hacia el Museo Tín Marín, para ello se utilizó durapax y esponja para amortiguar cualquier golpe. Haciendo que la investigación sea más cercana a la realidad, se utilizó un simulador que se encuentra en el área de Riesgolandia. En este lugar existe una máquina que simula sismos con Magnitudes que se pueden graduar entre 4 a 8 grados Richter (Ver figura 3.25).



Figura 3.24. Transporte de las muestras y Simulador de Sismos (De izquierda a derecha).

Se realizó la vibración de cada una de las muestras en estado saturado y se anotaron los resultados en la siguiente Tabla:

N° MUESTRA	TIPO DE SUELO	PERIODO	OBSERVACIONES
M-1	TBJ-Flujo Escombros (El Carmen)	9 veces con duración de 10 minutos cada una de ella.	La parte superior del estrato se notó brillo superficial.
M-2	Flujo de Escombros (El Carmen)	9 veces con duración de 10 minutos cada una de ella.	Paredes de caja acrílico más húmedas que al inicio.
M-3	Arcilla (Huizucar)	8 veces con duración de 10 minutos cada una de ella.	Pequeñas grietas en los costados.
M-4	Escoria meteorizada (75av. Norte)	9 veces con duración de 10 minutos cada una de ella.	La escoria meteorizada no sufrió cambio, el paleosuelo se notó brillo superficial.

Tabla 3.22. Resumen de resultado de la prueba de vibración.



Figura 3.25. Muestras colocadas en el simulador de Sismos.

Para las otras cuatro muestras restantes se ensayó en el laboratorio de Suelos y Materiales, en la mesa vibratoria para densidades relativas en el suelo. Se colocaron las muestras sobre la mesa vibratoria y se fue aumentando la intensidad del movimiento empezando en 2 y aumentando gradualmente hasta llegar a la magnitud de 9 que es la máxima. En dos de las muestras se colocaron sensores TDT (ver figura 3.28) llamados TMS3 de TOMST, los cuales registran cambios de humedades en las muestras, también registran temperaturas. Se colocó en las muestras de TBJ, de Jardines de la Sabana y TBJ del Talud UES. Estas muestras se colocaron en una mesa y se movieron simulando un sismo, el movimiento fue manual en una mesa movable, que cuenta con rodillos se trató de emular el movimiento del simulador de sismos descrito anteriormente, luego se colocó en la mesa vibratoria. Debido a las condiciones de estas ultimo cuatro muestras, se decidió ya no usar el simulador del Museo Tin Marín, también se quería observar como reaccionaba las muestras con un movimiento diferente al del simulador.



Figura 3.26. Simulación de sismo, sobre mesa de forma manual.

En una segunda sesión de vibración se colocaron pesos para observar cómo reacciona el suelo en estado saturado, vibrado y con carga. Se obtuvieron los siguientes resultados:



Figura 3.27. Muestras de suelo en la mesa vibratoria.



Figura 3.28. Sensores TMS3 colocados en las muestras de TBJ.

<b>TB4</b>			<b>Plan de La Laguna</b>		
Cantidad(ml)	Hora	Observación	Cantidad(ml)	Hora	Observación
1200	8:11	Dentro	600	8:19	Fuera
1200	8:14	Fuera	400	8:20	Dentro
1200	8:17	Dentro	200	8:20	Fuera

Tabla 3.23. Saturación antes de la vibración

<b>TB4</b>					
<b>Primera vibración</b>					
<b>Hora</b>	<b>Inicial</b>	10:51	<b>Magnitud</b>	<b>Inicial</b>	2
	<b>Final</b>	10:53		<b>Final</b>	8
<b>Observación</b>		Con magnitud 4 salió agua por manguera y no se observaron mayores cambios con los incrementos de magnitud La muestra comenzó a asentar en los laterales 8 y 9 mm			
<b>Segunda vibración</b>					
<b>Hora</b>	<b>Inicial</b>	11:03	<b>Magnitud</b>	<b>inicial</b>	2
	<b>Final</b>	11:06		<b>Final</b>	8
<b>Observación</b>		Se cargó inicialmente con 8kg (mas cilindro) y con magnitud de 6 la muestra asentó 7 mm en el área donde se colocó la carga.			

Tabla 3.24. Resumen de resultado de la prueba de vibración de muestra N°5.

Plan de La Laguna					
Primera vibración					
Hora	Inicial	10:02	Magnitud	Inicial	2
	Final	10:06		Final	9
Observación		Con magnitud 6 en las paredes laterales de la muestra se comenzó a fracturar y a colapsar. Y el agua que estaba en el agujero se vació por completo. La muestra asentó 8 mm sin haber colocado carga.			
Segunda vibración					
Hora	inicial	10:15	Magnitud	Inicial	4
	final	10:17		Final	9
Observación		Se colocó una lámina de agua de 2 cm de altura la cual al terminar el vibrado bajo 1 cm. Se cargó inicialmente con 8kg (más cilindro cuyo peso es de 1.37kg y al finalizar asentó 2 mm. Luego de la vibración la muestra evacuo más agua.			

Tabla 3.25. Resumen de resultado de la prueba de vibración de muestra N°6.

TBJ (Talud UES)					
Primera vibración					
Hora	Inicial	11:19	Magnitud	Inicial	2
	Final	11:22		Final	8
Observación		Inicialmente la muestra presentaba fracturas que al iniciar el vibrado hizo que las fracturas presentaran mayor abertura. Y se comenzó a licuar, con magnitud 8 el suelo licuado salió por la manguera. A la vez el agua ascendió hacia la superficie de la muestra  La muestra comenzó a asentar en las paredes laterales 5, 8 y 9 mm			
Segunda vibración					
Hora	Inicial	11:29	Magnitud	inicial	2
	Final	11:32		Final	8
Observación		La muestra se licuo mucho más en las partes inferiores saliendo material licuado por la manguera.  Se cargó inicialmente con 8kg(mas cilindro) y se asentó de manera bastante notoria en las paredes de la muestra; 7mm, 9 mm, 3.5 cm y 4.5 cm.			

Tabla 3.26. Resumen de resultado de la prueba de vibración de muestra N°7.



<b>TBJ y Flujo de Escombros (La plaza a la Transparencia)</b>					
<b>Primera vibración</b>					
<b>Hora</b>	<b>Inicial</b>	10:28	<b>Magnitud</b>	<b>Inicial</b>	2
	<b>Final</b>	10:30		<b>Final</b>	8
<b>Observación</b>		<p>Con magnitud 4 salió agua por manguera y con magnitud de 6 se hicieron fracturas en las paredes laterales en forma de corte diagonal.</p> <p>La muestra se comenzó a licuar con magnitud de 8 y mostro una ascensión de agua en la superficie de la muestra</p>			
<b>Segunda vibración</b>					
<b>Hora</b>	<b>Inicial</b>	10:38	<b>Magnitud</b>	<b>Inicial</b>	2
	<b>Final</b>	10:41		<b>Final</b>	9
<b>Observación</b>		<p>Se cargó inicialmente con 8kg (mas cilindro) y al finalizar acento 4 mm y en otras partes de la muestra subió el nivel en 3 mm.</p> <p>La muestra se licuo mucho más y salió agua por la manguera.</p>			

Tabla 3.27. Resumen de resultado de la prueba de vibración de muestra N°8.

Con el fin de tener más claro el comportamiento del suelo durante el proceso de vibración, se tomaron muestras antes y después de cada evento, y se midió la humedad; como se mencionó anteriormente, en algunas muestras se observó que el suelo presento el efecto de licuefacción, debido a que el agua que estaban dentro de los poros del suelo al ser vibrado salieron de estos, aumentando la humedad en algunas muestras y a la vez comenzó a salir agua por la manguera de la parte inferior de la caja de acrílico, lo que se puede identificar en mejor forma en los datos de humedad de la tabla 3.28.

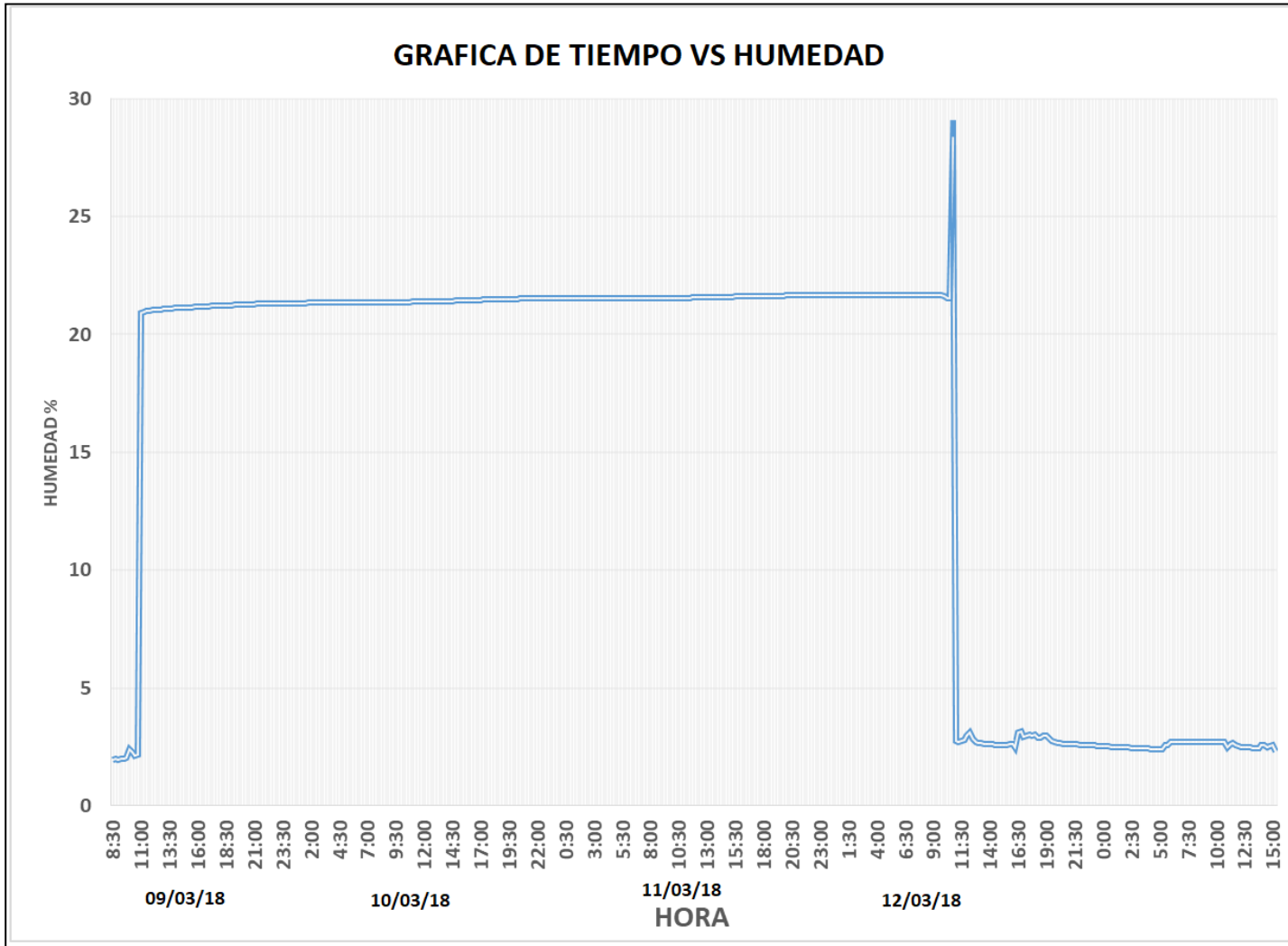


Figura 3.29. Gráfico Tiempo vs humedad de muestra M-7

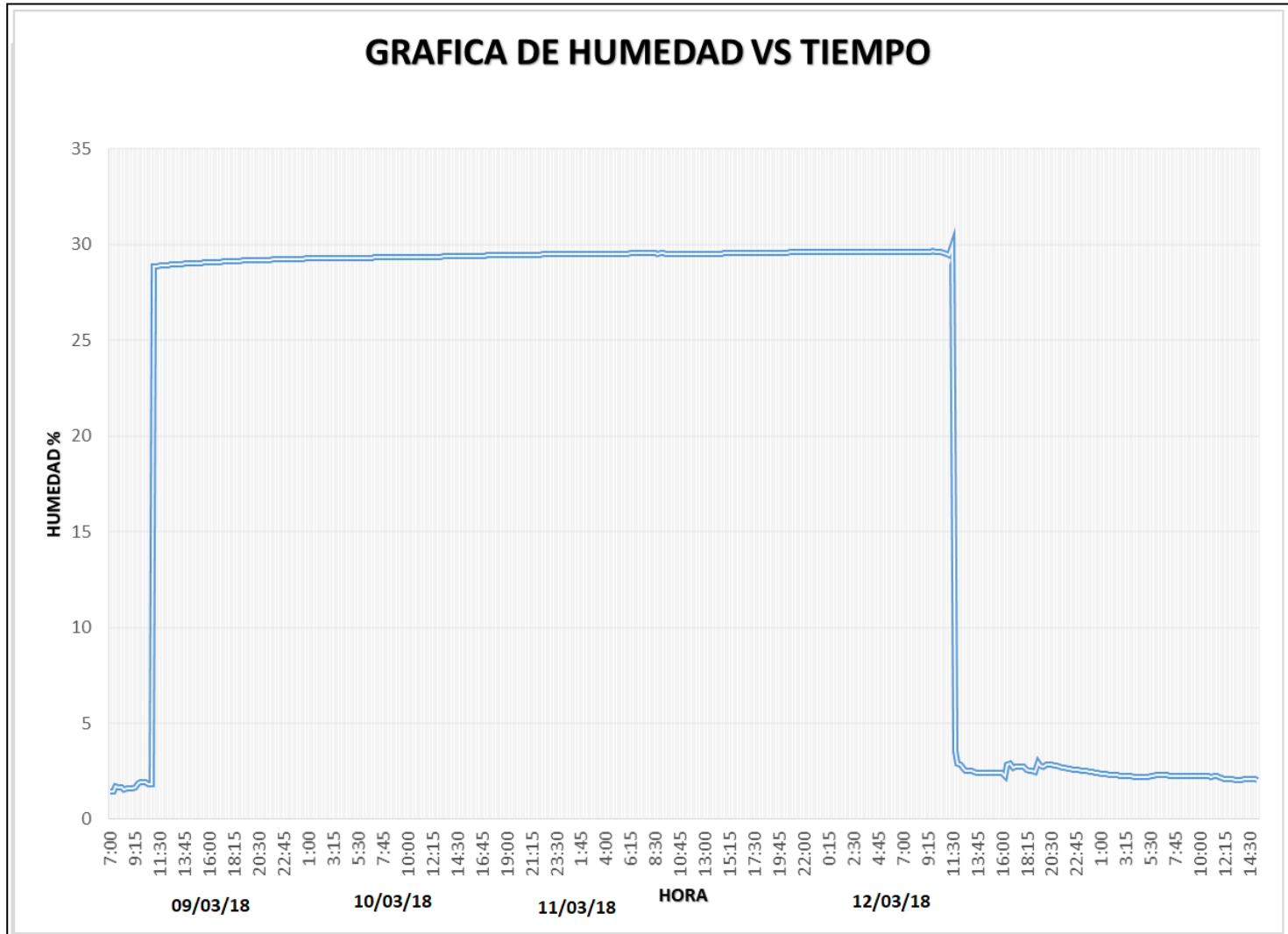


Figura 3.30. Gráfico Tiempo vs humedad de muestra M-8

Las gráficas anteriores muestran como cambio la humedad de las muestras a partir de cuando fueron vibradas. La grafica de la figura 3.29 corresponde a la muestra a la muestra de TBJ de talud de UES, la humedad de la muestra antes de ser vibrada tiene un valor de 21.25%, y esta cambia en la fecha del 12/03/18 la cual fue vibrada la muestra y se da el cambio súbito de humedad que corresponde a un valor de 28.04%, podemos hacer el mismo análisis con la gráfica de la figura 3.30 que corresponde a la muestra TBJ de Jardines de la Sabana, antes de ser vibrada la humedad de esta muestra era de 29.22% el valor a ser vibrada cuenta con un valor de 29.91% (la diferencia es poca entre ambas medidas). Se puede observar si la muestra de suelo está completamente saturada al ser vibrada la humedad es casi la misma, en cambio si la humedad está en un valor menor a la saturación, el cambio de la humedad si es notorio ante la vibración.

En la tabla 3.28 se puede observar cómo cambia la humedad de la muestra antes y después de ser vibrada; las primeras cuatro muestras que se vibraron en el simulador de sismo de riesgolandia del museo Tín Marín, no fue tan evidente la licuefacción en las muestras extraídas, solo se observó un brillo superficial y en los costados de las cajas de acrílico, la humedad de después de ser vibradas en las cuatro muestras es mayor que la previa.

N° de Muestra	Lugar de Extraccion	Etapas	Peso (g)			Humedad (%)	Humedad Promedio
			tara	tara+suelo	seco+tara		
M-1	Canton El Carmen, La Escalon.	Previo a vibración	10.7	83.7	65.4	33.46	33%
			10.2	81.4	63.8	32.84	
		Posterior a vibración	10	72.4	56.8	33.33	34%
			10.5	74.6	57.9	35.23	
M-2	Canton El Carmen, La Escalon.	Previo a vibración	10.5	59.2	44.7	42.40	43%
			10.4	66.9	49.6	44.13	
		Posterior a vibración	11.4	88.7	63.9	47.24	47%
			10.7	84.8	61.5	45.87	
M-3	Calle a Huizucar, San Marcos.	Previo a vibración	10.8	84.6	63.4	40.30	44%
			10.3	82	59.1	46.93	
		Posterior a vibración	10.5	70.1	50.9	47.52	48%
			17.9	78.5	58.9	47.80	
M-4	Costado Norte de la 75. avenida Norte	Previo a vibración	17.8	81.5	65.3	34.11	36%
			18.1	82.3	64.4	38.66	
		Posterior a vibración	10	74.9	57	38.09	39%
			14.1	88.6	67.3	40.04	
M-5	Cumbres de Cuscatlan	Previo a vibración	10.33	64.21	43.97	60.17	58%
			10.7	66.12	46.07	56.69	
		Posterior a vibración	11.83	63.23	45.92	50.78	51%
			23.3	69.13	66.93	5.04	
M-6	Tenerife Santa Tecla	Previo a vibración	11.1	100.53	73.06	44.34	44%
			10.67	83.56	61.23	44.17	
		Posterior a vibración	11.03	88.77	66	41.42	40%
			10.8	109.62	81.97	38.85	
M-7	Talud Ues	Previo a vibración	10.86	87.15	66.22	37.81	38%
			9.74	64.34	49.35	37.84	
		Posterior a vibración	10.76	117.23	87.92	37.99	37%
			10.36	91.72	69.87	36.72	
M-8	Jardines de la Sabana	Previo a vibración	10.55	111.65	84.5	36.71	37%
			9.5	71.91	54.96	37.29	
		Posterior a vibración	13.87	97.06	75.01	36.06	36%
			10.81	100.27	76.77	35.63	

Tabla 3.28. Humedades antes y después de vibrado.

Se contó con un escenario muy distinto con las últimas cuatro muestras, la humedad previa fue mayor en algunas y en otras se mantuvo. Esto fue más evidente con el estrado de TBJ extraído del talud UES, en este suelo fue notoria la licuefacción.

En estas últimas cuatro muestras la evacuación del agua fue claramente visible, por lo que se puede concluir que, al ser vibrado el suelo de las muestras, desprendió el agua que tenía en exceso, haciendo que la humedad disminuya, esto fue muy evidente en la muestra de TB4, probablemente debido a su composición muy granular y con alta presencia de pómez y al ser vibrada soltó toda el agua que esta poseía en exceso, también se asentó, debido que al ser vibrada los granos se acomodaron y llenaron los espacios vacíos

### **3.3.9. Granulometrías de las Muestras de suelo.**

Se evaluó también el tamaño de los granos de las muestras, esto para ver que diámetro de partícula predomina; así mismo, determinar la cantidad de limos y partículas suspendidas que posee. El tamaño de granos encontrados brinda una idea que tan permeable sea el suelo.



Figura 3.31. Ensayos de granulometría y gravedad específica.

Este ensayo se llevó a cabo cumpliendo con la norma ASTM D 422-63 (reaprobada en 1998) junto con la Gravedad específica ASTM D 854-02.

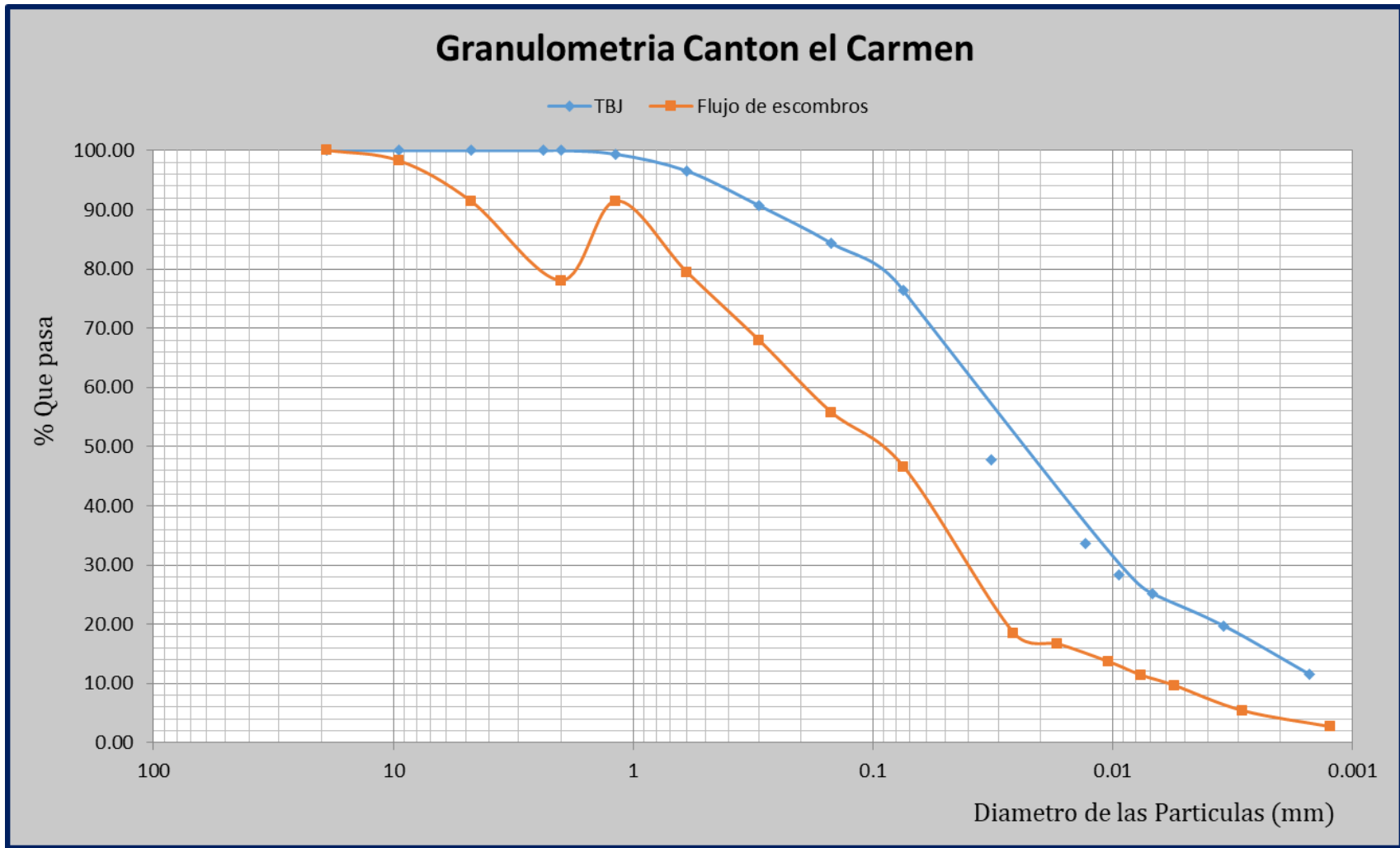


Figura 3.32. Gráfico de granulometría de muestras M-1 y M-2



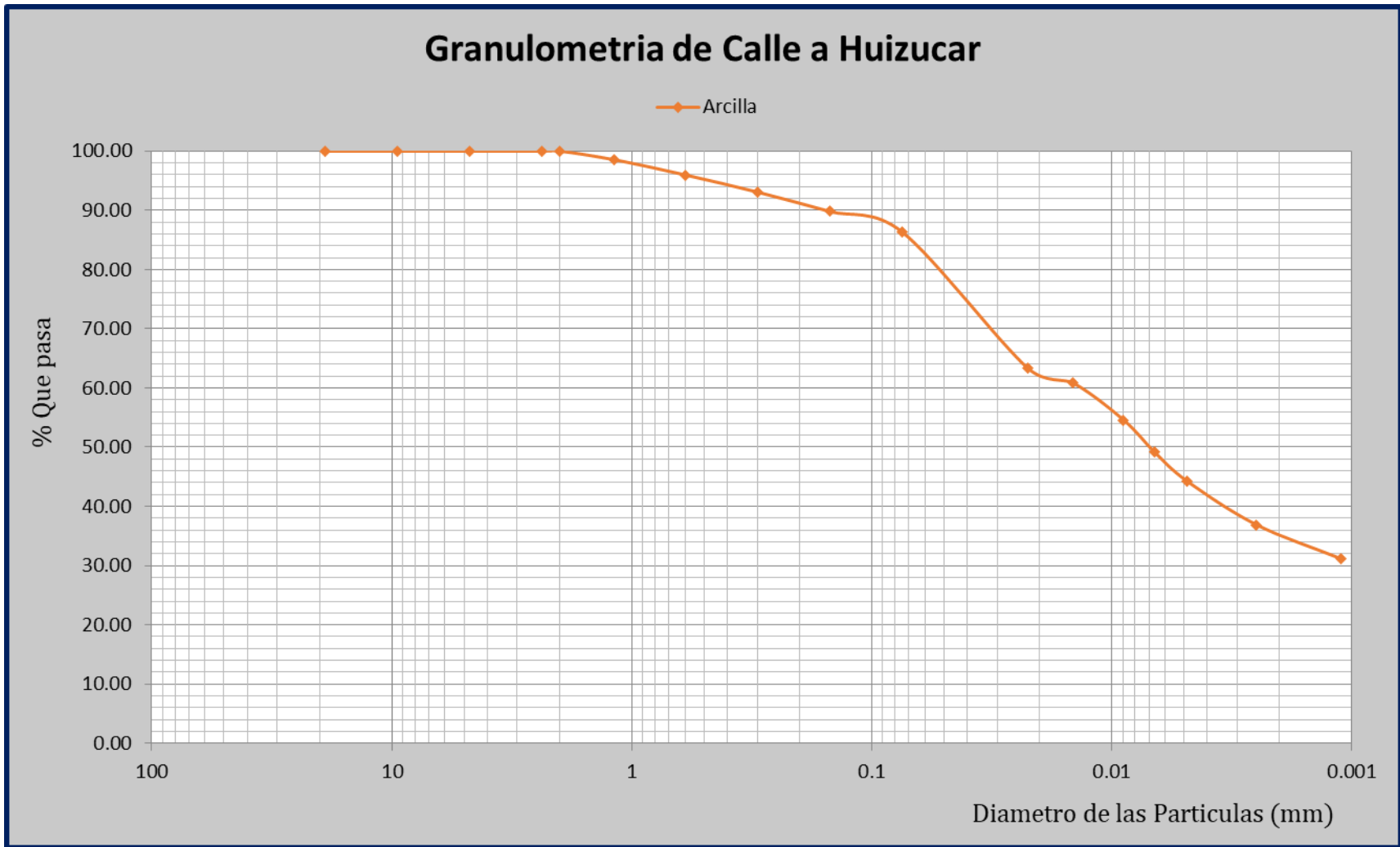


Figura 3.33. Gráfico de granulometría de muestra M-3

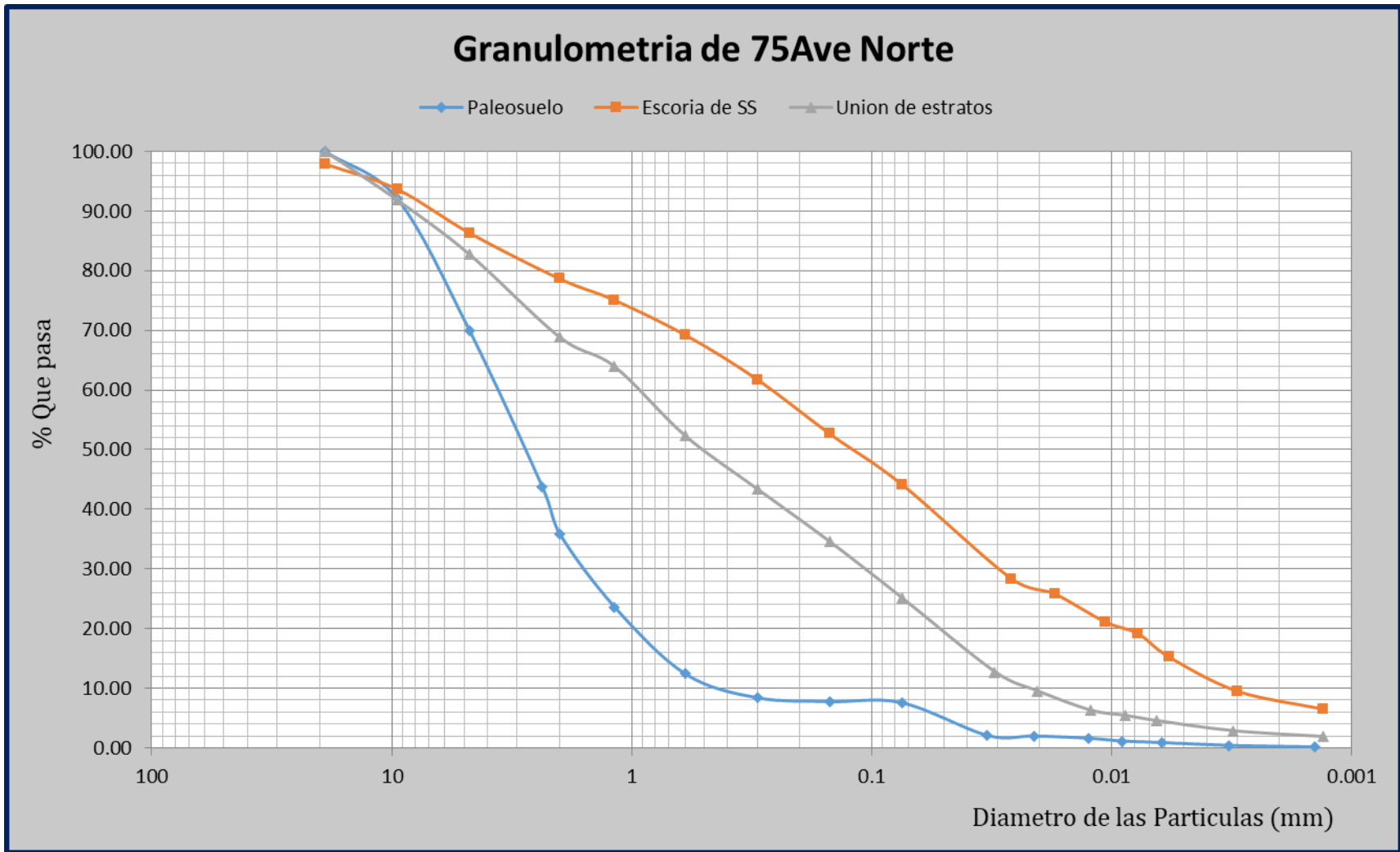


Figura 3.34. Gráfico de granulometría de muestra M-4

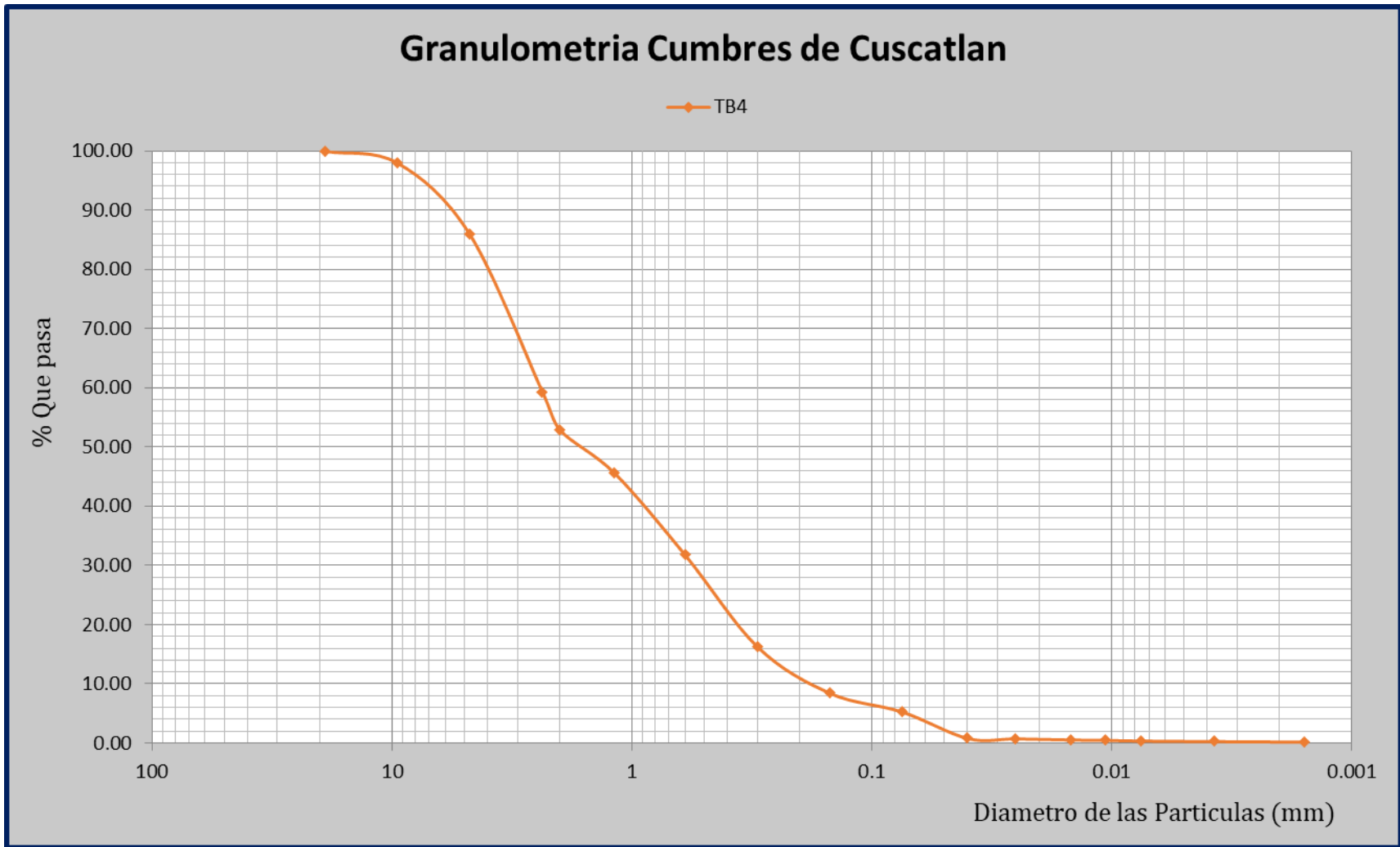


Figura 3.35. Gráfico de granulometría de muestra M-5

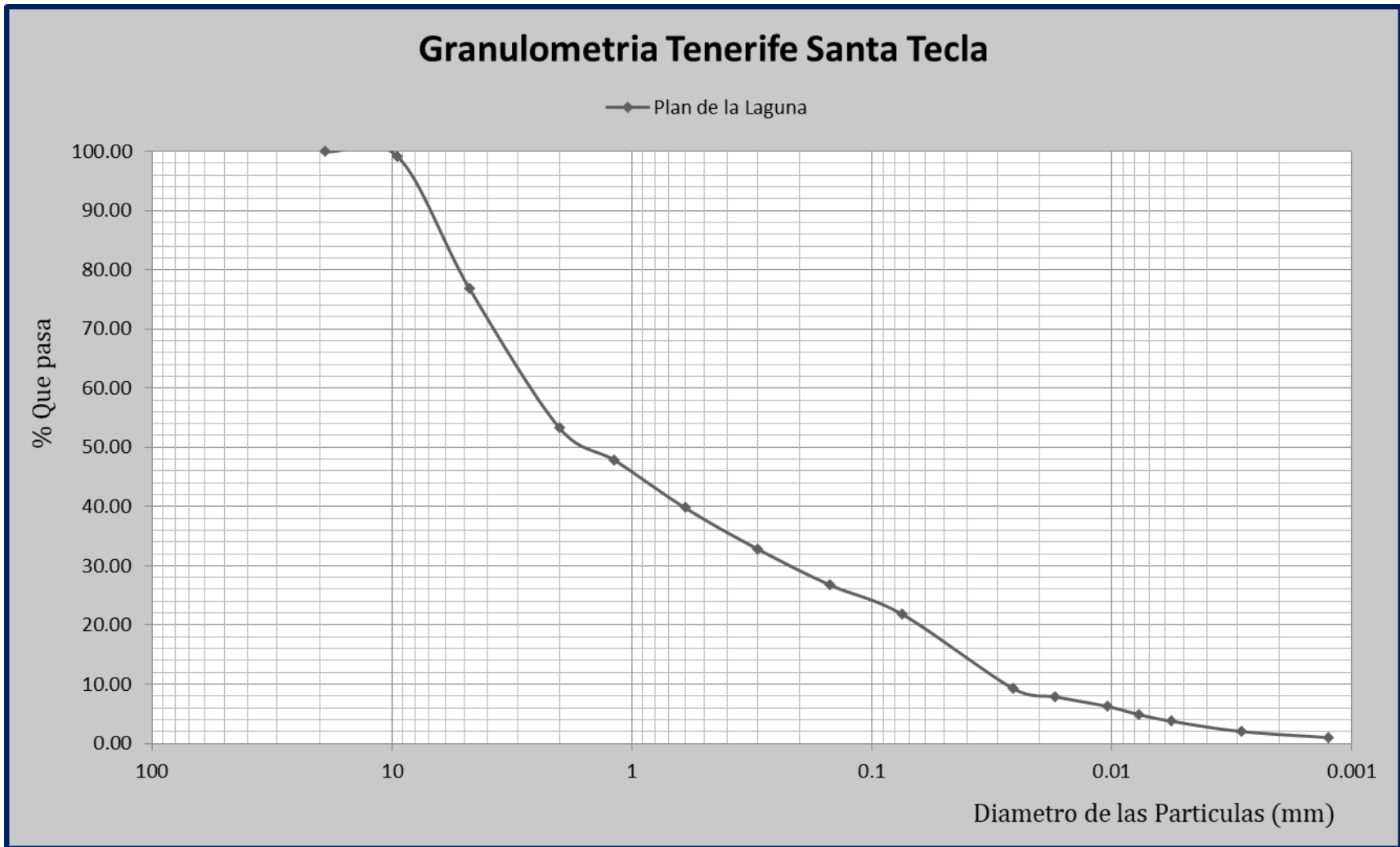


Figura 3.36. Gráfico de granulometría de muestra M-6

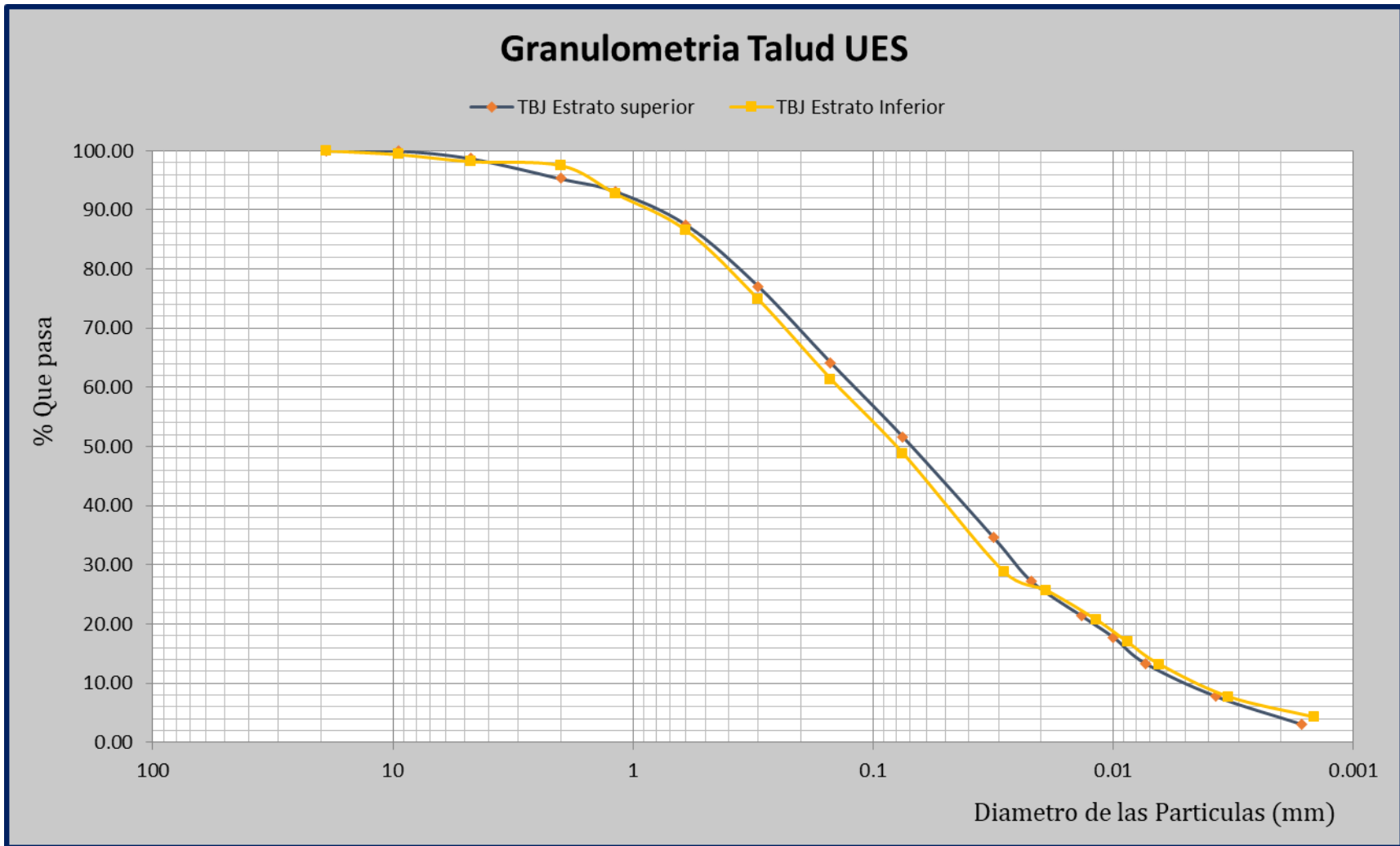


Figura 3.37. Gráfico de granulometría muestra M-7

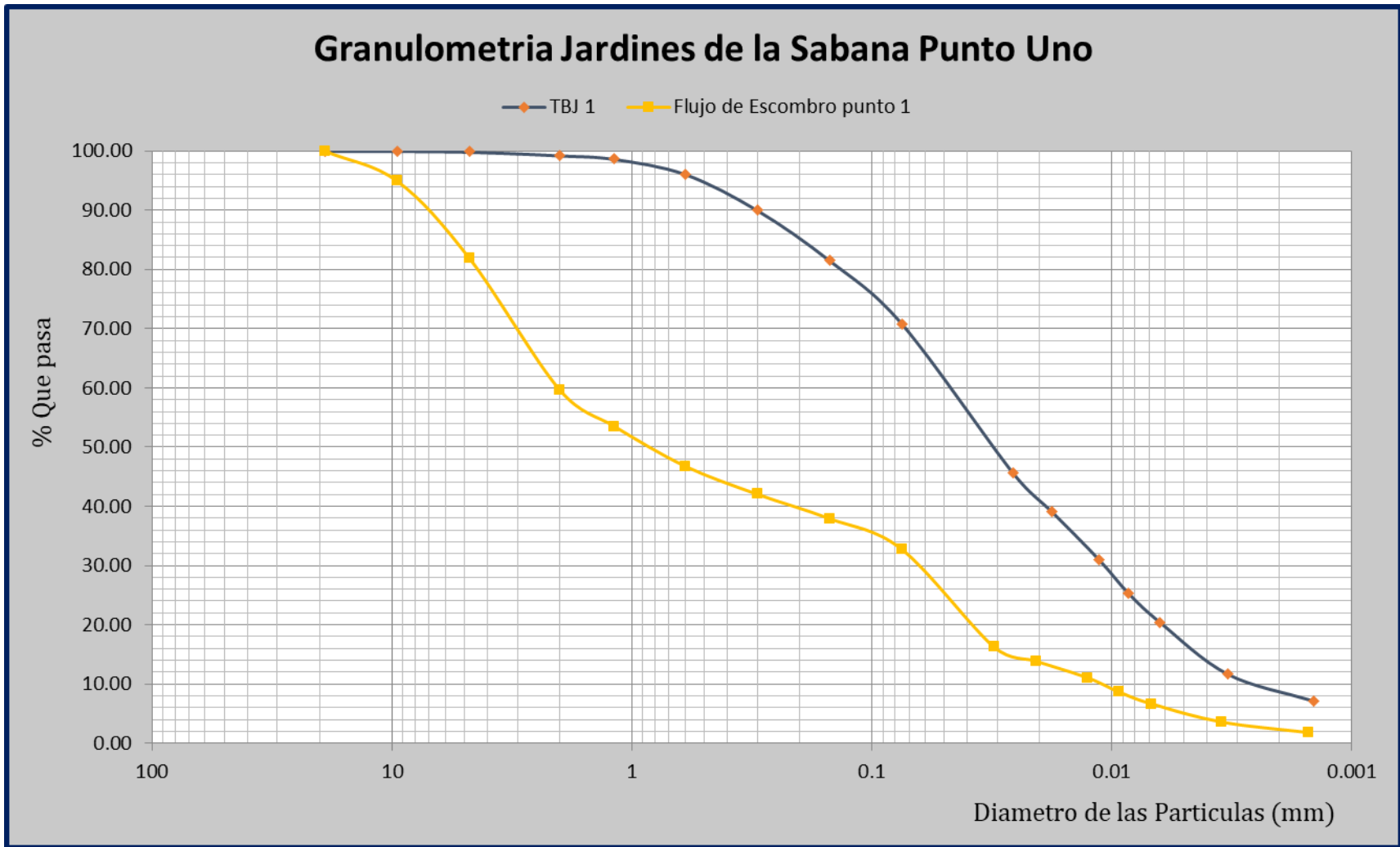


Figura 3.38. Gráfico de granulometría de muestra de comparación con muestra M-8

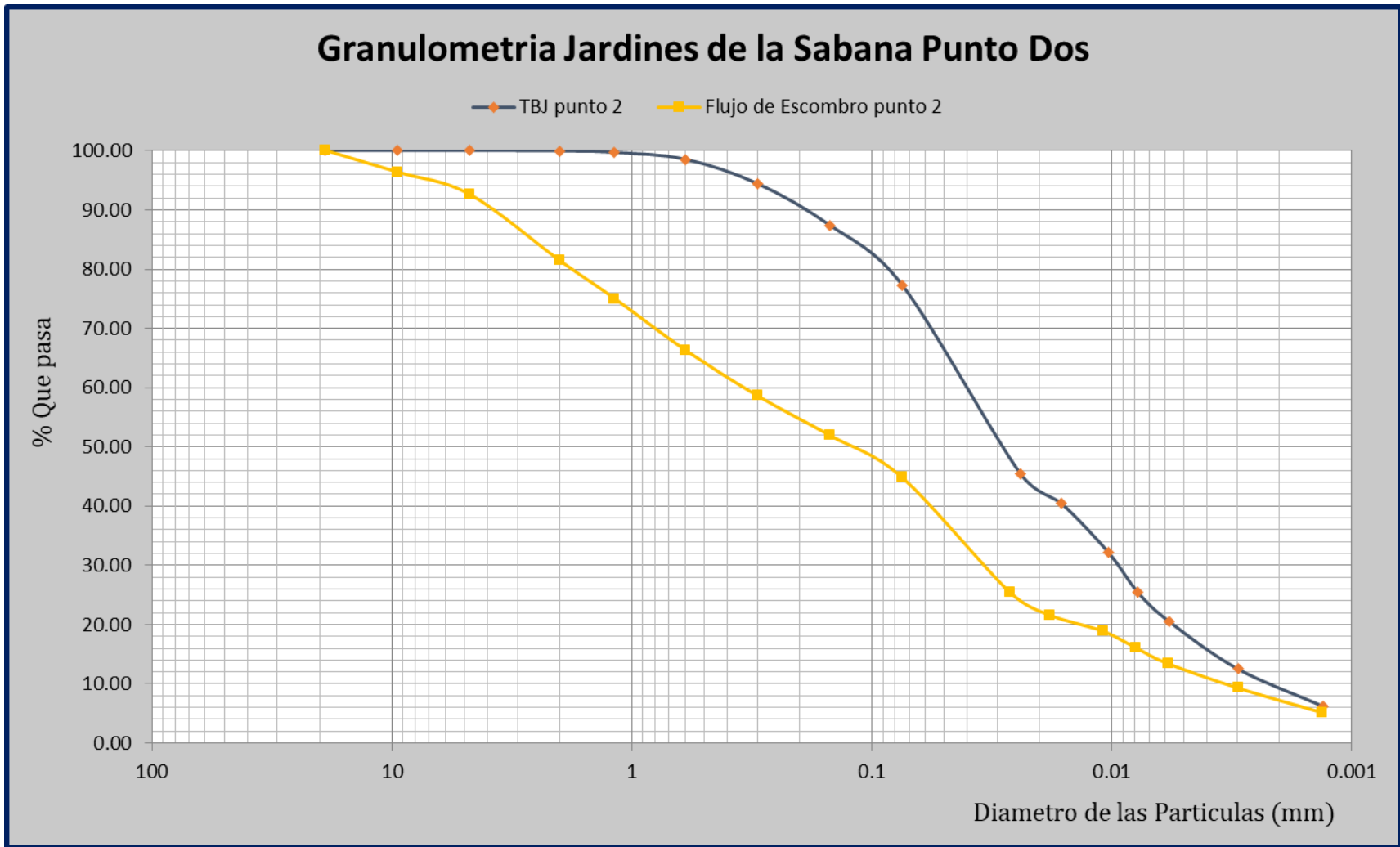


Figura 3.39. Gráfico de granulometría de muestra M-8

# **CAPÍTULO IV**

---

## **MEDICION DE LA PERMEABILIDAD EN CAMPO**



#### **4.0. INTRODUCCIÓN**

La medición de la permeabilidad en campo es una de las opciones más apropiadas para obtener datos confiables de esta propiedad del suelo. Existen muchas opciones para medir la permeabilidad en campo, tales como evaluaciones visuales que consisten en conocer el tipo de suelo en estudio y verificando la permeabilidad en tablas que le corresponden a dicho suelo.

Otra forma es la de realizar un ensayo sencillo de infiltración de agua en campo, es excavar un agujero de dimensiones conocidas en el que se deposita agua para poder medir los tiempos en que cierto volumen de agua infiltra completamente en el agujero excavado, repitiendo el proceso hasta obtener datos que sean confiables.

Pero si se desea obtener resultados más exactos y mucho más confiables se puede recurrir a realizar mediciones con equipos o dispositivos precisamente para medir la permeabilidad en campo, como el permeámetro de Guelph, cuyo procedimiento consiste en abrir un agujero pequeño en la superficie del suelo a ensayar y colocan el permeámetro alineado verticalmente al cual se le introduce agua y se va midiendo tiempo respecto al nivel de agua dentro del permeámetro, hasta obtener datos constantes del volumen de agua infiltrado.

Las permeabilidades tomadas con el permeámetro de Guelph reflejan el valor cercano que tiene cada suelo, este valor nos indicara que dispositivo de

infiltración sea el indicado utilizar para cada tipo de suelo. En las pruebas realizadas se determinaron valores muy pequeños, como el caso de la arcilla y plan de la Laguna y caso contrario con la TB4 y la escoria meteorizada. Cuando la permeabilidad da negativa indica que hay poca conducción hidráulica, en este caso está fuera del rango que indica el permeámetro de Guelph, según su manual. Las tasas estacionarias de 5 y 10 cm respectivamente, se hicieron con los valores que más se acercaron y en algunos casos se realizó un promedio de los valores más parecidos, esta aproximación de las tasas puede cambiar los valores reales de la permeabilidad, pero cada valor obtenido es bastante aceptable.

## **4.1. MEDICIÓN DE LA PERMEABILIDAD EN CAMPO**

### **4.1.1. Formas para medir permeabilidad del suelo en campo**

Para medir la permeabilidad del suelo en el campo, se suelen utilizar las pruebas siguientes (permeabilidad del suelo, FAO):

- La evaluación visual del suelo, para saber su tasa de permeabilidad;
- Ensayo de campo sencillo, por infiltración de agua en calicatas;
- Ensayo de campo preciso, con equipo de medición de permeabilidad.

#### **1. Evaluación visual del suelo, para saber su permeabilidad**

La permeabilidad de las capas del suelo se puede evaluar mediante el estudio visual de determinadas características, que, según han demostrado los edafólogos, guardan estrecha relación con las clases de permeabilidad. El factor más importante para evaluar la permeabilidad del suelo es su estructura, su tipo, grado y características de agregación, tales como la relación entre la longitud de los ejes horizontal y vertical de los agregados y la dirección y el grado del traslapo.

Si bien ni la textura del suelo ni las manchas de color constituyen por sí solos indicios confiables, estas propiedades del suelo también pueden ayudar a estimar la permeabilidad cuando se les considera conjuntamente con las características estructurales. Para evaluar visualmente la permeabilidad de los horizontes de suelo se puede hacer lo siguiente:

1° Examinar un perfil de suelo no alterado en una calicata;

2° Determinar los horizontes de suelo presentes;

3° Utilizar datos en tablas que evalúan la clase de permeabilidad que corresponde a cada capa y a las características estructurales del suelo;

4° Confirmar los resultados mediante las demás propiedades del suelo que figuran en tablas.

## 2. Ensayo de campo sencillo, por infiltración de agua en calicatas

- a) Excavar un hoyo hasta la altura de la cintura.
- b) En las primeras horas de la mañana llenarlo de agua hasta el borde.
- c) Por la noche, parte del agua se habrá filtrado en el suelo.
- d) Volver a llenar el hoyo de agua hasta el borde y cubrirlo con tablas o ramas frondosas.
- e) Si a la mañana siguiente la mayor parte del agua permanece en el hoyo, la permeabilidad del suelo es apta para construir un estanque piscícola en ese lugar;

\* Repetir este ensayo en diferentes lugares las veces que sea necesario de acuerdo con la calidad del suelo.

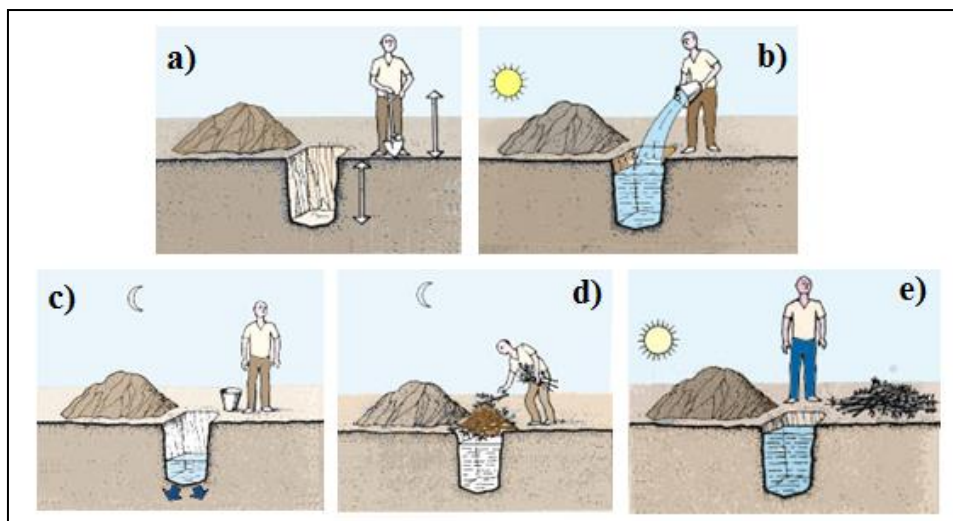


Figura 4.1. Proceso de ensayo de campo por infiltración de agua en calicatas.

### 3. Ensayo de campo preciso, con equipo de medición de permeabilidad

**Medición con el Permeámetro de Guelph:** es un instrumento fácil de usar para una medida rápida y exacta in-situ de la permeabilidad. La evaluación exacta de suelo en su permeabilidad, absorción del suelo, y potencial de flujo matricial puede hacerse en todos los tipos de suelo. El equipo puede ser transportado, montado, y operado fácilmente por una persona. Las medidas pueden hacerse entre 1/2 a 2 horas, según el tipo de suelo, y requerir sólo unos 2.5 litros de agua. Para esta investigación la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad de El Salvador, cuenta con el Permeámetro de Guelph y fue utilizado para todos los ensayos de permeabilidad en campo.

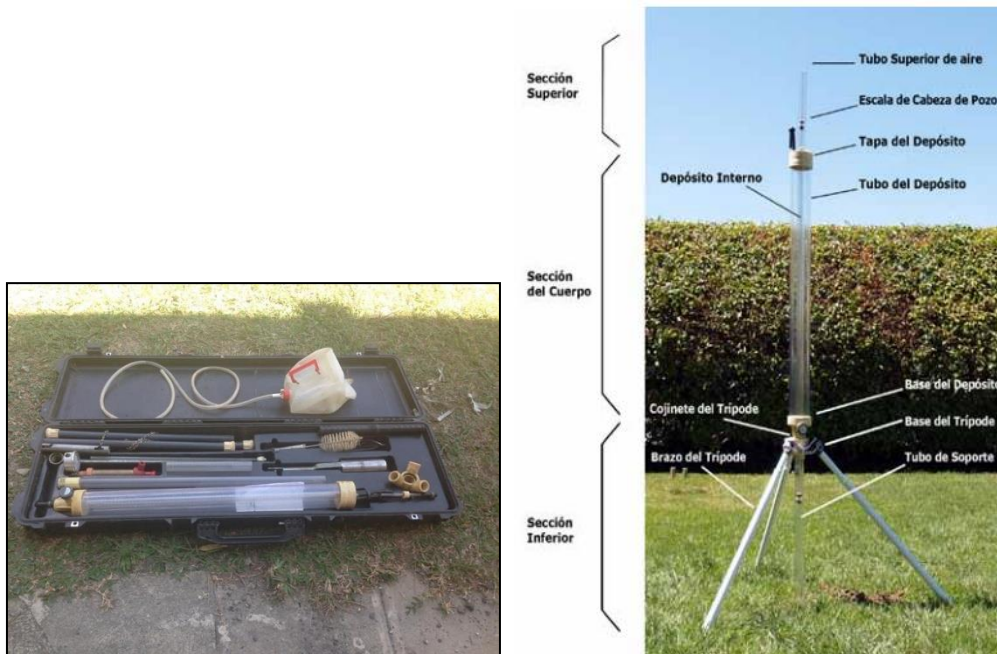


Figura 4.2. Permeámetro desmontado, permeámetro montado. (Manual de permeámetro Guelph). (De izquierda a derecha).



Figura 4.3. Barreno, perforador cilíndrico y cepillo.



Figura 4.4. Válvula de control para llenar reservorio, medidor de carga o tubo Marriotte superior.



Figura 4.5. Reservorio montado en su trípode y tubo Marriotte inferior.



Figura 4.6. Exvacion del agujero de 6 cm de diametro y llenado del recipiente con agua.

Primero se hace un agujero de 6 cm de diametro con una profundidad de 25 cms (recomendado), pero este puede variar y se puede ajustar de tal manera que el tripode quede estable, lo importante es que el tubo del permeametro, por el que evacua el agua, quede en contacto con el estrato al cual se le medira su permeabilidad.



Figura 4.7. Montaje del quipo y llenado de ambos tubos.

La valvula de control tiene que estar abierta para que se pueda llenar ambos tubos, luego ésta se cierra o se abre dependiendo de si se usaran ambos o solo un reservorio.



Figura 4.8. Valvula de control. Lado izquierdo abierto , lado derecho cerrado.



Luego se pone la carga de 5 cm y las lecturas se hacen una vez se estabiliza el menisco; el tiempo según el manual es de 2 minutos pero este se registraba según el descenso de agua si es muy rapido se mide en tiempos mas cortos y si es lento se toman los 2 min; luego que se obtiene la carga estacionario de 5 cm, se realiza el mismo procedimiento para la carga de 10 cm, y se determinaba la carga estacionaria. Las lecturas del menisco en que se usa el reservorio interno se lee ese mismo, pero cuando se usa el combinado, el agua desciende en ambos tubos al mismo tiempo, la lectura se hace en el menisco del tubo externo, ya que el descenso del agua en el interno es inestable.

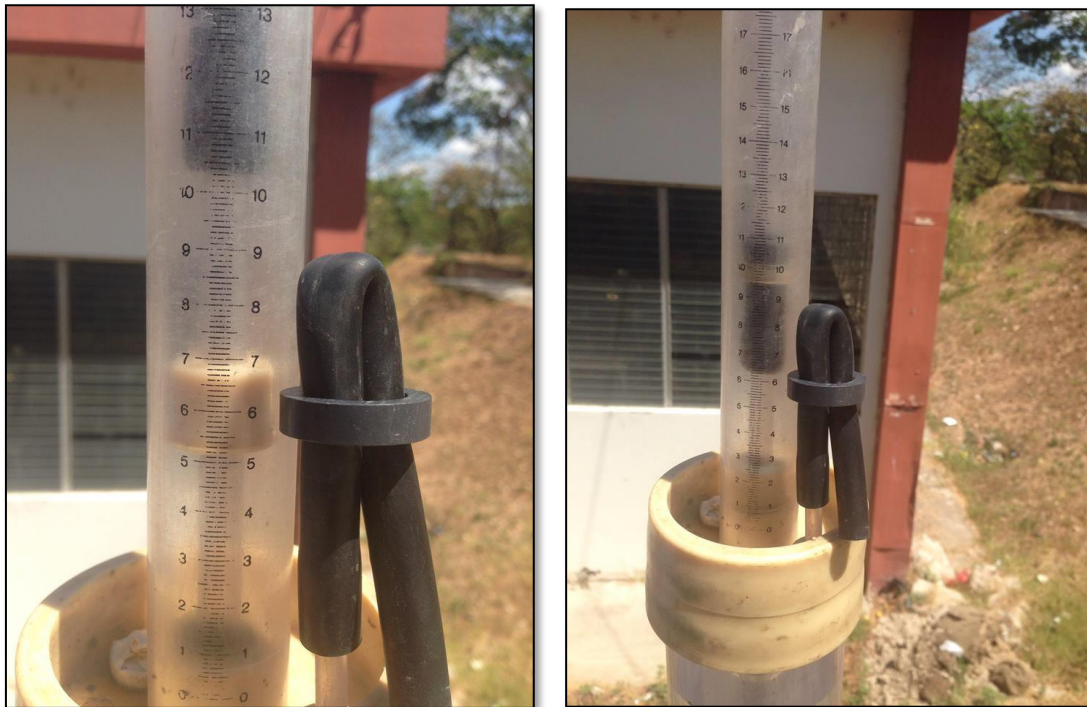


Figura 4.9. Tubo para colocar carga de 5 cms. y 10 cms.



Figura 4.10. Permeámetro de Guelph instalado en campo.

Las medidas pueden hacerse en la horquilla de 15 a 27 cm. bajo la superficie de suelo. El Permeámetro de Guelph es un equipo completo que consiste en el permeámetro, trípode de campo, barrena, preparación de la perforación y herramientas de limpieza, contenedor de agua plegable, y bomba de mano de vacío, todos embalados para su transporte. El principio de funcionamiento está basado en el Frasco de Marriotte.

#### 4.2. PRUEBAS IN SITU DE LOS PUNTOS SELECCIONADOS DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR.

Con la finalidad de obtener resultados más reales, se llevó a cabo la prueba de campo de medición de la permeabilidad con el permeámetro de Guelph, con el procedimiento antes mencionado, las cargas estacionarias en algunos casos no se tomaron como el manual indica, el cual establece que se termine de tomar lecturas al haber tres lecturas iguales, es decir donde la tasa estacionaria tiene tres lecturas iguales, pero en campo mucha veces no ocurre esto, lo cual fue nuestro caso en varios puntos, se tomó valores que se repetían dos veces o eran recurrentes en las mediciones, cuando las lectura no se dan valores iguales en ningún caso, se miran las lecturas que son parecidas y se puede tomar un promedio de ello. Cuando los valores de las permeabilidades son negativas se procede según el manual (Esto ocurrió en el último estrato), este procedimiento se detalla en los cálculos de la permeabilidad.



Figura 4.11. Medición de la permeabilidad  
En la izquierda suelo TB4 y a la derecha flujo de escombros cantón el Carmen.

### **Especificaciones Generales del permeámetro de Guelph.**

- Diámetro del Barreno de Corte: 6.0 cm (2-3/8 pulg.)
- Rango de Altura del Pozo: 2.5 cm a 25 cm
- Rango de Conductividad hidráulica:  $10^{-4}$  a  $10^{-7}$  m/s ( $10^{-2}$  a  $10^{-5}$  cm/s)
- Capacidad del Contenedor de Agua Plegable: 11.36 litros (3.0 galones)
- Capacidad máxima del permeámetro: 3.18 litros (0.84 galones)
- Tamaño completo del Estuche de Transporte: 132.08 cm (50 pulg.) largo x 44.45 cm (17.5 pulg.) ancho x 15.24 cm (6 pulg.) fondo
- Rango de Profundidad, Unidad Estándar: 15 - 75 cm (Nota: con los Tubo de Extensión se puede aumentar la medición de profundidades)
- Depósito Combinado del área de sección transversal (valor X): 35.22 cm<sup>2</sup> ( $\pm 0.18$  cm<sup>2</sup> de desviación estándar)
- Depósito Interno del área de sección transversal (valor Y): 2.16 cm<sup>2</sup> ( $\pm 0.04$  cm<sup>2</sup> de desviación estándar)

### **Valores negativos de k.**

Las lecturas en suelos altamente heterogéneos pueden llevar a valores negativos. Resultados negativos se pueden obtener bajo estas circunstancias ya que la teoría del PG asume que las propiedades del suelo alrededor de la base del permeámetro (zona de mediciones) son homogéneas.

HOJA DE REGISTRO DEL ENSAYO DE PERMEABILIDAD EN CAMPO CON EL USO DEL PERMEAMETRO GUELPH						
Proyecto	"ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUB SUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA					
Localización	75 avenida norte					
Profundidad del agujero	25cm	Radio	6cm	Fecha del ensayo	31-oct-17	
Reservorio utilizado durante el ensayo:	Combinado		Solo interno	X	Operador	IA,JM,EC
Constante del reservorio utilizado	2.15	X (Reserv. Combinado)		35.22cm <sup>2</sup>	Y(Reserv. Inter)	2.15 cm <sup>2</sup>
Descripción del suelo:	Primer estrato consta de un Paleosuelo con mucha roca metoerizada					

Nivel de agua en el agujero=5cm					Nivel de agua en el agujero=10cm				
Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt	Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt
12:00	0	46	0.3	0.0025	13:00	0	54.2	1.3	0.0108
	2	46.3	1.7	0.0142		2	55.5	6.9	0.0575
	4	48	1.5	0.0125		4	62.4	5.1	0.0425
	6	49.5	0.2	0.0017		6	67.5	7	0.0583
	8	49.7	5	0.0417		8	74.5	0	0.0000
	10	54.7	1.8	0.0150		0	26.3	1.5	0.0125
	12	56.5	2.5	0.0208		2	27.8	1.4	0.0117
	14	59	2.6	0.0217		4	29.2	4.8	0.0400
	16	61.6	2.2	0.0183		6	34	5	0.0417
	18	63.8	1.9	0.0158		8	39	6.6	0.0550
	20	65.7	3	0.0250		10	45.6	6.1	0.0508
	22	68.7	2	0.0167		12	51.7	6.2	0.0517
	24	70.7	2.9	0.0242		14	57.9	6.1	0.0508
	26	73.6	2.1	0.0175		16	64	5.8	0.0483
	28	75.7	0	0.0000		18	69.8	6.2	0.0517
	0	14.5	0.3	0.0025		20	76		
	2	14.8	0.3	0.0025				R2	0.05083
	4	15.1	0.5	0.0042					
	6	15.6	0.9	0.0075					
	8	16.5	5.6	0.0467					
	10	22.1	2.6	0.0217					
	12	24.7	3.1	0.0258					
	14	27.8	3.2	0.0267					
	16	31	3.9	0.0325					
	18	34.9	3.7	0.0308					
	20	38.6	3.8	0.0317					
	22	42.4	3.8	0.0317					
	24	46.2	3.4	0.0283					
	26	49.6							
	28								
			R1	0.0316					

Tabla 4.1. Registro del permeámetro 75 avenida norte (Paleosuelo).

HOJA DE REGISTRO DEL ENSAYO DE PERMEABILIDAD EN CAMPO CON EL USO DEL PERMEAMETRO GUELPH							
Proyecto	"ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUB SUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR."						
Localización:	75 avenida norte						
Profundidad del agujero	25cm	Radio	6cm	Fecha del ensayo	31-oct-17		
Reservorio utilizado durante el ensayo:		Combinado		Solo interno	X	Operador	IA,JM,EC
Constante del reservorio utilizado	2.15	X (Reserv. Combinado)		35.22cm <sup>2</sup>	Y(Reserv. Inter)	2.15 cm <sup>2</sup>	
Descripcion del suelo:	Unión de estratos entre estrado de paleosuelo y escoria meteorizada, el estrado tenia bastante oxido y sus consistencia era bastante dura						

Nivel de agua en el agujero=5cm				
Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt
14:15	0	0.4	1.5	0.0125
	2	1.9	1	0.0083
	4	2.9	0.7	0.0058
	6	3.6	0.3	0.0025
	8	3.9	0.2	0.0017
	10	4.1	0.2	0.0017
	12	4.3	0.2	0.0017
	14	4.5		
			R1	0.0017

Nivel de agua en el agujero=10cm				
Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt
14:30	0	6.8	0.3	0.0025
	2	7.1	0.3	0.0025
	4	7.4	0.3	0.0025
	6	7.7	0.4	0.0033
	8	8.1		
			R2	0.0025

Tabla 4.2. Registro del permeámetro 75 avenida norte (Unión-estratos).

HOJA DE REGISTRO DEL ENSAYO DE PERMEABILIDAD EN CAMPO CON EL USO DEL PERMEAMETRO GUELPH						
Proyecto	"ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUB SUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN					
Localización:	75 avenida norte					
Profundidad del agujero	25cm	Radio	6cm	Fecha del ensayo	16-nov-17	
Reservorio utilizado durante el ensayo:		Combinado	X	Solo interno	Operador	IA,JM,EC
Constante del reservorio utilizado	35.22	X (Reserv. Combinado)		35.22cm <sup>2</sup>	Y(Reserv. Inter)	2.15 cm <sup>2</sup>
Descripción del suelo:	Estrato inferior, escoria meteorizada de san salvador					

Nivel de agua en el agujero=5cm				
Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt
12:00	0	19	4.1	0.0683
	1	23.1	4.6	0.0767
	2	27.7	3.9	0.0650
	3	31.6	4.2	0.0700
	4	35.8	4	0.0667
	5	39.8	3.8	0.0633
	6	43.6	4.1	0.0683
	7	47.7	3.9	0.0650
	8	51.6	3.4	0.0567
	9	55	3.9	0.0650
	10	58.9	3.5	0.0583
	11	62.4	4.2	0.0700
	12	66.6	3.4	0.0567
	13	70		
			R1	0.0683

Nivel de agua en el agujero=10cm				
Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt
13:00	0	23	24	0.4000
	1	47	23	0.3833
	2	70		
	0	9	14	0.2333
	1	23	13.1	0.2183
	2	36.1	13.4	0.2233
	3	49.5	11.9	0.1983
	4	61.4		
	5			
	0	14.5	13.4	0.2233
	1	27.9	10.5	0.1750
	2	38.4	9.7	0.1617
	3	48.1	9	0.1500
	4	57.1	9	0.1500
	5	66.1	10.1	0.1683
	6	76.2		
	7			
	0	1	13.9	0.2317
	1	14.9	8.5	0.1417
	2	23.4	8	0.1333
	3	31.4	8.4	0.1400
	4	39.8	8.4	0.1400
	5	48.2	16.8	0.2800
	6	65	8.7	0.1450
	7	73.7		
	8			
			R2	0.14

Tabla 4.3. Registro del permeámetro 75 avenida norte (Escoria Meteorizada).

HOJA DE REGISTRO DEL ENSAYO DE PERMEABILIDAD EN CAMPO CON EL USO DEL PERMEAMETRO GUELPH						
Proyecto	"ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUB SUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR."					
Localización:	Cantón El Carmen, La Escalón, San Salvador					
Profundidad del agujero	25cm	Radio	6cm	Fecha del ensayo	9-nov-17	
Reservorio utilizado durante el ensayo:	Combinado		Solo interno		X	Operador IA, JM, EC
Constante del reservorio utilizado	2.15	X (Reserv. Combinado)		35.22cm <sup>2</sup>	Y (Reserv. Inter)	2.15 cm <sup>2</sup>
Descripcion del suelo:	Contacto de TBJ y Flujo de escombros, el tbj contaba con presencia de muchas raices.					

Nivel de agua en el agujero=5cm				
Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt
10:26	0	19.5	19	0.1583
	2	38.5	6.3	0.0525
	4	44.8	5.9	0.0492
	6	50.7	4.7	0.0392
	8	55.4	3.9	0.0325
	10	59.3	4.4	0.0367
	12	63.7	4.3	0.0358
	14	68	3.8	0.0317
	16	71.8	3.5	0.0292
	18	75.3		
	0	13.8	9.5	0.0792
	2	23.3	9.3	0.0775
	4	32.6	8.7	0.0725
	6	41.3	7.6	0.0633
	8	48.9	0	0.0000
	10	55.8	6.2	0.0517
	12	62	5.4	0.0450
	14	67.4	4.9	0.0408
	16	72.3		
	0	21.5	11.6	0.0967
	2	33.1	11.1	0.0925
	4	44.2	10.4	0.0867
	6	54.6	9.6	0.0800
	8	64.2	9.4	0.0783
	10	73.6		
	0	30.8	12.4	0.1033
	2	43.2	14.5	0.1208
	4	57.7	14	0.1167
	6	71.7		
	0	42.2	13.9	0.1158
	2	56.1	14.3	0.1192
	4	70.4		0.0000
	0	30.4	21.5	0.1792
	2	51.9	11.3	0.0942
	4	63.2	11.1	0.0925
	6	74.3		
	0	44	14	0.1167
	2	58	13.1	0.1092
	4	71.1		
	0	46	12.9	0.1075
	2	58.9	10.8	0.0900
	4	69.7		0.0000
			R1	0.07917

Nivel de agua en el agujero=10cm				
Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt
12:30	0	54.5	13.1	0.1092
	2	67.6		
	0	11	65	0.5417
	2	76		
	0	27.2	40.9	0.3408
	2	68.1		0.0000
	0	35	36.9	0.3075
	2	71.9		
	0	43.5	14.7	0.2450
	1	58.2	13.3	0.2217
	2	71.5		
	0	41.5	13.6	0.2267
	1	55.1	12.2	0.2033
	2	67.3		
			R2	0.2242

Tabla 4.4. Registro del permeámetro cantón el Carmen (Contacto TBJ-Flujo de escombros).



HOJA DE REGISTRO DEL ENSAYO DE PERMEABILIDAD EN CAMPO CON EL USO DEL PERMEAMETRO GUELPH						
Proyecto	"ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUB SUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR."					
Localización:	Cantón El Carmen, La Escalón, San Salvador					
Profundidad del agujero	25cm	Radio	6cm	Fecha del ensayo	31-oct-17	
Reservorio utilizado durante el ensayo:	Combinado		Solo interno	X	Operador	IA,JM,EC
Constante del reservorio utilizado	2.15	X (Reserv. Combinado)		35.22cm <sup>2</sup>	Y(Reserv. Inter)	2.15 cm <sup>2</sup>
Descripcion del suelo:	Flujo de escombros, este suelo posee una apariencia bastante fragil y susceptible a derrumbarse					

Nivel de agua en el agujero=5cm				
Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt
14:00	0	7	0.5	0.0042
	2	7.5	0.1	0.0008
	4	7.6	0	0.0000
	6	7.6	0.1	0.0008
	8	7.7	0	0.0000
	10	7.7	0.1	0.0008
	12	7.8	0.2	0.0017
	14	8	1	0.0083
	16	9	1.4	0.0117
	18	10.4	1.7	0.0142
	20	12.1	1.5	0.0125
	22	13.6	1.4	0.0117
	24	15	2.3	0.0192
	26	17.3	1.6	0.0133
	28	18.9	1.2	0.0100
	30	20.1	3.7	0.0308
	32	23.8	3.8	0.0317
	34	27.6	3.5	0.0292
	36	31.1	3.5	0.0292
	38	34.6	3.9	0.0325
	40	38.5	3.8	0.0317
	42	42.3	3.8	0.0317
	44	46.1		
	46			
			R1	0.0292

Nivel de agua en el agujero=10cm				
Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt
13:00	0	36.5	3.6	0.0300
	2	40.1	3.9	0.0325
	4	44	4.1	0.0342
	6	48.1	4	0.0333
	8	52.1	0	0.0000
	10	56.3	4.2	0.0350
	12	60.5	4.8	0.0400
	14	65.3	4.8	0.0400
	16	70.1	2.8	0.0233
	18	72.9		
	20			
			R2	0.04

Tabla 4.5. Registro del permeámetro cantón el Carmen (Flujo de escombros).

HOJA DE REGISTRO DEL ENSAYO DE PERMEABILIDAD EN CAMPO CON EL USO DEL PERMEAMETRO GUELPH						
Proyecto	"ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUB SUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR."					
Localización:	Calle a Huizucar					
Profundidad del agujero	25cm	Radio	6cm	Fecha del ensayo	16-nov-17	
Reservorio utilizado durante el ensayo:	Combinado		Solo intern	X	Operador	IA,JM,EC
Constante del reservorio utilizado	2.15	X (Reserv. Combinado)		35.22cm <sup>2</sup>	Y(Reserv. Inter)	2.15 cm <sup>2</sup>
Descripcion del suelo:	El suelo es una arcilla meteorizada, el suelo presenta todas la caracterica de la roca, en algunas parte la roca presenta multiples fisuras.					

Nivel de agua en el agujero=5cm				
Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt
10:30	0	41.9	5	0.0417
	2	46.9	4.2	0.0350
	4	51.1	4	0.0333
	6	55.1	3.1	0.0258
	8	58.2	2.9	0.0242
	10	61.1	2.7	0.0225
	12	63.8	2.7	0.0225
	14	66.5	2.4	0.0200
	16	68.9	2.2	0.0183
	18	71.1	2.1	0.0175
	20	73.2	3	0.0250
	22	76.2		
	0	14.9	4.4	0.0367
	2	19.3	3.9	0.0325
	4	23.2	0	0.0000
	6	27	3.5	0.0292
	8	30.5	3.3	0.0275
	10	33.8	3.3	0.0275
	12	37.1	3	0.0250
	14	40.1	1.6	0.0133
	16	41.7	1.6	0.0133
	18	43.3	5.1	0.0425
	20	48.4	2	0.0167
	22	50.4	2	0.0167
	24	52.4	2.1	0.0175
	26	54.5	3.1	0.0258
	28	57.6	1.8	0.0150
	30	59.4		
			R1	0.0133

Nivel de agua en el agujero=10cm				
Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt
12:30	0	18.5	2.3	0.0192
	2	20.8	2.3	0.0192
	4	23.1	2.2	0.0183
	6	25.3	2.2	0.0183
	8	27.5	2.1	0.0175
	10	29.6	2	0.0167
	12	31.6	1.8	0.0150
	14	33.4	1.9	0.0158
	16	35.3	1.9	0.0317
	18	37.2		
			R2	0.0192

Tabla 4.6. Registro del permeámetro calle a Huizúcar (Arcilla).

HOJA DE REGISTRO DEL ENSAYO DE PERMEABILIDAD EN CAMPO CON EL USO DEL PERMEAMETRO GUELPH						
Proyecto	"ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUB SUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR."					
Localización:	Cumbres de Cuscatlán, Antiguo Cuscatlán, La libertad					
Profundidad del agujero	25cm	Radio	6cm	Fecha del ensayo	24-nov-17	
Reservorio utilizado durante el ensayo:	Combinado		X	Solo interno	Operador	IA,JM,EC
Constante del reservorio utilizado	35.22	X (Reserv. Combinado)		35.22cm <sup>2</sup>	Y(Reserv. Inter)	2.15 cm <sup>2</sup>
Descripcion del suelo:	Es un TB4, posee una consistencia muy suelta					

Nivel de agua en el agujero=5cm				
Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt
11:20	0	16.9	22.8	0.3800
	1	39.7	23.8	0.3967
	2	63.5		
	0	0.5	27.8	0.4633
	1	28.3	24.1	0.4017
	2	52.4	23.3	0.3883
	3	75.7		
	0	2	27.8	0.4633
	1	29.8	26.2	0.4367
	2	56		
	0	0	19.9	0.3317
	1	19.9	19.6	0.3267
	2	39.5	22.3	0.3717
	3	61.8		
	0	1.3	22.6	0.3767
	1	23.9	22	0.3667
	2	45.9	22.3	0.3717
	3	68.2		
			R1	0.3733

Nivel de agua en el agujero=10cm				
Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt
12:30	0	0	28.5	0.9500
	0.5	28.5	23.4	0.7800
	1	51.9	22	0.7333
	1.5	73.9		
	0	1	25.9	0.8633
	0.5	26.9	20.9	0.6967
	1	47.8	21.5	0.7167
	1.5	69.3		
	0	0.4	28.2	0.9400
	0.5	28.6	23.6	0.7867
	1	52.2	22.3	0.7433
	1.5	74.5		
	0	0.6	30.5	1.0167
	0.5	31.1	25.2	0.8400
	1	56.3		
			R2	0.843

Tabla 4.7. Registro del permeámetro cumbres de Cuscatlán (TB4).

HOJA DE REGISTRO DEL ENSAYO DE PERMEABILIDAD EN CAMPO CON EL USO DEL PERMEAMETRO GUELPH						
Proyecto	"ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUB SUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR."					
Localización:	Tenerife Santa Tecla					
Profundidad del agujero	25cm	Radio	6cm	Fecha del ensayo	30-nov-17	
Reservorio utilizado durante el ensayo:	Combinado		Solo interno	X	Operador	IA,JM,EC
Constante del reservorio utilizado	2.15	X (Reserv. Combinado)		35.22cm <sup>2</sup>	Y(Reserv. Inter)	2.15 cm <sup>2</sup>
Descripción del suelo:	Plan de la laguna, en la parte inferior del estrato su consistencia era muy suelta y su apariencia era similar a la escoria meteorizada de san salvador.					

Nivel de agua en el agujero=5cm				
Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt
13:30	0	6	1.1	0.0183
	1	7.1	0.5	0.0083
	2	7.6	0.9	0.0150
	3	8.5	0.5	0.0083
	4	9	0.4	0.0067
	5	9.4	0.2	0.0033
	6	9.6	1.5	0.0250
	7	11.1	6.3	0.1050
	8	17.4	6.5	0.1083
	9	23.9	6.5	0.1083
	10	30.4	6.8	0.1133
	11	37.2	7	0.1167
	12	44.2	6.9	0.1150
	13	51.1	6.9	0.1150
	14	58	6.9	0.1150
	15	64.9	6.6	0.1100
	16	71.5		
			R1	0.115

Nivel de agua en el agujero=10cm				
Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt
14:30	0	11.7	23.1	0.3850
	1	34.8	9.7	0.1617
	2	44.5	9.6	0.1600
	3	54.1	9.4	0.1567
	4	63.5	9.1	0.1517
	5	72.6		
	0	21	0.9	0.0150
	1	21.9	7.9	0.1317
	2	29.8	9.2	0.1533
	3	39	10.9	0.1817
	4	49.9	5.1	0.0850
	5	55	9	0.1500
	6	64	9.1	0.1517
	7	73.1		
	0	28	1	0.0167
	1	29	3	0.0500
	2	32	7	0.1167
	3	39	7.9	0.1317
	4	46.9	8	0.1333
	5	54.9		
		Valor promedio	9.23	0.1538
			R2	0.1538

Tabla 4.8. Registro del permeámetro Tenerife Santa Tecla (Plan de la Laguna).

HOJA DE REGISTRO DEL ENSAYO DE PERMEABILIDAD EN CAMPO CON EL USO DEL PERMEAMETRO GUELPH							
Proyecto	"ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUB SUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR."						
Localización:	Talud Ues Escuela de Ing Civil						
Profundidad del agujero	25cm	Radio	6cm	Fecha del ensayo		12-dic-17	
Reservorio utilizado durante el ensayo:	Combinado		Solo interno		X	Operador	IA,JM,EC
Constante del reservorio utilizado	2.15		X (Reserv. Combinado)		35.22cm <sup>2</sup>	Y(Reserv. Inter)	2.15 cm <sup>2</sup>
Descripcion del suelo:	Es un TBJ estrato superior, con mucha presencia de raices.						

Nivel de agua en el agujero=5cm				
Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt
11:33	0	9	13.2	0.4400
	0.5	22.2	11.7	0.3900
	1	33.9		0.0000
	1.5	45.3	9.5	0.3167
	2	54.8	8.8	0.2933
	2.5	63.6	7.9	0.2633
	3	71.5		0.0000
	0	20	12.8	0.4267
	0.5	32.8	11.1	0.3700
	1	43.9	10.1	0.3367
	1.5	54	9.1	0.3033
	2	63.1	8.4	0.2800
	2.5	71.5		0.0000
	0	30	11.5	0.3833
	0.5	41.5	9.9	0.3300
	1	51.4	8.6	0.2867
	1.5	60	7.6	0.2533
	2	67.6	7.3	0.2433
	2.5	74.9		0.0000
	0	5.5	8.1	0.2700
	0.5	13.6	7.1	0.2367
	1	20.7	6.7	0.2233
	1.5	27.4	5.8	0.1933
	2	33.2	6.8	0.2267
	2.5	40	6	0.2000
	3	46	5.7	0.1900
	3.5	51.7	5.3	0.1767
	4	57	4.9	0.1633
	4.5	61.9	4.9	0.1633
	5	66.8	4.5	0.1500
	5.5	71.3	4.2	0.1400
	6	75.5		
			R1	0.1633

Nivel de agua en el agujero=10cm				
Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt
12:30	0	5.1	26.5	0.8833
	0.5	31.6	14.2	0.4733
	1	45.8	4.7	0.1567
	1.5	50.5	4.8	0.1600
	2	55.3	5.5	0.1833
	2.5	60.8	5.5	0.1833
	3	66.3	5.3	0.1767
	3.5	71.6	4.2	0.1400
	4	75.8		
	0	7	7.5	0.2500
	0.5	14.5	6.8	0.2267
	1	21.3	7.2	0.2400
	1.5	28.5	6.3	0.2100
	2	34.8	6	0.2000
	2.5	40.8	5.8	0.1933
	3	46.6	5.1	0.1700
	3.5	51.7	5.2	0.1733
	4	56.9	4.5	0.1500
	4.5	61.4	4.4	0.1467
	5	65.8	4.2	0.1400
	5.5	70	4.1	0.1367
	6	74.1		
	6.5	5.4	32	1.0667
	7	37.4	4.5	0.1500
	7.5	41.9	4.6	0.1533
	8	46.5	4.1	0.1367
	8.5	50.6	4.2	0.1400
	9	54.8	3.9	0.1300
	9.5	58.7	3.7	0.1233
	10	62.4	5.1	0.1700
	10.5	67.5	6	0.2000
	11	73.5		
	0	5	8.3	0.2767
	0.5	13.3	6.8	0.2267
	1	20.1	6.9	0.2300
	1.5	27	6.9	0.2300
	2	33.9	7	0.2333
	2.5	40.9	5	0.1667
	3	45.9	6.1	0.2033
	3.5	52	5.2	0.1733
	4	57.2	5.1	0.1700
	4.5	62.3		
			R2	0.23000

Tabla 4.9. Registro del permeámetro Talud UES (TBJ estrato superior).

HOJA DE REGISTRO DEL ENSAYO DE PERMEABILIDAD EN CAMPO CON EL USO DEL PERMEAMETRO GUELPH							
Proyecto	"ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUB SUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR."						
Localización:	Talud Ues Escuela de Ing Civil						
Profundidad del agujero	25cm	Radio	6cm	Fecha del ensayo	12-dic-17		
Reservorio utilizado durante el ensayo:	Combinado		Solo interno		X	Operador	IA,JM,EC
Constante del reservorio utilizado	2.15		X (Reserv. Combinado)		35.22cm <sup>2</sup>	Y(Reserv. Inter)	2.15 cm <sup>2</sup>
Descripcion del suelo:	Es un TBJ estrato inferior, con mucha presencia de piedra pomez.						

Nivel de agua en el agujero=5cm				
Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt
11:33	0	13	35.1	1.1700
	0.5	48.1	3.1	0.1033
	1	51.2	2.9	0.0967
	1.5	54.1	2.7	0.0900
	2	56.8	2.5	0.0833
	2.5	59.3	2.3	0.0767
	3	61.6	2.4	0.0800
	3.5	64	2.1	0.0700
	4	66.1	2	0.0667
	4.5	68.1	1.8	0.0600
	5	69.9	1.7	0.0567
	5.5	71.6	1.5	0.0500
	6	73.1	1.5	0.0500
	6.5	74.6		
	0	20.5	4	0.1333
	0.5	24.5	3.8	0.1267
	1	28.3	3.7	0.1233
	1.5	32	3.2	0.1067
	2	35.2	3.2	0.1067
	2.5	38.4	3.1	0.1033
	3	41.5	2.8	0.0933
	3.5	44.3	2.8	0.0933
	4	47.1	2.7	0.0900
	4.5	49.8	2.4	0.0800
	5	52.2	2.5	0.0833
	5.5	54.7	2.3	0.0767
	6	57	2.2	0.0733
	6.5	59.2	1.9	0.0633
	7	61.1	2.1	0.0700
	7.5	63.2	1.8	0.0600
	8	65	1.5	0.0500
	8.5	66.5	1.7	0.0567
	9	68.2	1.8	0.0600
	9.5	70	1.5	0.0500
	10	71.5	1.5	0.0500
	10.5	73	1.5	0.0500
	11	74.5	1.4	0.0467
	11.5	75.9		0.0000
			R1	0.05

Nivel de agua en el agujero=10cm				
Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt
12:30	0	4.5	6.3	0.2100
	0.5	10.8	5.2	0.1733
	1	16	4.8	0.1600
	1.5	20.8	4.3	0.1433
	2	25.1	4.1	0.1367
	2.5	29.2	3.5	0.1167
	3	32.7	3.5	0.1167
	3.5	36.2	3.2	0.1067
	4	39.4	3.1	0.1033
	4.5	42.5	3	0.1000
	5	45.5	2.6	0.0867
	5.5	48.1	2.9	0.0967
	6	51	2.1	0.0700
	6.5	53.1	2.1	0.0700
	7	55.2	2.3	0.0767
	7.5	57.5	2	0.0667
	8	59.5	2.4	0.0800
	8.5	61.9	1.4	0.0467
	9	63.3	1.8	0.0600
	9.5	65.1	1.7	0.0567
	10	66.8		
	0	12	5	0.1667
	0.5	17	3	0.1000
	1	20	5.4	0.1800
	1.5	25.4	3.7	0.1233
	2	29.1	3.7	0.1233
	2.5	32.8	3.1	0.1033
	3	35.9	3.3	0.1100
	3.5	39.2	3	0.1000
	4	42.2	2.8	0.0933
	4.5	45	2.8	0.0933
	5	47.8		
			R2	0.1167

Tabla 4.10. Registro del permeámetro Talud UES (TBJ estrato inferior).

HOJA DE REGISTRO DEL ENSAYO DE PERMEABILIDAD EN CAMPO CON EL USO DEL PERMEAMETRO GUELPH						
Proyecto	"ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUB SUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR."					
Localización:	Jardines de la Sabana Santa Tecla					
Profundidad del agujero	25cm	Radio	6cm	Fecha del ensayo	19-ene-18	
Reservorio utilizado durante el ensayo:	Combinado		Solo interno	X	Operador	IA,JM,EC
Constante del reservorio utilizado	2.15	X (Reserv. Combinado)		35.22cm <sup>2</sup>	Y(Reserv. Inter)	2.15 cm <sup>2</sup>
Descripción del suelo:	Flujo de escombros, este suelo posee mucha presencia de rocas, el flujo del agua es horizontal por la presencia de la roca					

Nivel de agua en el agujero=5cm				
Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt
14:10	0	4	1.8	0.0150
	2	5.8	1.3	0.0108
	4	7.1	1.1	0.0092
	6	8.2	1.1	0.0092
	8	9.3	1.1	0.0092
	10	10.4	1.1	0.0092
	12	11.5	1.4	0.0117
	14	12.9	0.9	0.0075
	16	13.8	0.7	0.0058
	18	14.5		
			R1	0.0092

Nivel de agua en el agujero=10cm				
Hora	Intervalo de tiempo(min)	Nivel de agua en el reservorio	Dif. Nivel(cm) Dh	Vel. Cambio Dh/Dt
14:30	0	19	1.6	0.0133
	2	20.6	1.7	0.0142
	4	22.3	1.8	0.0150
	6	24.1	1.4	0.0117
	8	25.5	0	0.0000
	0	27.1	1.4	0.0117
	2	28.5	1.5	0.0125
	4	30	1.4	0.0117
	6	31.4	3.2	0.0267
	8	34.6	0.9	0.0075
	10	35.5	1.3	0.0108
	12	36.8	1.2	0.0100
	14	38	1.8	0.0150
	16	39.8	0.7	0.0058
	18	40.5	1.2	0.0100
	20	41.7		
			R2	0.0117

Tabla 4.11. Registro del permeámetro Jardines de la Sabana (Flujo de escombro).

- **Calculo de la permeabilidad.**

La evaluación /medición con el permeámetro de Guelph se calcula de la siguiente manera:

$$K = 0.0041XR2 - 0.0054XR1$$

Dónde:

**X:** Constante del equipo cuando combinado o solo un reservorio, donde 35.22 cm<sup>2</sup> para combinado y 2.15cm<sup>2</sup> solo interno.

**R2:** Velocidad del estado estacionario para la carga de 10cm.

**R1:** Velocidad del estado estacionario para la carga de 5cm.

Ejemplo de Ilustración tomando muestra de paleosuelo de la 75 av. Norte:

$$K = 0.0041XR2 - 0.0054XR1$$

Del cuadro 4.1 se tiene R1=0.0316 cm/s y R2=0.0508 cm/s, son los valores que se mantuvieron constante durante dos a tres lecturas. En este caso se usó un solo reservorio por que el valor de X es de 2.15 cm<sup>2</sup>.

Se tiene:

$$K = 0.0041 * 2.15 * 0.0508 - 0.0054 * 2.15 * 0.0316$$

$$K = 8.0926 \times 10^{-5} \frac{cm}{s}$$



Tipo de suelo	Nº de muestra	R2 (cm/s)	R1 (cm/s)	Constante de equipo(cm <sup>2</sup> )	K (cm/s)
Cantón el Carmen (Contacto TBJ-Flujo)	M-1	0.2242	0.07917	2.15	1.0572E-03
Cantón el Carmen (Flujo de escombros)	M-2	0.04	0.0292	2.15	1.3588E-05
Calle a Huizúcar (Arcilla)	M-3	0.0192	0.0133	2.15	1.4835E-05
75 AVE. Norte (Paleosuelo)	M-4	0.0508	0.0316	2.15	8.0926E-05
75 AVE. Norte (Unión-estratos)	M-4	0.0025	0.0017	2.15	2.3005E-06
75 AVE. Norte (Escoria Meteorizada)	M-4	0.14	0.0683	35.22	7.2264E-03
Cumbres de Cuscatlán (TB4)	M-5	0.843	0.3733	35.22	5.0734E-02
Tenerife Santa Tecla (Plan de la laguna)	M-6	0.1538	0.115	2.15	2.0597E-05
Talud UES (TBJ estrato superior)	M-7	0.23	0.1633	2.15	1.3154E-04
Talud UES (TBJ estrato inferior)	M-7	0.1167	0.05	2.15	4.4821E-04
Jardines de la Sabana (Flujo escombros.)	M-8	0.0117	0.0092	2.15	-3.6765E-06
(Flujo escombros.) Ajuste valor negativo	M-8	0.0117	0.0092	2.15	1.0497E-04

Tabla 4.12. Permeabilidad de las muestras, evaluadas en campo.

Para el caso de la permeabilidad negativa se procede de la siguiente manera, según el manual del permeámetro de Guelph:

$$K = (0.0041XR2 + 0.0054XR1)/2$$

Teniendo en la muestra de Flujo de escombros:

$$K = \frac{0.0041 * 2.15 * 0.0117 + 0.0054 * 0.0092 * 2.15}{2} = 1.0497 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$$

# **CAPÍTULO V**

---

## **DISEÑO, MANTENIMIENTO Y OPERACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN**

## **5.0. INTRODUCCIÓN**

Los dispositivos de infiltración son llamados así, porque engloban una serie de alternativas de construcción y adecuación de los proyectos con el propósito de propiciar la infiltración; en la actualidad son de suma importancia desde múltiples enfoques, para obtener un mayor aprovechamiento del agua precipitada, mejora del ciclo hidrológico, protección de los mantos acuíferos, disminución de islas de calor en la ciudad, mitigación de inundaciones, entre otros. Los dispositivos de infiltración deben cumplir con un adecuado diseño, construcción y funcionamiento.

En nuestro país históricamente estos dispositivos de infiltración fueron diseñados y construidos tomando de base Normas y Reglamentos que no están actualizados, ni poseen los criterios referentes a propiedades y características de los tipos de suelos existentes en nuestro país; y aunque su funcionamiento al principio fue aceptable, el mantenimiento no fue regular, haciendo que su eficiencia disminuyera drásticamente.

El presente capítulo describe los principales dispositivos de infiltración que son utilizados en la actualidad, tanto en el país como en otros países; lo cual dará una idea general de cómo es su funcionamiento, sus características, los requisitos que se necesitan para su empleo, entre otros aspectos; lo anterior, con el fin de tener una idea de toda la información que se requiere para realizar su diseño y así poder hacer propuestas de mejora en el que se empleen los

critérios y características de los suelos existentes en el Área Metropolitana de San Salvador, principalmente los que se han estudiado y analizado en los capítulos anteriores.

## **5.1. DIAGNÓSTICO DE LOS DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN**

Dentro del diagnóstico de los dispositivos de infiltración, se realiza una investigación bibliográfica concerniente a su desarrollo en el país y si han sido implementados dichos elementos; también, en esta investigación se revisó de manera concisa la normativa que podría contener los dispositivos, tanto en su diseño como en su construcción; pero se encontró que prácticamente no hay información disponible en el país. Debido a lo anterior se realizó una búsqueda de normativa extranjera, tanto en su diseño como en su aplicabilidad. Para conocer los mejores dispositivos de infiltración se realizaron una serie de entrevistas a profesionales que poseen conocimientos en el área de estudio del trabajo de investigación; esto con el fin de poder tener una mejor comprensión de cuales dispositivos de infiltración son los que se están utilizando, y que Normativa se están aplicando actualmente en el país, entre otros aspectos.

Dentro de las entrevistas realizadas se buscó a personas que estén familiarizadas en el tema de dispositivos de infiltración, de modo que se entrevistó personal técnico de Evaluación Ambiental, del Ministerio de Medio Ambiente y Recurso Naturales. Para conocer a detalle, y en primera instancia se preguntó cuál era la entidad responsable de regular y controlar todo lo relacionado con los dispositivos de infiltración, y respondieron que, los encargados de otorgar permisos para construcción y supervisión de dispositivos de infiltración dentro del AMSS, es la OPAMSS y fuera de esta área

mayormente es el MARN, ya que son considerados como obras de construcción y tienen la misma naturaleza de trámites y procedimientos aplicados a una infraestructura y los estudios que se solicitan para poder llevarse a cabo, dependerán en parte del dispositivo que se quiere construir, sea esta una laguna de infiltración, para la cual se necesitaría conocer condiciones y características superficiales del suelo, en cambio si se tratara de un pozo de infiltración, se necesitarían estudios de capas más profundas del suelo.

Como punto importante, también se consideró necesario tener un aseguramiento de la calidad del agua que se desea infiltrar, ya que de lo contrario se puede inducir a una determinada contaminación (Polución).

Por otra parte, cuando existen estructuras cercanas al lugar en donde se quiere construir un dispositivo de infiltración, se deben de tener más consideraciones, realizando estudios con más detalle, para conocer de cuanta incidencia se pueda tener, considerando las permeabilidades y manteniendo controlados los volúmenes de infiltración, para que la velocidad del volumen que se infiltra, no genere una socavación en estas estructuras.

También, manifestaron que si en los proyectos, que se solicitan realizar algún dispositivo de infiltración, por ejemplo, la norma de ANDA solicita pruebas cuando se va a extraer una cantidad de agua bastante significativa y a la vez se va a generar un área de impermeabilización en el suelo debido a la obra. Ellos

utilizan este tipo de medida para re-infiltrar y compensar esa pérdida de infiltración de agua que se genera.

Otro ejemplo, en la urbanización Portal del Casco, jurisdicción de Antigua Cuscatlán, ANDA solicitó la construcción de un pozo de infiltración para compensar el agua extraída. Este pozo de infiltración contaba con un colector de agua lluvia y un sistema de almacenamiento y distribución que pasaba primero por un desarenador y una trampa de grasa antes de llegar al pozo de infiltración para así evitar una posible contaminación del suelo y del agua almacenada en el acuífero.

Respecto a mejoras o recomendaciones sobre los dispositivos de infiltración, el MARN considera de suma importancia el mantenimiento de estas infraestructuras, independientemente del tipo de dispositivo; por ejemplo, si es una laguna de infiltración por la condición superficial puede haber arrastre de sedimentos y estos pueden causar un azolvamiento en la laguna, y en un pozo de infiltración si el agua lleva muchos sólidos suspendidos pueden obstruir el sistema de infiltración ya sea rejillas, ranuras, etc. Por lo que el mantenimiento es de las actividades que no pueden dejarse de lado, ya que de lo contrario a los pocos años el dispositivo perderá su funcionalidad.

La introducción de estos dispositivos de infiltración se dio a partir del Decreto Ejecutivo 306, que fue implementado el año 2017, para todo proyecto que amerite un Estudio de Impacto Ambiental.

En relación a una Norma a la que se apeguen estos dispositivos en el país, la respuesta fue no hay ninguna y en el mejor de los casos se toman normativas de otros países, como el caso de Inglaterra en su normativa del manual CIRIA, y las Normas de la EPA en los cuales hay sugerencias para los dispositivos de infiltración; así como diseños. Las pruebas que usualmente se hacen para medir la permeabilidad son con el infíltrómetro o en su defecto, hacer un agujero en el terreno y tener control del volumen y del tiempo en que el agua se infiltra. Las pruebas con el parámetro de Guelph son desconocidas o no utilizadas.

Finalmente, se mencionó que el desarrollo de estos dispositivos es bastante nuevo y que debido a eso las deficiencias en ellos no han sido valoradas, por el momento.

Siguiendo con la misma línea de investigación se abordó a Ingenieros de la Universidad de El Salvador (UES), especialistas en áreas de geología e hidrogeología e informaron que Normas que rigen los diseños y aplicación de los dispositivos de infiltración, no hay como tal en el país y que incluso a nivel de universidad el tema es poco conocido, pero para el caso de las pruebas en campo se tiene una Normativa bajo la cual se rigen estos ensayos: La ASTM-D 5126, tanto como la prueba de doble anillo (Infíltrómetro) y el permeámetro de Guelph.



Haciendo un análisis del diagnóstico se pueden hacer algunas valoraciones:

- Debido a la poca importancia que se le da a la aplicación de estos temas, junto a otros acontecimientos, da como resultado las inundaciones del AMSS, como se mencionó en el Capítulo I. Con la aplicación de estos dispositivos de infiltración se reduce censurablemente el volumen de escorrentía que va directamente al cauce de río o quebrada, haciendo que este volumen se infiltre, como consecuencia de esto hay un porcentaje de esa agua que recarga los mantos acuíferos y otra se evapora regulando el ciclo hidrológico, que se vuelve irregular debido al crecimiento de áreas impermeables.
- La implementación de estos dispositivos se ha desarrollado de una manera muy amplia en países como Chile y Estados Unidos específicamente en Carolina del Norte, también en Europa han sido implementados. Para el desarrollo de estos dispositivos se necesita una investigación oportuna, no basta con tener espacio y deseos de construir estos elementos, se tiene que evaluar el costo que se incurrirá y cuál es el que mejor se adapta a las necesidades. Uno de los puntos más cruciales es el estudio de en donde va a colocar estos dispositivos; se tienen que hacer estudios de suelo, con el fin de conocer qué tipo de suelos se encuentran, pero más que todo para evaluar si hay y sobre todo los estudio el de permeabilidad en campo que es

algo imperativo de ejecutar. También se tiene que evaluar la calidad del agua lluvia y la profundidad del manto acuífero, para analizar si esta recarga que se hará contaminará el cuerpo de agua subterráneo.

- El estudio de estas alternativas para la mitigación de inundaciones y recarga de mantos acuíferos en el país es muy poca, aunque se habla mucho del estrés hídrico, poco se hace para buscar una solución, todo queda en palabras, las investigaciones en Universidades respecto al tema son también bastante escasas. Para tener un buen manejo en esta situación se requiere una normativa que regule el estudio, diseño y construcción de los dispositivos de infiltración o se puede implementar estas normativas en algunas otras que ya están en vigencia.

#### **5.1.1. Normas y Reglamentos utilizados para la construcción de Dispositivos de Infiltración en el AMSS.**

En la actualidad en El Salvador, no se cuenta con Normas que sean propias para los diseños y construcción de dispositivos de infiltración, por lo que se hace uso de Normas de otros países que se puedan adaptar a las condiciones de nuestro país.

##### **5.1.1.1. Reglamento a la Ley de Ordenamiento y Desarrollo Territorial**

La Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador, a través de su Reglamento a la Ley de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Área Metropolitana de San Salvador, y municipios aledaños, solicita a los nuevos

proyectos de urbanización/construcción, dispositivos que incluyan la infiltración (Art. V.14. "Obras para el control de escurrimiento pluvial"), también hace un llamado a la investigación sobre las condiciones hidrogeológicas; además, de realizar pruebas de infiltración, tomando en cuenta la calidad de las aguas que se pretenden infiltrar. El Reglamento, además, define la recarga acuífera como el proceso de paso de las aguas lluvias por un medio poroso hasta llegar a un acuífero, y que generalmente es menor a la cantidad de agua infiltrada. (UES-OPAMSS. Investigación piloto de infiltración de agua lluvia.)

#### **5.1.1.2. Norma Técnica para la perforación de pozos profundos de ANDA**

La Norma Técnica para la perforación de pozos profundos de ANDA, (Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados) es decir, pozos con profundidades mayores a 30.0 m establece los estudios que todo proyecto de captación de agua subterránea mediante la perforación de un pozo debe realizar; así como criterios de selección del sitio que deben contar con permisos del MARN, Gobiernos Municipales, etc. También hace mención de especificaciones técnicas de diseño y construcción que se deben cumplir, tal que se adapten a las condiciones hidrogeológicas que prevalezcan en el sitio de la perforación.

#### **5.1.1.3. Manual de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS)**

Este manual surgió en Inglaterra dentro de la Asociación de Investigación e Información de la Industria de la Construcción (CIRIA). Los SUDS pueden

definirse como elementos integrantes de la infraestructura (urbano - hidráulico - paisajística) cuya misión es captar, filtrar, retener, transportar, almacenar e infiltrar al terreno el agua, de forma que ésta no sufra ningún deterioro e incluso permita la eliminación, de forma natural, de al menos parte de la carga contaminante que haya podido adquirir por procesos de escorrentía urbana previa. Todo ello tratando de reproducir, de la manera más fielmente posible, el ciclo hidrológico natural previo a la urbanización o actuación del hombre.

Los principios de los SUDS se centran en conseguir soluciones de gestión integrada del ciclo del agua, directamente ligadas a la protección medioambiental de las aguas receptoras.

#### **5.1.1.4. Manual de Diseño de Aguas Pluviales**

Este manual creado por el Departamento de Medio Ambiente y Recursos Naturales de Carolina del Norte con el propósito de ayudar a los diseñadores, desarrolladores, propietarios, contratistas y funcionarios locales, para determinar los Mejores Métodos de Gestión (BMP) y qué regulaciones de aguas pluviales se aplican mejor a su situación. El Diseño profesional con la información necesaria, tanto para cumplir adecuadamente con los mínimos requisitos de los diversos programas de aguas pluviales de Carolina del Norte, y para poder diseñar un BMP de aguas pluviales que cumpla con los objetivos de calidad del agua; no cubre todos los aspectos de la ingeniería civil y el diseño estructural necesario para un adecuado diseño y construcción.

## **5.2. TIPOS DE DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN EXISTENTES**

Dentro de la teoría para conseguir un mundo sostenible se han desarrollado las sponge cities (ciudades esponja); una solución concreta que están adoptando algunas ciudades para enfrentar el problema de las inundaciones, pero también para paliar los inminentes efectos del cambio climático (como la sequía). La idea es imitar a la naturaleza para convertirse en una ciudad esponja, es decir, que sea capaz de contener, absorber, limpiar y utilizar el potencial del agua de las lluvias y que el agua capturada se pueda usar para regar jardines y granjas urbanas, reemplazar el agua potable que se usa para limpiar los baños o incluso podría procesarse para que sea apta para consumo humano, esto ha sido una realidad en países como China, Alemania y Holanda, aunque en el AMSS este concepto por ahora no puede ser aplicado y está muy lejos de ser realidad.

Los dispositivos de infiltración se basan en el proceso de transferencia del flujo de agua de la superficie para el interior del suelo y la capacidad de infiltración depende de las características del suelo y del estado de humedad de la capa superior del mismo, denominada también zona no saturada o zona de aireación.

La percolación (objetivo de los dispositivos de infiltración) es el proceso de la conducción del agua a través de la capa no saturada del suelo (zona de aireación) hasta el nivel freático (zona saturada). La percolación también depende del estado de la humedad y el tipo de la capa superior del suelo, de

manera que los dispositivos de infiltración son los encargados de infiltrar el agua lluvia en zonas donde el movimiento del agua en el ciclo hidrológico ha sido frenado debido a las zonas impermeabilizadas por las urbanizaciones. Los dispositivos de infiltración pueden contribuir al control del escurrimiento superficial y, si fuese de interés, auxiliar a la recarga de acuíferos.

### **5.2.1. Principales Tipos de Dispositivos de Infiltración**

Los principales tipos de dispositivos para crear mayor infiltración de agua lluvia en el suelo se indican a continuación:

#### **5.2.1.1. Planos de infiltración**

Son áreas extensas, se caracterizan por recibir precipitación de un área impermeable vecina. Se pueden combinar por lo general con trincheras de infiltración. Dentro de este tipo se puede mencionar el siguiente dispositivo:

**Franjas Filtrantes:** las franjas filtrantes son franjas de suelo cubiertas de vegetación, anchas y con poca pendiente, emplazadas entre una superficie impermeable y el medio que recibe la esorrentía, (ver figura 5.1). Esta técnica favorece la sedimentación de las partículas y contaminantes arrastrados por el agua, así como la infiltración.

Las pendientes de las franjas filtrantes deben ser suaves y la anchura a atravesar por el agua lo mayor posible puesto que a mayor ancho y alta densidad de vegetación se obtiene una mayor capacidad filtrante y un

considerable grado de depuración. Las franjas filtrantes pueden acoger cualquier forma de vegetación natural, desde un prado hasta un pequeño bosque.

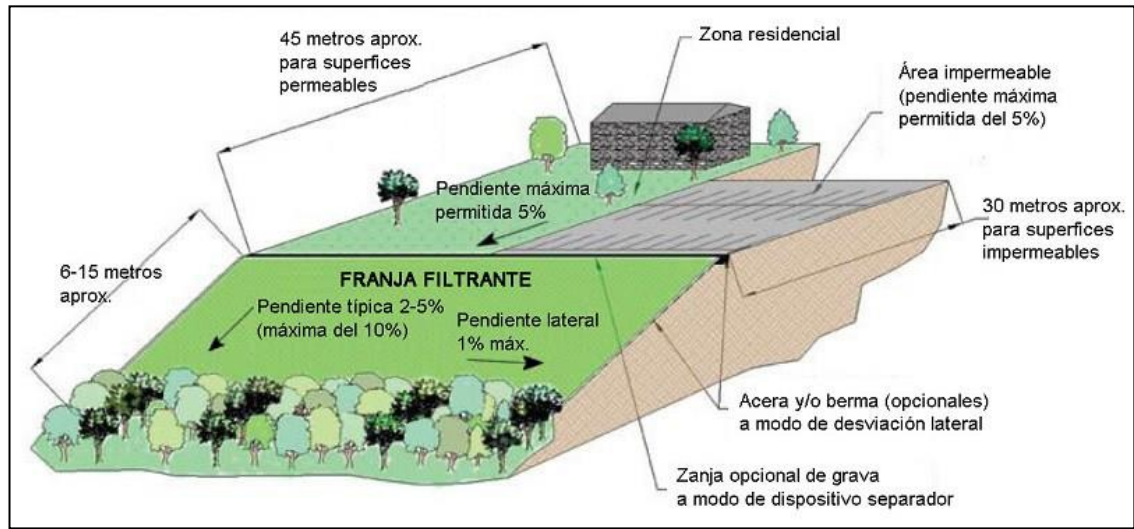


Figura 5.1. Esquema de franjas filtrantes.  
Fuente: Low Impact Development Manual for Michigan.

Aunque las franjas filtrantes pueden ser utilizadas en la mayoría de los lugares, hay que tener en cuenta que los suelos arcillosos y otros más de tipo impermeable limitan la efectividad del tratamiento de la escorrentía. Para aumentar la permeabilidad se puede modificar la porosidad del suelo. También se pueden incorporar pequeños desagües que ayuden a sacar el agua tras tormentas grandes. Lo idóneo es que la capa superior del suelo sobre el que se construye la franja filtrante drene bien y permita el crecimiento de una vegetación densa, preferentemente de hierba.



Figura 5.2. Franja filtrante.  
Fuente: Sitio web drenaje sostenible (SUD)

- Usos típicos.

- Recogida de agua de zonas adyacentes impermeables, como pueden ser los parques y carreteras.
- Gestión de la escorrentía en zonas residenciales y comerciales/industriales.

- Ventajas/beneficios.

- Adecuadas para tratar la escorrentía de grandes superficies impermeables adyacentes.



- Además de la filtración disminuye la escorrentía, facilitan la evaporación del agua.
- Como tratamiento previo del agua antes de pasar a otra técnica de drenaje urbano sostenible, es muy efectiva.
- Se integran fácilmente en el paisaje y pueden tener un gran valor estético.

- Desventajas y limitaciones.

- No son adecuadas en lugares inclinados
- No son convenientes en lugares donde el agua entrante tenga una alta carga de contaminación y haya un acuífero cerca.
- No atenúan de forma significativa el volumen de agua de escorrentía ni el caudal pico.

- Requisitos de mantenimiento.

- Hay que inspeccionarlas y limpiarlos periódicamente.
- Necesitan de un cuidado de la vegetación presente.

- Rendimiento

- Reducción de la caudal punta: ESCASO
- Reducción de volumen: ESCASO
- Tratamiento de calidad de agua: MEDIO
- Potencial beneficio social/urbana: MEDIO

### 5.2.1.2. Depresiones de infiltración

Son dispositivos de drenaje lateral, empleados habitualmente paralelos a las calles, caminos, estacionamientos y en conjuntos habitacionales. Dentro de este tipo se pueden mencionar los siguientes dispositivos:

**Depósitos de almacenamiento:** son depresiones en el terreno o embalses poco profundos que se diseñan para almacenar e infiltrar gradualmente la escorrentía generada en las superficies adyacentes, (ver Figura 5.3). El objetivo de estos depósitos es la transformación de un flujo superficial en subterráneo, eliminando los contaminantes mediante filtración, adsorción y transformaciones biológicas. Además de tener capacidad de tratar la contaminación disuelta, también tienen capacidad para minimizar los efectos de la contaminación térmica sobre los medios receptores, puesto que la temperatura del agua se templea con el ambiente antes de ser vertida. Puede tener forma irregular, con bases anchas y taludes laterales suaves, cubiertas de vegetación. Los desagües inferiores deben ser capaces de desaguar en todo momento para evitar colapsar el sistema.

El rendimiento de estas técnicas se puede mejorar colocando un sistema de pretratamiento que disminuya la entrada de sólidos en suspensión, reduciendo así el riesgo de colmatación de la zona de infiltración.

Para que esta técnica trabaje de forma óptima se recomienda que el área drenante sea inferior a 10 hectáreas, y su ocupación en planta sea entre un 2 y un 3 por ciento de dicha área. No debe instalarse en lugares con pendientes superiores al 15% y el fondo ha de mantenerse de forma horizontal. La diferencia de cotas entre la entrada y de la salida ha de estar en torno a los 90 centímetros. El nivel freático ha de estar a más de 1.2 metros de profundidad y el suelo ha de ser muy permeable, con una capacidad de infiltración superior a los 12 mm/hora.



Figura 5.3. Depósito de almacenamiento (depresión natural)  
Fuente: Sitio web drenaje sostenible (SUD)



Figura 5.4. Ecobloc dispositivo de infiltración  
Fuente: Revista Eco-Habitar

- Usos típicos:

- Gestión de la escorrentía en zonas residenciales de no muy alta densidad donde las aguas no arrastren una carga contaminante importante.

- Ventajas/beneficios:

- Reduce notablemente el volumen de escorrentía.
- Puede ser muy eficaz en la eliminación de contaminantes por filtración.
- Contribuye a la recarga de las aguas subterráneas y el aumento del flujo base.
- Sencillo y rentable de construir.
- Las variaciones en su rendimiento son fácilmente visibles.

- Desventajas y limitaciones:

- Nivel de fracaso potencialmente alto debido a la inadecuada ubicación, mal diseño o la falta de mantenimiento, especialmente si no se incorpora un pre-tratamiento adecuado.
- Se necesitan de estudios geotécnicos completos para confirmar la idoneidad para la infiltración.
- No son apropiados para el drenaje de zonas donde se concentran altas cargas de contaminantes en las aguas de escorrentía.
- Requieren de un área grande y plana.

- Requisitos de mantenimiento:

- Inspecciones periódicas para detectar signos de deterioro en el rendimiento y posibles obturaciones.
- Eliminación de restos y residuos.
- Limpiar las entradas y salidas de agua.
- Mantener en buen estado la vegetación.
- Controlar el nivel de sedimentos y eliminar cuando sea preciso.

- Rendimiento:

- Reducción del caudal punta: MEDIO
- Reducción de volumen: BUENO
- Tratamiento de calidad de agua: BUENO
- Potencial beneficio social/urbana: BUENO
- Potencial ecológico: BUENO

**Zanjas de infiltración:** Las zanjas de infiltración, son canales sin desnivel contruidos en laderas, los cuales tienen por objetivo captar el agua que escurre, disminuyendo los procesos erosivos, al aumentar la infiltración del agua en el suelo. Estas obras de recuperación de suelos, pueden ser contruidas de forma manual o mecanizada, y se sitúan en la parte superior o media de una ladera, para capturar y almacenar la esorrentía proveniente de las cotas superiores. Se utilizan principalmente para el control de la calidad, pero se pueden emplear también como estrategia de control de la cantidad del caudal de esorrentía en zonas residenciales de media-alta densidad y en zonas comerciales. Aunque hay que tener cuidado con el terreno donde se van a instalar, evitándose siempre localizaciones cerca de las cimentaciones de edificios o de carreteras.

El suelo en el que se emplazan estas obras ha de tener una capacidad de infiltración superior a 12 mm/h y no ha de tener arcillas que provoquen la colmatación. Trabajan con áreas de pequeñas dimensiones, entorno a las 2 hectáreas. Requieren de un período seco entre tormentas.

La distancia mínima al nivel freático debe ser de 1,2 metros para que puedan producirse las infiltraciones. Se suelen emplear geotextiles de filtro y separación para envolver el material granular, y desagües de emergencia para, en el supuesto de que se supere la capacidad de depósito de diseño, poder enviar el agua sobrante a la red de alcantarillado.

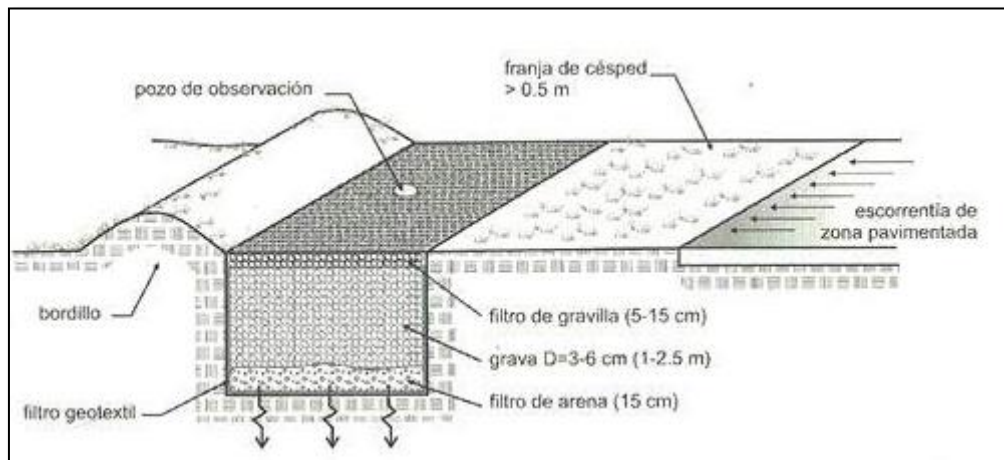


Figura 5.3. Estructura de una zanja de infiltración.



Figura 5.4. Zanjales de infiltración para recarga de acuíferos en Chile.  
Fuente: Centro Tecnológico de Hidrología Ambiental.

- Usos típicos:

- Recogida de agua de zonas adyacentes a caminos, parqueos, en zonas residenciales, comerciales e industriales. Las zanjales no pueden ir cerca de estructuras subterráneas de edificios.

- Ventajas/beneficios:

- Atenúan de forma significativa el volumen de agua de escorrentía y el caudal pico.
- Se integran fácilmente en el paisaje.

- Desventajas y limitaciones

- Se pueden obstruir con facilidad, por lo que no se recomiendan localizarlos en suelos finos (aquellos constituidos por limos o arcillas).
- Las acumulaciones de contaminantes y las obstrucciones son difíciles de ver.
- La tasa histórica de fracaso es alta debido a los mantenimientos deficientes, el mal emplazamiento o la presencia de grandes cantidades de desechos a la entrada.
- Limitados a pequeñas áreas drenantes.

- Requisitos de mantenimiento:

- Hay que inspeccionarlas para revisar posibles obstrucciones.
- Retirada de sedimentos.
- Retirada y limpieza de los materiales filtrantes.

- Rendimiento

- Reducción del caudal punta: MEDIO
- Reducción de volumen: ALTO
- Tratamiento de calidad de agua: ALTO
- Potencial beneficio social/urbana: BAJO
- Potencial ecológico: BAJO



**Cunetas Verdes (Swales):** Son estructuras lineales vegetadas de base ancha (mayores a 0,5 m) y talud tendido (menores a 1V:3H) diseñadas para almacenar y transportar superficialmente la escorrentía. Deben generar bajas velocidades (menores a 1-2 m/s) que permitan la sedimentación de las partículas para una eliminación eficaz de contaminantes. Adicionalmente pueden permitir la infiltración a capas inferiores.

Hay tres tipos de cunetas verdes:

- ✚ Las tradicionales, canales recubiertos de césped que se usan para transportar el agua de escorrentía.
- ✚ Las vegetales secas, con un filtro formado por un material muy permeable que permite que todo el volumen de agua se infiltre a través del fondo del canal. Se llaman así porque la mayor parte del tiempo no contiene agua.
- ✚ Las vegetales húmedas retienen el agua de forma permanente, para ello, se ejecutan en lugares que tienen el nivel freático elevado o tienen el suelo impermeable.

Para que funcionen correctamente, su extensión en planta ha de ser entre un 10% y un 20% del área total a drenar, que ha de ser inferior a 2 hectáreas. Un problema a evitar es la erosión por exceso de velocidad del agua. Por ello la pendiente longitudinal no ha de superar el 4%. Lo mejor es que tengan pendientes pequeñas. Si hay que aumentar la retención, se pueden construir

pequeñas barreras que aseguren un tiempo de retención mayor, ayudando a laminar las puntas en el flujo. Si están sobre zonas de protección de aguas subterráneas, se pueden sellar en su zona inferior, de manera que la cuneta vegetada mantenga todas sus ventajas hidráulicas, evitando la infiltración.



Figura 5.5. Cuneta verde seca localizada en parking asfaltado en Virginia.  
Fuente: Virginia DCR Stormwater Design.



Figura 5.6. Cuneta seca antes y después de un episodio de lluvia.  
Fuente: River Engineering and Urban Drainage Research Centre (REDAC).

- Usos típicos (Dren francés y cuneta verde).

- Gestión de la escorrentía en zonas residenciales y comerciales/industriales.
- Se pueden establecer sustituyendo a las convencionales en carreteras.

- Ventajas/beneficios.

- Fáciles de incorporar en el paisaje.
- Buena eliminación de contaminantes urbanos.
- Reducen el coeficiente de escorrentía y los volúmenes de agua generados.
- Tienen bajo costo.
- Su mantenimiento puede ser incorporado en la gestión general del paisaje urbano.
- La acumulación de elementos que dificulten su funcionamiento es fácil de detectar y eliminar.

- Desventajas y limitaciones.

- No son aptas en zonas escarpadas.
- La opción de poner árboles para tratarlas como zonas ajardinadas está muy limitada o no es conveniente.
- Existe riesgo de bloqueo en la conexión con el colector de salida.
- Requisitos de mantenimiento:

- Eliminación de residuos y cualquier elemento que obstruya la circulación del agua.
- Cortar periódicamente la hierba y eliminar los restos.
- Limpiar las entradas a las alcantarillas de desechos y sedimentos.
- Reparar las áreas erosionadas o dañadas.

- Rendimiento.

- Reducción del caudal punta: MEDIO
- Reducción de volumen: MEDIO
- Tratamiento de calidad de agua: BUENO
- Potencial beneficio social/urbana: MEDIO/BUENO
- Potencial ecológico: MEDIO.

### **5.2.1.3. Cuencas de percolación**

Dispositivos de percolación aplicados dentro de los lotes; para mayor duración es recomendable el uso de un filtro de material geotextil para retener el material fino transportado. Dentro de este tipo se pueden mencionar los siguientes dispositivos:

**Áreas de Biorretención:** son técnicas de drenaje urbano, diseñados principalmente para el control de la calidad del agua antes de su vertido al medio, ya que su capacidad para el control de caudal es bastante reducida. En estas áreas, que han de ser zonas algo deprimidas, se facilita la infiltración del

agua colocando un suelo muy permeable bajo una capa de filtro orgánico y un dren colector de arena o gravilla, usualmente son arriates vegetativos, parques y plazas, etc. La eliminación de la contaminación se optimiza mediante la presencia de vegetación. Para un perfecto funcionamiento de estas técnicas se precisa de un sistema de pretratamiento como una zanja vegetal de infiltración y un dren filtrante perimetral de arena. También es aconsejable la colocación de un desagüe de emergencia. El alto rendimiento de esta técnica en la eliminación de contaminantes se debe a la variedad de mecanismos presentes. Las áreas de Biorretención reduce la velocidad de la escorrentía permitiendo la deposición de las sustancias de mayor tamaño. En la zona de detención se facilita la infiltración, evaporación y la sedimentación de partículas. El filtro orgánico favorece el crecimiento de microorganismos que eliminan hidrocarburos y materia orgánica. Estos contaminantes también se eliminan en el suelo filtrante, además de hacerlo también los metales pesados y nutrientes. La vegetación favorece la remoción de contaminantes y la estabilización del suelo.



Figura 5.7. Áreas de Biorretención.  
Fuente: Sitio web drenaje sostenible (SUD)

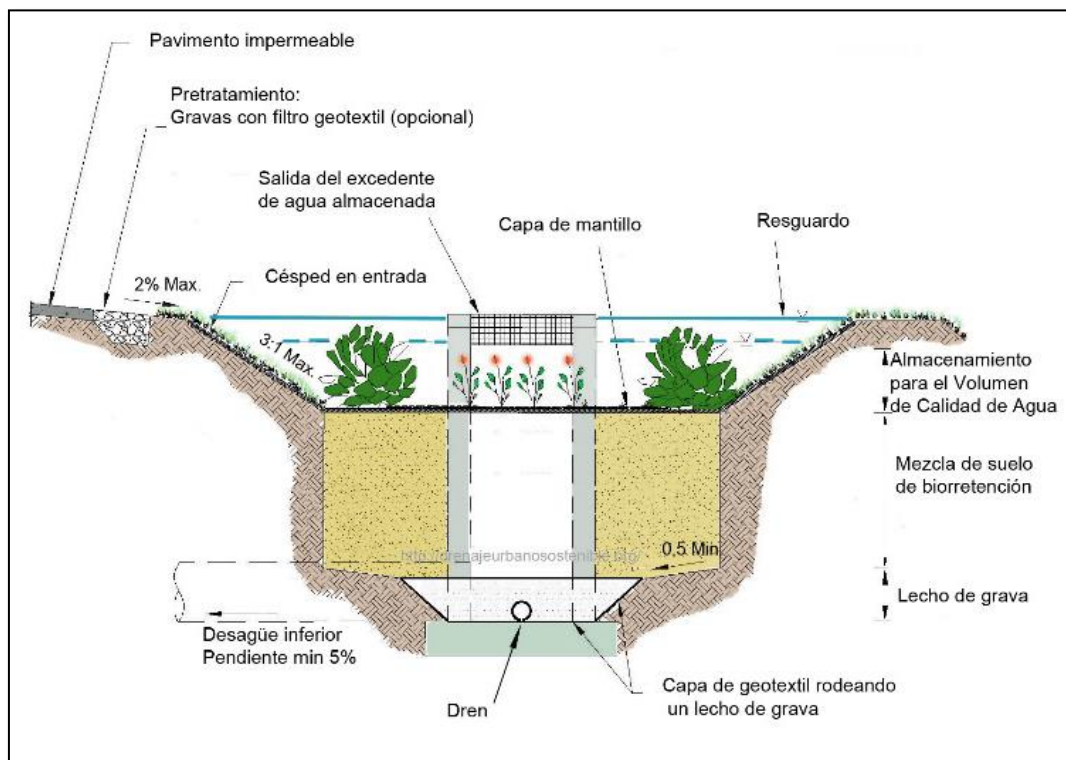


Figura 5.8. Sección transversal de Áreas de biorretención.  
Fuente: Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible.

El volumen de agua es infiltrado a través del preparado edáfico y sale por el sistema de drenes. Los requerimientos necesarios para la disposición de esta técnica son: que el área de drenaje debe estar entre las 0.2 y 1 hectáreas, el tamaño mínimo que ha de tener es de uno 18 m<sup>2</sup>, la pendiente del terreno donde se sitúa no ha de superar el 6% y la distancia mínima al nivel freático es de 0.6 m.

- Usos típicos:

- Gestión de la escorrentía en zonas residenciales y comerciales.
- Esta técnica trata la escorrentía de extensiones de más o menos una hectárea, si se quiere tratar una superficie mayor, es recomendable usar varias áreas de biorretención y dividir dicha superficie.
- Son superficies ajardinadas en depresión que además pueden tener otros usos como islas en estacionamientos, medianas de carretera o de funcionalidad estética en calles.

- Ventajas/beneficios:

- Reducen la escorrentía, es recomendable en zonas muy impermeables, como las áreas de aparcamiento.
- Elimina sedimentos finos, metales pesados, bacterias, nutrientes y materia orgánica.

- Su diseño es flexible, hay varias opciones según diferentes condiciones que pueden darse.
- Son estéticamente atractivas

- Desventajas y limitaciones:

- No son apropiadas en zonas con pendientes superiores al 15%.
- Las altas cargas de sedimentos pueden causar problemas, se recomienda algún tipo de pretratamiento.
- Flujos concentrados pueden necesitar una consideración especial en el diseño.

- Requisitos de mantenimiento:

- Mantenimiento de rutina de zonas ajardinadas, eliminación de malas hierbas y retirada de restos de poda y de plantas muertas.
- Control de los sedimentos en la zona de césped.

- Rendimiento

- Reducción del caudal punta: MEDIO
- Reducción de volumen: MEDIO (alto con infiltración)
- Tratamiento de calidad de agua: BUENO
- Potencial beneficio social/urbana: BUENO
- Potencial ecológico: MEDIO



**Humedales artificiales:** son elementos artificiales, de escasa profundidad y con una elevada densidad de vegetación emergente, propia de pantanos y zonas húmedas. Esta alta cantidad de vegetación hace que los niveles de bioeliminación de contaminantes sean más que notables.

Además de la gran efectividad en el control de la calidad del agua, también son de utilidad en el control del volumen de esorrentía. Un punto a tener en cuenta en el diseño de estos elementos es la importancia de asegurar siempre un flujo base, especialmente en períodos de sequía, ya que es imprescindible para mantener con vida la flora y la fauna que habitan en el humedal. Una de las ventajas más significativas de estas técnicas es que aporta un gran potencial ecológico, estético, educacional y recreativo al lugar en el que son emplazadas. A la hora de su diseño hay que tener en cuenta que las áreas de drenaje han de estar en torno a las 10 hectáreas, la pendiente longitudinal no ha de superar el 8%, la diferencia de cotas entrada-salida tiene que estar entre 0,9 y 1,5 metros y el suelo ha de impermeabilizarse si hay algún acuífero cercano. Para que los rendimientos de funcionamiento sean adecuados, en el diseño de cualquier humedal hay que dimensionar cuatro zonas interdependientes con varias profundidades.

Estas cuatro zonas son:

- ✚ Zona de aguas profundas, con un calado entre 0,5 y 1,8 metros y donde se desarrolla vegetación sumergida y flotante.

- ✚ Zona baja de vegetación emergente, con un calado pequeño, entre 6 cm y medio metro.
- ✚ Zona alta de vegetación emergente, desde los 6 cm hasta el nivel normal del estanque. En esta zona hay que incorporar una gran variedad de especies vegetales y su extensión ha de ser superior a la de la zona baja.
- ✚ Zona inundable, es la situada por encima del volumen permanente y que se inunda durante los episodios de mayor intensidad.

Hay varias clasificaciones de humedales artificiales, las propuestas por el CEDEX (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas) son:

- Humedal poco profundo, cuyo volumen de agua permanente puede oscilar entre el volumen de calidad y el triple de su valor, por lo que ocupa una gran extensión.
- Humedal poco profundo de detención extendida, el volumen permanente es sólo una fracción del volumen de calidad de agua, por lo que los requerimientos de espacio son menores.
- Sistema de humedales, compuesto por dos zonas, un estanque de retención donde se retienen los sólidos más gruesos y una zona de marisma somera con vegetación donde se eliminan más contaminantes.
- Pequeños humedales, diseñados para cuencas drenantes de entre 2 y 5 hectáreas.

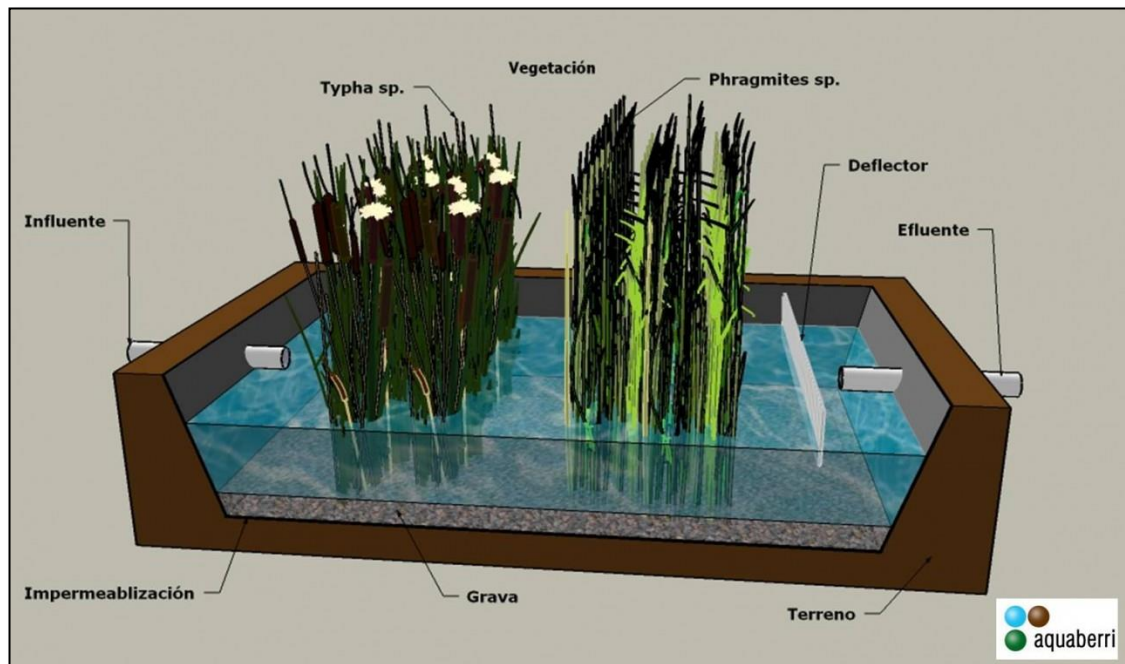


Figura 5.9. Humedal Artificial de Flujo Sub-superficial Vertical.  
Fuente: Tecnologías naturales de depuración y tratamientos de agua.



Figura 5.10. Humedal Artificial.  
Fuente: Instituto Universitario del Agua y de la Ciencias Ambientales.

- Usos típicos.

- Gestión de la escorrentía en zonas residenciales de no muy alta densidad, aunque pueden construirse a diferentes escalas, dependiendo del nivel de urbanización.
- Gestión de la calidad del agua de escorrentía urbana, son capaces de retener una alta gama de contaminantes.

- Ventajas/beneficios.

- Excelente capacidad de eliminación de contaminantes.
- Con ciertos cuidados, pueden utilizarse donde las aguas subterráneas son vulnerables.
- Buena aceptabilidad por parte de la comunidad.
- Alto potencial ecológico, estético y beneficios sociales y paisajísticos.
- Pueden revalorizar una comunidad, al incrementar su valor paisajístico.

- Desventajas y limitaciones.

- Requieren de una elevada ocupación del suelo.
- Se necesita de un flujo base mínimo.
- Tiene un limitado rango de calados efectivos para la atenuación de flujo.
- Pueden aparecer problemas de eutrofización.
- Poca reducción del volumen de escorrentía.
- No son convenientes en sitios con pendiente.

- La posible colonización por especies invasoras aumentaría los requerimientos de mantenimiento.
- Rendimiento susceptible de variar con las entradas de sedimentos.

- Requisitos de mantenimiento.

- Eliminación de restos y residuos.
- Limpiar las entradas y salidas de agua.
- Mantener en buen estado la vegetación, en este caso se necesitarán técnicos
- con conocimientos avanzados de botánica.
- Controlar el nivel de sedimentos y eliminar cuando sea preciso.

- Rendimiento.

- Reducción del caudal punta: BUENO
- Reducción de volumen: ESCASO
- Tratamiento de calidad de agua: BUENO
- Potencial beneficio social/urbana: BUENO
- Potencial ecológico: BUENO

**Lagunas de Infiltración:** son lagunas artificiales que tienen agua de forma permanente por lo que permiten la proliferación de flora y fauna acuáticas, (ver figura 5.13) Su profundidad ha de estar comprendida entre 1,2 y 2 m. El volumen de agua constante oculta bancos de sedimentos antiestéticos e incrementa el rendimiento en la eliminación de nutrientes, metales pesados, coliformes y materia orgánica. La característica fundamental que tienen los estanques de retención es su capacidad de eliminación de contaminantes, ya sea por sedimentación o por procesos de biodegradación llevados a cabo por las plantas y microorganismos que allí habitan.

Se dimensionan para garantizar largos periodos de retención de la escorrentía, de 2 a 3 semanas. Ya que requieren de un caudal base elevado, este tipo de estanque se utiliza en estrategias de control regional.

Los principales condicionantes físicos a los que está sujeta el establecimiento de esta medida de control de la escorrentía son que necesita de grandes extensiones del área de drenaje de unas 10 hectáreas aproximadamente, la pendiente longitudinal del perfil no puede superar el 15% y la diferencia de cotas entre la entrada y la salida ha de estar comprendida entre 1,2 y 1,8 metros. Otro factor importante en el diseño de estos elementos es su localización, deben evitarse zonas próximas a acuíferos y si no puede ser, hay que impermeabilizar el fondo del estanque para evitar que los agentes contaminantes lleguen a las aguas subterráneas.



Figura 5.11. Ejemplo de Laguna de infiltración.

Fuente: Sitio web drenaje sostenible (SUD)

**Estanques de Retención:** Los estanques de retención se clasifican en:

- ✚ Estanque de retención propiamente dicho, es aquel en el que el volumen de agua permanente es igual al volumen de calidad de agua.
- ✚ Estanque de retención extendido, el volumen de agua permanente es un porcentaje mayor del 50% al volumen de calidad de agua.
- ✚ Micro-estanque de retención, el volumen de agua a tratar es inferior a una quinta parte del volumen de calidad, el rendimiento de tratamiento es bueno para pequeñas cuencas de unas 4 hectáreas.
- ✚ Sistemas de estanques múltiples, la suma del volumen de todos los estanques componentes del sistema es igual al volumen de calidad de agua. Al incrementar los tiempos de retención del agua, la eliminación de sustancias no deseables es más efectiva, pero en contraposición necesitan de más espacio

Tanto para lagunas de infiltración como para estanques de retención:

- Usos típicos.

- Gestión de la escorrentía en zonas residenciales de no muy alta densidad donde además de dar valor paisajístico puede tener otros usos sociales.

- Ventajas/beneficios.

- Tiene capacidad de gestión para tormentas con período de retorno alto.
- Elimina buena capacidad de contaminantes urbanos
- Con el fondo impermeabilizado, puede utilizarse donde las aguas subterráneas sean vulnerables.
- Suele tener buena aceptabilidad en las comunidades
- Alto potencial ecológico, estético y puede tener usos recreativos.
- Pueden agregar valor a las propiedades locales.

- Desventajas y limitaciones.

- No se produce ninguna reducción significativa en el volumen de escorrentía.
- Sin una entrada de agua regular, se pueden dar condiciones de anaerobiosis.
- En zonas densamente pobladas existe limitación de espacio.
- No es recomendable su construcción en zonas escarpadas.
- Colonizaciones por especies invasoras podrían aumentar las necesidades de mantenimiento.



- Requisitos de mantenimiento.

- Eliminación de restos y residuos.
- Mantener en buen estado la vegetación.
- Limpiar las entradas y salidas de agua.
- Controlar el nivel de sedimentos y eliminar cuando sea preciso.

- Rendimiento

- Reducción del caudal punta: BUENO
- Reducción de volumen: ESCASO
- Tratamiento de calidad de agua: BUENO
- Potencial beneficio social/urbana: BUENO
- Potencial ecológico: BUENO



Figura 5.12. Estanque de Retención.  
Fuente: Sitio web drenaje sostenible (SUD)

#### **5.2.1.4. Pozos de infiltración**

Dispositivos empleados en asociación con redes de drenaje urbano, generalmente en zonas donde puede asegurarse la buena calidad del flujo infiltrado.

**Pozos de infiltración:** Los pozos de infiltración son sistemas subterráneos de almacenamiento temporal de la escorrentía aportada por zonas urbanizadas. Por medio de la implementación de este sistema se puede disminuir el aporte de estas aguas a la red principal de alcantarillado. Se recomienda no utilizarse en suelos poco permeables y que queden algo por encima del nivel freático para permitir exfiltraciones al terreno. Como se puede producir la contaminación del suelo en dichas exfiltraciones, se aconseja la colocación de algún tipo de filtro en el conducto que transporta el agua hasta el pozo.

En la etapa de diseño debe tenerse en cuenta el tipo de terreno sobre el que se está trabajando, su tasa de infiltración debe ser adecuada y el nivel freático no debe verse afectado por la excavación. Además, la Asociación de Investigación e Información de la Industria de la Construcción, Inglaterra (2001), establece que no se pueden construir estos sistemas demasiado cerca de un edificio o una carretera para no afectar las cimentaciones

Se suelen emplear geotextiles de filtro y separación para envolver el material granular, y desagües de emergencia para, en el caso que se supere la

capacidad de depósito de diseño, se puede enviar el sobrante a la red de alcantarillado. También se dispone una tubería permeable en la base que recoge el agua, por lo que la Dirección de Investigaciones Científicas y Tecnológicas del Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile (1996), establece la construcción de pozos de registro para los cambios de dirección y la limpieza de la zanja.

La Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos, (1999), indica que tanto la vida útil del dispositivo, como el nivel de depuración obtenido, dependen de un correcto diseño que puede incluir un sistema de pretratamiento a la entrada.

- Ventajas/beneficios.

- Permite evitar que un terreno se sature de agua en la superficie.
- Permite evitar la formación de aguas estancadas que favorecen la proliferación de mosquitos.
- En ciertos casos, este método puede ser más sencillo y barato que llevar el agua hasta una cuneta o una red de alcantarillado.
- Fácil de construir y mantener a nivel local.
- Ocupa poco espacio.

- Desventajas.

- Si el agua evacuada está contaminada o muy sucia, la capa freática (que tiene que ser muy baja) y el suelo estarán directamente contaminados.
- El pozo de absorción no tiene capacidad de depuración. Por lo tanto, su eficacia de tratamiento puede ser baja de acuerdo con su construcción.

- Riesgos.

- Si el agua vertida en el pozo de absorción contiene residuos sólidos o impurezas, el pozo puede colmatarse al cabo de cierto tiempo y no poder cumplir su función, lo que, por cierto, puede llevar a su desbordamiento. Para evitar que esto suceda, se puede dirigir el agua hacia un pozo de decantación antes de verterla en el pozo de absorción. Así, la arena y los residuos se acumulan en el fondo del pozo de decantación y no perturban el funcionamiento del pozo por lo que debe limpiarse con frecuencia.

- Precauciones.

- El pozo de infiltración debe ubicarse a una distancia de por lo menos 30 m. de cualquier pozo de agua y a una distancia igual a por lo menos su profundidad de cualquier edificio.
- El suelo debe ser bastante permeable a poca profundidad.
- No debe excavar en caso de nivel freático alto.

- El pozo de infiltración debe estar bastante lejos de cualquier árbol o planta para que ninguna raíz pueda alcanzarlo.
- En el marco de un proyecto de desarrollo técnico de un pueblo, una ciudad o un barrio, la simple realización técnica de pozos de infiltración no es suficiente, e incluso se corre el riesgo de fracasar si no ha sido precedida de una campaña de sensibilización de la población a los problemas de higiene y de salud, para que pueda apropiarse del programa y modificar sus prácticas de higiene y de salud.

- Rendimiento

- Reducción del caudal punta: ALTO
- Reducción de volumen: ALTO
- Tratamiento de calidad de agua: BAJO
- Potencial beneficio social/urbana: MEDIO
- Potencial ecológico: BAJO



Figura 5.13. Pozos de infiltración aplicados en la ciudad de México.  
Fuente: Sitio web <http://hidropluviales.com/>

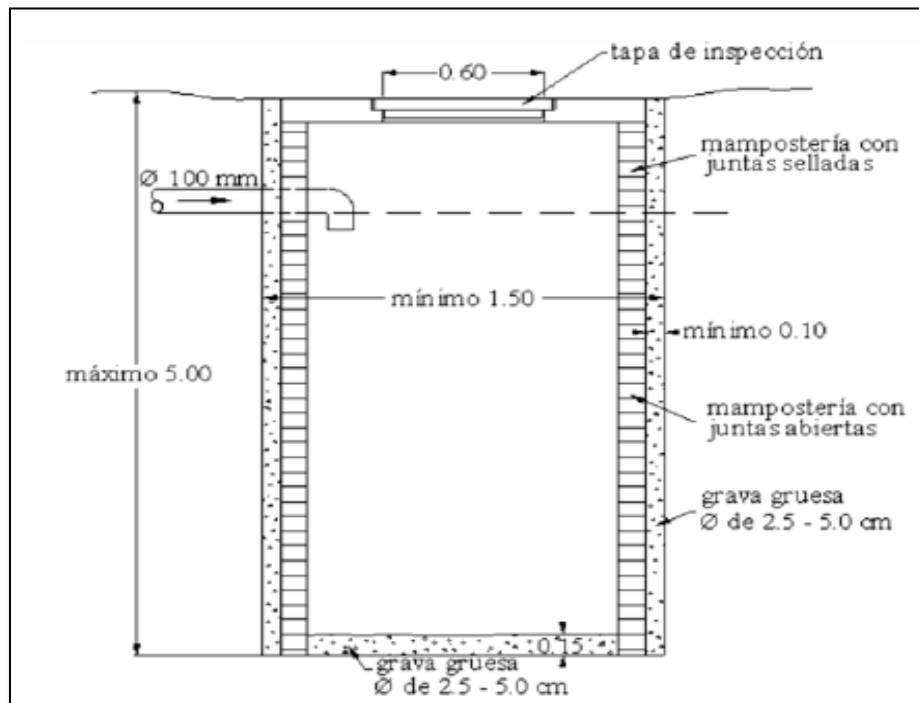


Figura 5.14. Diseño típico de un Pozo de absorción/infiltración Construido in-situ.

Fuente: Centro Panamericano de ingeniería sanitaria y ciencias del ambiente (Agencia Suiza para el desarrollo y la cooperación, 2003)

### 5.2.1.5. Pavimentos permeables

La utilización de los pavimentos permeables en áreas urbanas objetiva reducir el caudal drenado superficialmente, mejorar la calidad del agua y contribuir para el aumento de la recarga de agua subterránea. Pueden ser utilizados en áreas de esparcimiento, estacionamientos, áreas deportivas y calles de poco tráfico.

**Pavimento Permeable:** Según Ana Abellán [Abellán. 2015], son pavimentos, continuos o modulares, que dejan pasar el agua a través de ellos, permiten que ésta se infiltre por el terreno o sea captada y retenida en capas sub-superficiales para su posterior reutilización o evacuación.

Si el pavimento se compone de varias capas, todas ellas han de tener permeabilidades crecientes desde la superficie hacia el subsuelo. El agua atraviesa la superficie permeable, que actúa a modo de filtro, hasta la capa inferior que sirve de reserva, atenuando de esta forma las puntas del flujo de escorrentía superficial. El agua que permanece en esa reserva puede ser transportada a otro lugar o infiltrada, si el terreno lo permite. Además, las distintas capas permeables retienen partículas de diversos tamaños, aceites y grasas (incluso algunos hidrocarburos retenidos pueden llegar a ser biodegradados).

Existen diversas tipologías de superficies permeables, entre ellas están: Pavimentos continuos de cualquier tipo de mezcla porosa (asfalto, concreto, resinas, etc.), césped, césped reforzado, gravas, bloques impermeables con juntas permeables, bloques y baldosas porosas, pavimento de bloques impermeables con huecos rellenos de césped o grava, pavimento de bloques impermeables con ranuras sin relleno alguno o pavimento de bloques porosos (ver algunos tipos en la figura 5.17).

Este tipo de técnica de drenaje urbano sostenible puede utilizarse para áreas drenantes inferiores a 4 hectáreas con pendientes inferiores 2.5%. La distancia hasta el nivel freático ha de ser superior a los 1.2 metros y la capacidad de infiltración del suelo de 1.2 mm/hora o mayor.

Araújo et al. (2000) presentaron un estudio en el cual fue evaluada la eficiencia de los pavimentos permeables en la reducción del escurrimiento superficial, a través de simulaciones experimentales, comparando el escurrimiento generado en diversos tipos de pavimento y en el suelo compactado. Fueron efectuados experimentos utilizando simuladores de lluvia en módulos de 1 m<sup>2</sup>, para cuatro tipos diferentes de coberturas urbanas: (a) terreno existente; (b) superficies semipermeables; (c) superficies impermeables; (d) superficies permeables. El análisis comparativo entre los pavimentos permeables y los restantes tipos de pavimentos permitió evaluar la reducción en el escurrimiento superficial generado y arrojó elementos para la elección de esta solución en diferentes proyectos de áreas urbanas, tales como estacionamientos y paseos de áreas públicas e privadas.

El exceso de agua se controla mediante un desagüe diseñado con dicho objetivo. La misión de los geotextiles en este tipo de pavimentos es primordial puesto que actúan como filtro, separación o como refuerzo estructural. Estos pavimentos permeables se emplean en zonas con baja intensidad de tráfico, calles residenciales o zonas de aparcamiento, no estando recomendados en zonas industriales, gasolineras o lugares en los que se acumulan cantidades de metales pesados importantes.



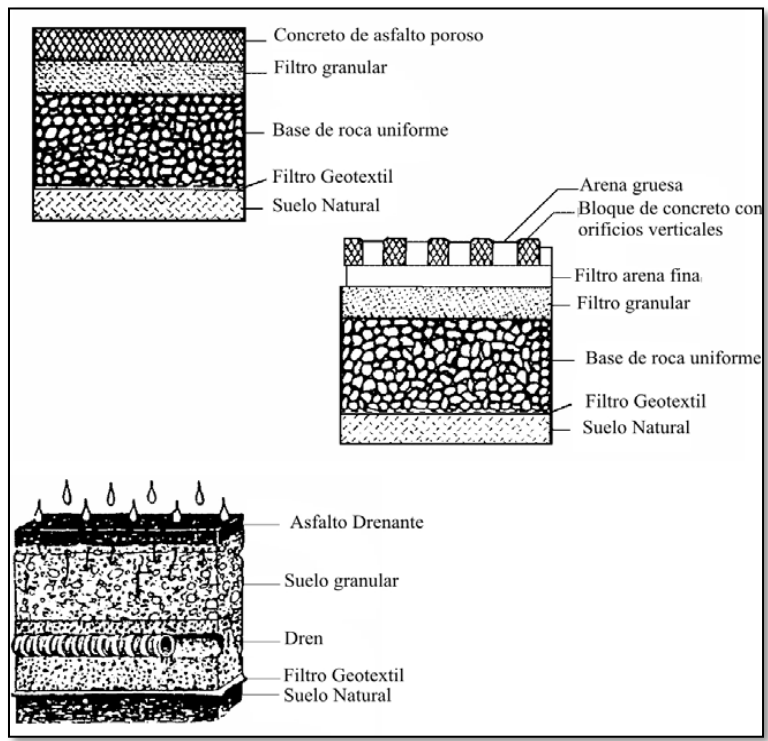


Figura 5.15. Funcionamiento del concreto permeable.

Fuente: Diseño de cinco prototipos de sistemas de infiltración de aguas lluvias para el manejo de la escorrentía superficial en el AMSS.

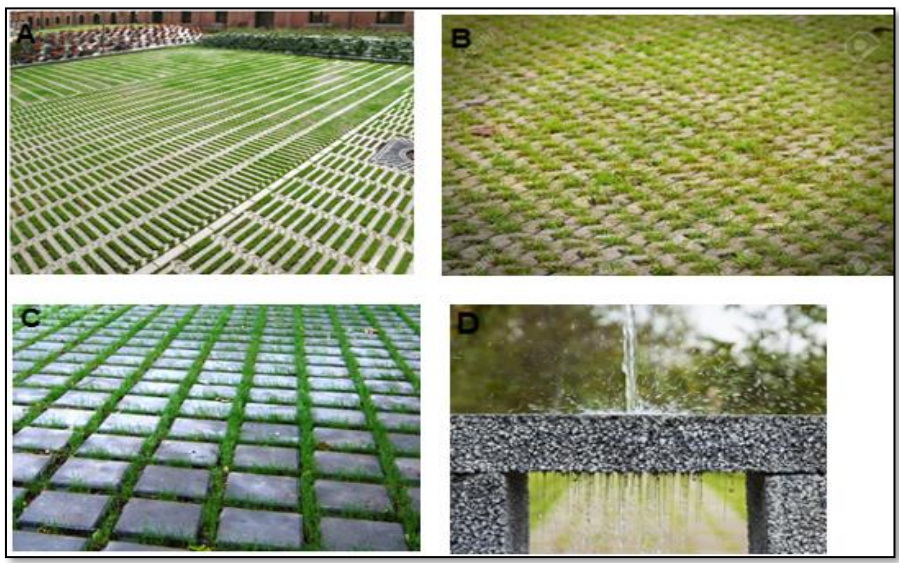


Figura 5.16. Dispositivos de pavimento permeables.

A.Cuadrícula de plástico reforzada, B.Cuadrícula de plástico reforzado con grava, C.Adoquines y D.Concreto hidráulico permeable.

- Usos típicos:

- En parqueos, aceras y calles con poco tráfico.
- Gestión de la calidad del agua de escorrentía urbana, son capaces de retener una alta gama de contaminantes.

- Ventajas/beneficios:

- Reducen los picos de caudal disminuyendo el riesgo de inundación.
- Reducción de los efectos de la contaminación en el agua de escorrentía.
- Pueden ser usados en zonas de alta densidad poblacional.
- Reducción de la necesidad de realizar excavaciones profundas para colocación de sistemas de drenaje convencionales, lo que abarata costos.
- Gran flexibilidad en diseño y tipos.
- Permiten un doble uso del espacio.
- Reducen o eliminan la presencia de resumideros y colectores.
- Eliminan el encharcamiento superficial.
- Son resistentes a la falta de mantenimiento.

- Rendimiento

- Reducción del caudal punta: ALTO
- Reducción de volumen: ALTO
- Tratamiento de calidad de agua: MEDIO
- Potencial beneficio social/urbana: MEDIO
- Potencial ecológico: BAJO

#### **5.2.1.6. Trincheras de infiltración**

**Trincheras de Infiltración:** Son zanjas poco profundas rellenas de material filtrante (granular o sintético), con o sin conducto inferior de transporte, concebidas para captar y filtrar la escorrentía de superficies impermeables contiguas con el fin de transportarlas hacia aguas abajo. Además, pueden permitir la infiltración y la laminación de los volúmenes de escorrentía. Estos son usados con otros dispositivos de infiltración, por ejemplo, con zanjas y pueden usarse como para transportar al pozo de infiltración, también son usados para drenar agua estancada de lugares difíciles en jardín y sótanos, y no puede faltar el uso que se da en taludes y muros de retención.

El tiempo de estancia del agua en el dren debe ser suficientemente alto y la velocidad del agua suficientemente lenta para que exista infiltración a través del geotextil. De esta manera, en algunos drenes no es necesario dirigir el agua hasta el punto de vertido, pues al cabo de una cierta longitud se ha infiltrado totalmente.

Además, también reducen la contaminación, especialmente los sólidos en suspensión y los metales pesados. Su mayor aplicación es en el drenaje de las carreteras, situándose a lo largo del borde de éstas. Son especialmente indicadas en terrenos de baja permeabilidad o donde la infiltración del agua al terreno pueda poner en peligro la estabilidad de las estructuras cercanas, ya que las zanjas conducen la escorrentía aguas abajo.

Otra de las funciones de las zanjas será ralentizar el flujo del agua, de forma que disminuya la punta de caudal. Estas zanjas pueden incorporar un tubo-dren en la parte inferior que facilitará el transporte del agua.

Existen distintos tipos. Entre las más habituales se destacan:

- Trincheras con conductos perforados: son un caso especial de cuenco de percolación, en el cual el control del escurrimiento es parcial. Generalmente se asocian a la red de escurrimiento urbano;
- Trincheras sin conductos perforados: permiten el control total del escurrimiento y generalmente se emplean en lotes, es decir, en el control en la fuente;
- Cordones permeables: son dispositivos utilizados en condominios, industrias o áreas comerciales y residenciales cerradas.

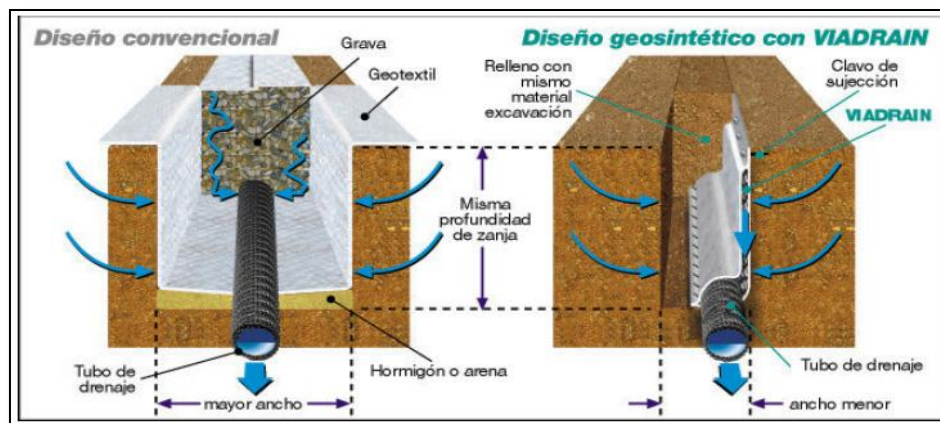


Figura 5.17. Sección transversal de trincheras de infiltración  
Fuente: Sitio web: <https://construblogspain.wordpress.com/>



Figura 5.18. Trinchera de infiltración terminada.

Fuente: Control de escorrentías urbanas mediante pozos de infiltración: Aplicación práctica a un tramo del Colector de aguas lluvias de la localidad de Fontibón Bogotá D.C.

- Usos típicos:

- Recogida de agua de zonas adyacentes a caminos, parqueos, en zonas residenciales, comerciales e industriales. Las zanjas no pueden ir cerca de estructuras subterráneas de edificios.

- Ventajas/beneficios:

- Atenúan de forma significativa el volumen de agua de escorrentía y el caudal pico.
- Se integran fácilmente en el paisaje.

- Desventajas y limitaciones

- Se pueden obstruir con facilidad, por lo que no se recomiendan localizarlos en suelos finos (aquellos constituidos por limos o arcillas).

- Requisitos de mantenimiento:

- Hay que inspeccionarlas para revisar posibles obstrucciones.
- Retirada de sedimentos.
- Retirada y limpieza de los materiales filtrantes.

- Rendimiento

- Reducción de la caudal punta: MEDIO
- Reducción de volumen: ALTO
- Tratamiento de calidad de agua: ALTO
- Potencial beneficio social/urbana: ALTO

Potencial ecológico: MEDIO

### **5.3. DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN EXISTENTES EN EL AMSS**

#### **5.3.1. Pozos de infiltración**

Uno de los dispositivos de infiltración que más han sido implementados es el Pozo de infiltración. La localización de este tipo de dispositivo vertical ha sido idealizada para ser implementada en zonas rurales o semiurbanas, debido a que en estas áreas se minimiza el grado de contaminación del agua infiltrada hacia las capas profundas. Por lo tanto, puede ser un dispositivo ideal para aquellas urbanizaciones nuevas que disponen de lotes amplios dotados de gran porcentaje de áreas verdes.

Distintos autores han optado por diferentes características para este tipo de dispositivo, que es el más empleado actualmente en la zona del AMSS. En la urbanización Madre Selva, municipio de Antigua Guatemala Al nor-poniente de Plan de la Laguna en 1990 fue utilizado este tipo de dispositivo, que hasta el presente ha demostrado buen funcionamiento.

Otros proyectos que utilizan este tipo de dispositivo son:

- ✓ Urbanización Portal del Casco (2012) Finca El Espino Antigua Guatemala.
- ✓ Urbanización Linda Vista (1999) Cantón El Carmen en San Salvador.
- ✓ Bodegas de Distribuidora DLF Esquivel (2014)

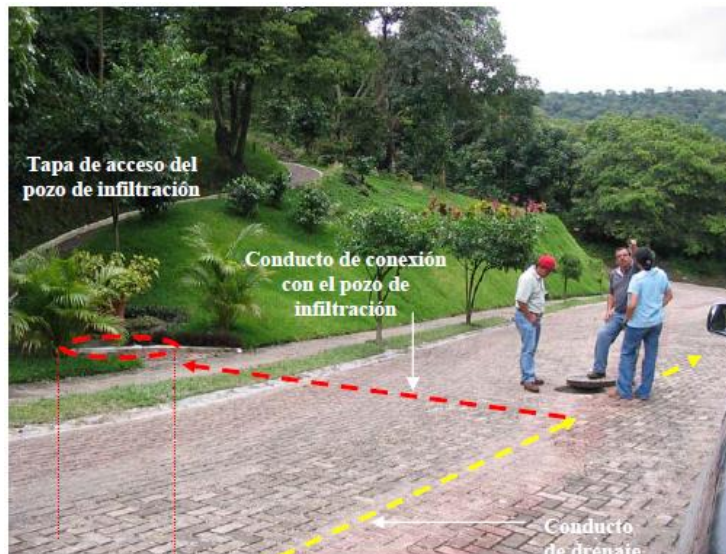


Figura 5.19. Fotografía pozo de infiltración en la urbanización Madre Selva (AMSS)  
Fuente: Dispositivos de regulación y control del drenaje pluvial urbano. Bertoni (2005)

La vida útil de este tipo de dispositivo depende del mantenimiento. El trabajo de mantenimiento consiste en el retiro, limpieza (mediante lavado) y reposición de la capa de material pétreo de granulometría media. La frecuencia de este mantenimiento dependerá de las condiciones de escurrimiento, aunque como término medio puede considerarse de 2 a 3 años.



Figura 5.20. Fotografía tapa de acceso de un pozo de infiltración en la region del AMSS  
Fuente: Dispositivos de regulación y control del drenaje pluvial urbano. Bertoni (2005)



Figura 5.21. Fotografías de pozo de infiltración en proyecto Portal del Casco  
Fuente: Investigación piloto de infiltración de agua lluvia como dispositivo de control de escurrimiento pluvial. OPAMSS-UES (2017)



### 5.3.2. Depósito de almacenamiento e infiltración

Es un reservorio subterráneo de regulación e infiltración, la localización de este tipo de dispositivo ha sido idealizada para lotes urbanos de con dimensiones menores a 500 m<sup>2</sup>, en los cuales es posible implementar estructuras de infiltración. Consiste en un dispositivo de control en la fuente con infiltración.

Posee un canal amortiguador de crecidas, que en este caso deberá ser necesariamente de tipo subterráneo. Su salida estará conectada a la cañería colectora de drenaje pluvial del lote, antes del egreso de la misma hacia la calle (Figura 5.24). Dependiendo de las características del lote, la salida del dispositivo podrá estar conectada directamente al sistema de macro drenaje urbano. Una tapa de acceso deberá permite el acceso al/los receptáculo/s para efectuar tareas de limpieza.

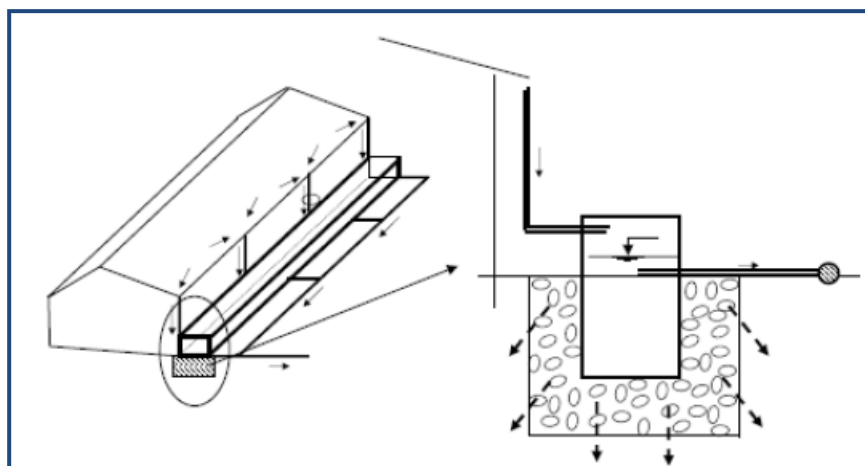


Figura 5.22. Características básicas del dispositivo de regulación e infiltración.  
Fuente: Dispositivos de regulación y control del drenaje pluvial urbano. Bertoni (2005)

En la Urbanización Residencial Paso Fresco que se encuentra emplazada en la calle al Volcán, Municipio de Santa Tecla, posee una superficie aproximada de 2 ha, con 38 lotes de 400 m<sup>2</sup> de superficie promedio y un porcentaje de áreas impermeables del 70 %. Esta urbanización ha sido desarrollada a partir del año 2004; en ella el grupo de trabajo de la Unidad Ambiental (UA) de OPAMSS propuso un dispositivo de regulación del flujo que constituye una de las primeras medidas en su tipo dentro de la región del AMSS.

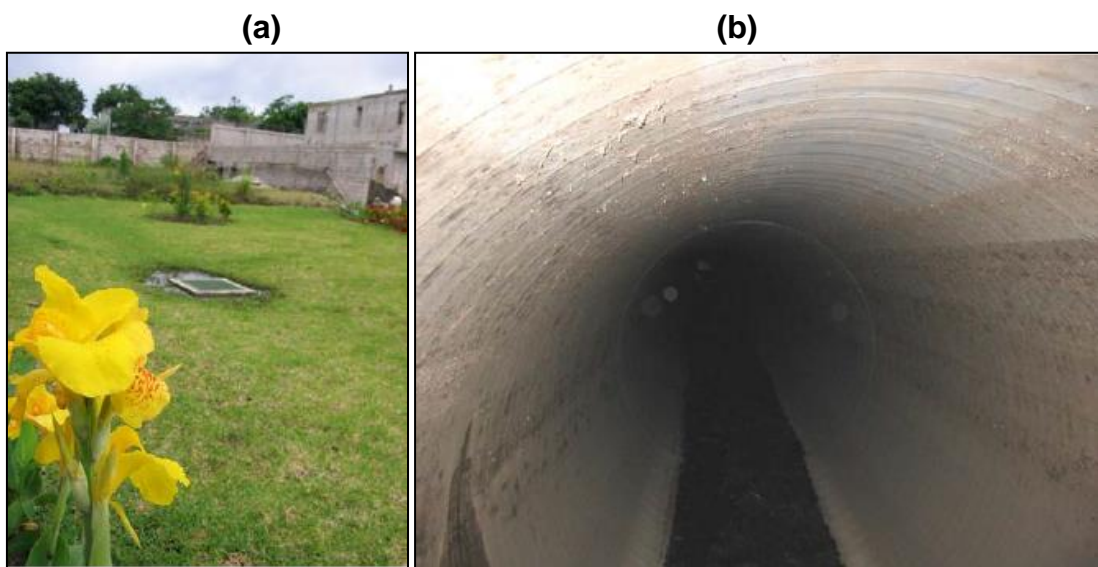


Figura 5. 23. Dispositivo de regulación por conducto (urbanización Paso Fresco).  
(a) Vista de una de las cámaras de acceso al dispositivo regulador. (b) Vista interna del conducto de regulación, con marcas de niveles máximos luego de ocurrida la tormenta STAN.  
Fuente: Dispositivos de regulación y control del drenaje pluvial urbano. Bertoni (2005)

### **5.3.3. Trinchera de infiltración para regulación parcial**

La localización de este tipo de dispositivo ha sido idealizada para redes de drenaje urbano de variadas dimensiones. Es decir, se estima viable su instalación en tramos de redes nuevas o bien en aquellos tramos de redes existentes obsoletas donde sea conveniente el recambio de los conductos. Este dispositivo sigue las características de las trincheras con conductos perforados.

La urbanización Nueva Apopa se localiza aproximadamente a 12 km hacia el Norte de la ciudad de San Salvador, en el Municipio de Apopa, Departamento de San Salvador. El proyecto urbanístico comprende la construcción de viviendas, instalación de industrias diversas y centros comerciales, en un área aproximada de 320 ha (Profesionales Salvadoreños S.A. de C.V., 2005). La Figura 5.26 permite observar el aspecto general de la zona de emplazamiento de este proyecto urbanístico.

Estos dispositivos fueron supuestos en cada uno de los tramos de conductos de la red de drenaje de la urbanización. El ingreso del flujo se podrá producir exclusivamente por los tragantes, o bien adicionalmente por el manto filtrante que rodea al conducto. La vida útil de este tipo de dispositivo depende del mantenimiento, el cual se relaciona con la necesidad de remoción de sedimentos y basuras del receptáculo. La frecuencia de este mantenimiento dependerá de las condiciones de escurrimiento.

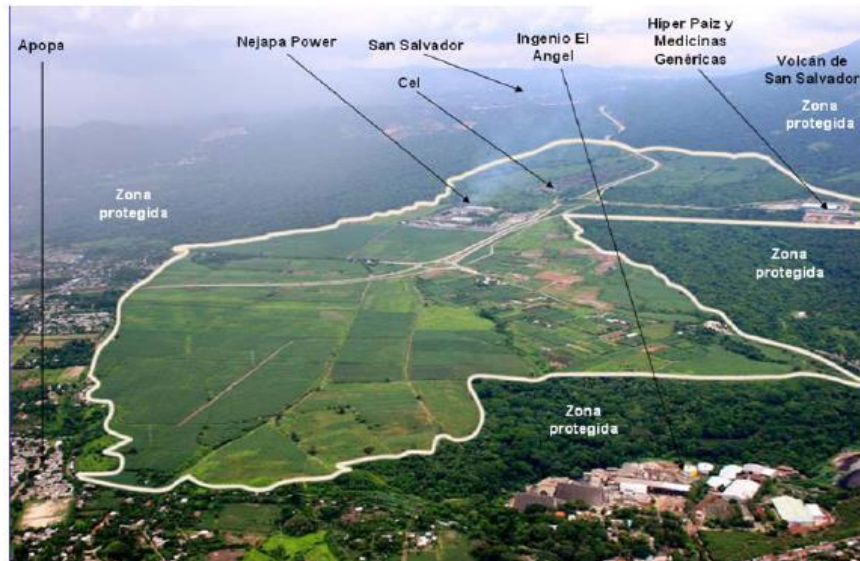


Figura 5.24. Aspecto general de la zona de emplazamiento del proyecto Nueva Apopa.  
Fuente: Profesionales Salvadoreños S.A. de C.V. (2005)

## 5.4. DISEÑO DE DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN

### 5.4.1. Metodologías de diseño

Existen diferentes métodos hidráulicos para realizar el proyecto de los dispositivos de infiltración. Algunos autores recomiendan la adopción de metodologías simplificadas, como las sugeridas por Pratt et al. (1992) y Bouwer (1969). A continuación, se abordan los métodos simplificados, orientados a cálculos manuales:

#### 1-Metodología del Building Research Establishment

Pratt et al (1992) ofreció una introducción a las técnicas de cálculo y diseño de sistemas de infiltración en el Reino Unido, en donde se han venido empleando

tradicionalmente sistemas de infiltración en áreas alejadas del sistema de drenaje. Los autores relatan que estos dispositivos se diseñaron mayormente mediante el método simplificado propuesto en el año 1991 por el Building Research Establishment (UK). Para ello fue considerada una lluvia de 2 horas de duración y de 15 mm de lámina, adoptándose un tamaño de caño perforado de 150 mm localizado a 0,30 m de profundidad.

Este método está basado en la estimación del volumen a almacenar temporalmente para una lluvia de recurrencia de 10 años.

El procedimiento de diseño puede resumirse en los siguientes cuatro pasos:

- Determinación de la tasa de infiltración del suelo;
- Definición acerca del tipo de construcción a realizar para el dispositivo de infiltración (cuadrado, circular, caño perforado, etc.);
- Cálculo del volumen de almacenamiento temporal (S), para una recurrencia de 10 años.
- Revisión de los cálculos para asegurar la factibilidad económica y los requerimientos de espacio.

Este método de diseño contiene algunas presunciones, las cuales solas o de manera combinada aumentan el factor de seguridad empleado en el diseño, a saber:

Se asume que la esorrentía recibida por el dispositivo pertenece al 100 % del área drenante, es decir, no tiene en cuenta las pérdidas.

- La metodología propuesta no tiene en cuenta el tiempo requerido por los excedentes pluviales en llegar al dispositivo de infiltración.
- La tasa de salida por lo general se encuentra subestimada (al considerar solo el 50 % de la superficie real de infiltración. Algunos autores sugieren no considerar el área de infiltración de la base del dispositivo).

## **2- Metodología del “Rain-Envelope-Method”**

Jonasson (1984) y Urbonas e Stahre (1993), presentaron el “rain – Envelope - Method”. De acuerdo a Borges de Souza (2002) este método es recomendado para el dimensionamiento de las estructuras de percolación, cuando los criterios generales para utilización de dispositivos de infiltración son conocidos. La presentación del método indicada a continuación sigue las explicaciones dadas por Borges de Souza (2002).

El método se basa en la determinación de los volúmenes acumulados de entrada y de salida del dispositivo, según se indica en la figura 5.27. El volumen del dispositivo deberá ser suficiente para almacenar la máxima diferencia entre los volúmenes acumulados de entrada y salida (considerando la porosidad del material de relleno de la trinchera).

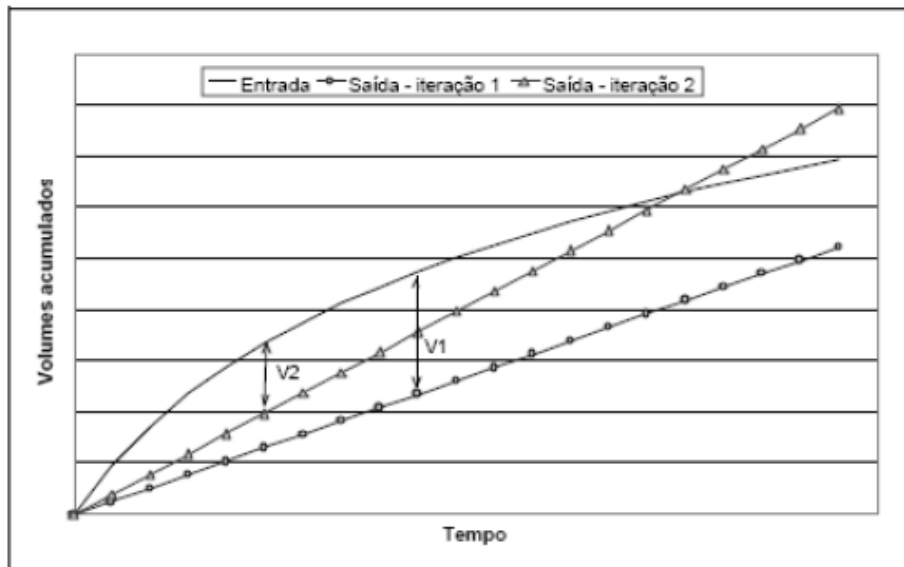


Figura 5. 25. Estudo experimental de trincheira de infiltração em el control de la generación del escurrimiento superficial.

Fuente: modificado de Urbonas y Stahre, 1993, *apud* Borges de Souza, 2002

La curva de entrada es construida con base en la curva i-d-f del lugar y los volúmenes de salida son determinados con base en las características de infiltración/percolación del suelo y del área disponible para que se procesen estos mecanismos dentro del suelo.

Los bloques únicos de precipitación representan solamente la intensidad media del período de máxima intensidad de precipitación, no considerando la precipitación anterior y posterior a dicho período. Dado que el dimensionamiento de las estructuras de infiltración depende del volumen afluente, es importante considerar la parte de la lluvia no incluida en el cálculo a través del bloque único de precipitación.

Sjoberg y Martensson (*apud* Borges de Souza, 2002) estudiaron la diferencia entre el escurrimiento calculado a partir de bloques únicos de precipitación y de simulación continua utilizando registros cronológicos de precipitación.

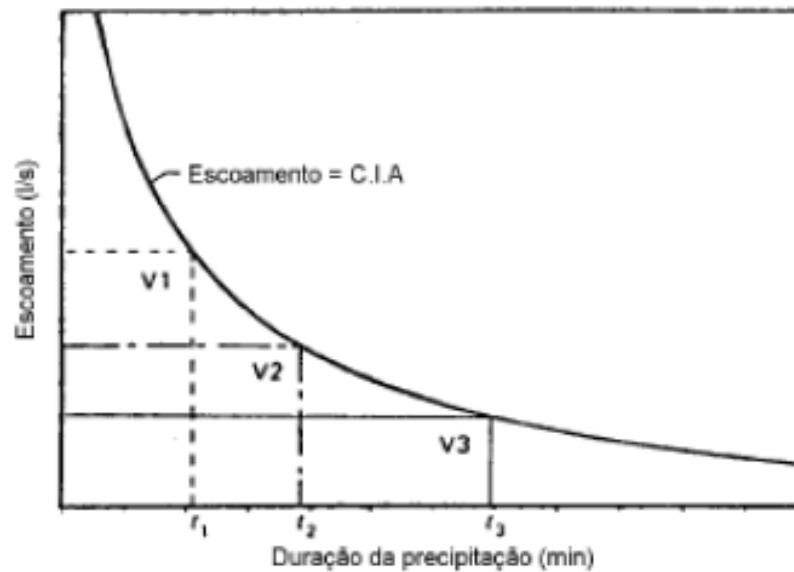


Figura 5.26. Volumen afluente para un único bloque de precipitación.  
Fuente: modificado de Urbonas y Stahre, 1993, *apud* Borges de Souza, 2002.

### 3- Metodología de Bouwer

El material presentado a continuación ha sido integralmente extraído de Borges de Souza (2002). Este modelo fue presentado por Bouwer (1969) para canales o cuencas de realimentación freática, sin especificación de la geometría del problema a ser tratado. Este modelo fue empleado por Gautier (1998) para representar el funcionamiento cuantitativo de cuencas de infiltración en Francia, obteniendo buenos resultados.



El modelo posee la ventaja de presentar solamente dos parámetros:

a) el primero de ellos se refiere a la resistencia hidráulica ( $R$ ) y caracteriza el estado de colmatación del dispositivo;

b) el segundo está ligado al ambiente del dispositivo y está caracterizado por la presión intersticial ( $P$ ) debajo de la capa colmatada.

Bouwer destacó que la utilización del tratamiento teórico para representar el proceso de infiltración requiere la adopción de simplificaciones, considerando algunas condiciones de contorno en función de la complejidad del proceso.

De acuerdo a Gautier (1998) una de las ventajas del modelo es presentar en forma directa un parámetro relativo al “envejecimiento” del dispositivo (parámetro de resistencia hidráulica), en función de su estado de colmatación.

La figura 5.29 presenta la notación empleada en el modelo, considerando la existencia de una capa colmatada relativamente fina, que restringe el flujo.

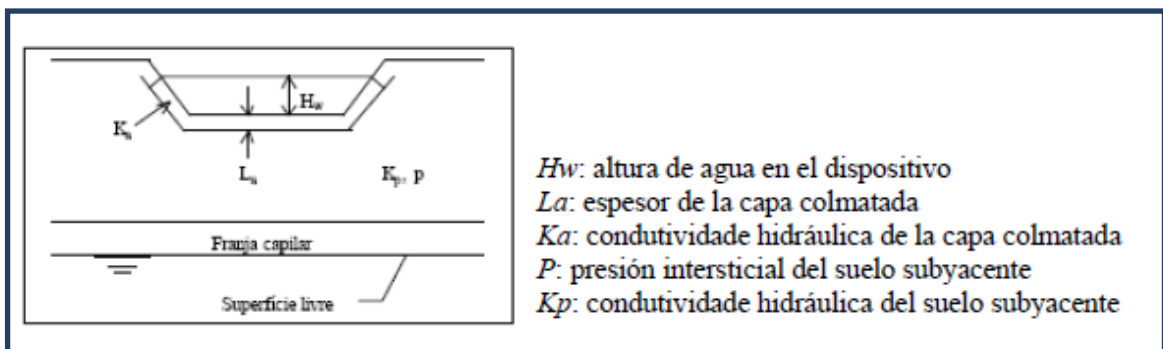


Figura 5.27. Notación utilizada en el Modelo de Bouwer (1969).  
Fuente: Bouwer, 1959, *apud* Borges da Souza, 2002.

Para que la formulación del modelo sea válida, la capa de colmatación que restringe la infiltración debe tener origen natural, o sea, debe ocurrir en función de la sedimentación de arcillas, limo o arena fina, o bien por la ocurrencia de colmatación biológica (Bouwer, 1978).

Si la conductividad hidráulica ( $K_a$ ) de la capa colmatada es suficientemente baja, de forma tal que el caudal en el suelo subyacente sea inferior a la conductividad hidráulica saturada, el suelo bajo la capa colmatada estará no saturado. Esa hipótesis es válida para la condición en la cual la superficie libre del nivel freático sea suficientemente profunda, de modo que el fondo del dispositivo se encuentre encima de la franja capilar.

#### **4- Otras Metodologías Sugeridas**

Imbe y Saito (1995) presentaron un método simplificado para calcular la tasa de percolación de diseño para los dispositivos de infiltración. El método fue contrastado con los resultados obtenidos para distintos tipos de suelo mediante aproximaciones numéricas de la ecuación de Richard, concluyendo sobre la bondad del mismo dentro de un rango de precisión suficiente.

Según los autores el flujo desde los dispositivos de infiltración se puede dar en condiciones de suelo no saturados o saturados; ambas condiciones pueden ser descritas por la ecuación de Richard. Esta ecuación no tiene por lo general solución analítica, por lo que es necesario emplear simulaciones numéricas.

Suponiendo que el flujo es permanente y que la ecuación de percolación que gobierna el fenómeno se halla escalada con respecto a  $K_o$ , la capacidad de infiltración adimensional ( $q/K_o$ ), puede ser evaluada adoptando la Ley de Darcy. Para ello es necesario obtener “in situ” (y/o estimar) las propiedades hidráulicas del suelo.

Luego de un gran número de casos de estudio en los cuales se empleó la simulación numérica, los autores lograron identificar algunas características importantes de la relación  $q/K_o$ , a saber:

- Si el tipo de dispositivo y el tirante de agua (condiciones de borde), son similares,  $q/K_o$ , muestra valores sumamente cercanos, aunque las características de la textura del suelo sean totalmente diferentes.
- Si las condiciones de borde cambian drásticamente, el valor de  $q/K_o$  para cada tipo de suelo es aproximadamente el mismo.

#### **5.4.2. Diseño de la capacidad de los dispositivos de Infiltración.**

Los Dispositivos de Infiltración deben diseñarse de modo que el escurrimiento está completamente contenido dentro del sistema de drenaje designado para todos los eventos hasta el nivel especificado de servicio para el evento crítico de duración para el sistema<sup>15</sup> . Este nivel de servicio será normalmente de 1

---

<sup>15</sup> The SuDS Manual, B Woods Ballard , HR Wallingford S Wilson , The Environmental Protection Group H Udale-Clarke , HR Wallingford, S Illman Young Landscape Design T Scott Grant Associates R Ashley, Ecofutures/University of Sheffield R Kellagher, HR Wallingford, 2016.

cada 30 años como mínimo a menos que se especifique lo contrario o se haya acordado con la aprobación de la planificación del órgano de aprobación. Como las tasas de escorrentía pico por lo general requieren el control hasta el 1 en 100 años, los componentes pueden ser diseñados para gestionar eventos hasta este tamaño. El sistema de drenaje designado es la combinación de la superficie de la tierra y componentes por debajo de tierra del sistema (por ejemplo, pavimentos permeables, Swales, cuencas de detención y tuberías) que están diseñados para recibir escorrentía durante un evento que equivale a la norma especificada de servicio.

A menos que se acuerdan las medidas específicas de adaptación, la precipitación de diseño para este escenario se aplicará un margen para el cambio climático, y el área impermeable asumida para el sitio debe incluir una asignación para la fluencia urbana.

El evento de lluvia “duración crítica” debe ser utilizado. Diferentes duraciones críticas se aplicarán a diferentes partes del sitio.

El sitio de desarrollo y el esquema del SUDS deben ser diseñados de modo que cualquier agua superficial que entra en el sitio a partir de fuentes fuera de sitio es transportado de forma segura alrededor o a través del sitio, sin comprometer el nivel de servicio del sistema de drenaje propuesto o introducir inaceptables riesgos adicionales en el lugar o aguas abajo. Donde escorrentía de fuentes exteriores se drena junto con la escorrentía sitio, la cuenca que contribuye debe

ser modelada como parte del sistema de drenaje a fin de tener en cuenta las entradas adicionales.

Cuando la escorrentía de fuentes externas se transmita por separado del sistema de drenaje propuesto, cualquier riesgo de inundación asociado con esta fuente debe ser manejado apropiadamente. Esto debe tratarse en la Evaluación de Riesgo de Inundación (FRA) (o Evaluación de Consecuencia de Inundación, FCA) y la estrategia de gestión asociada para el sitio.

#### **5.4.2.1. Diseño de capacidad de excedencia**

Las propiedades deben estar completamente protegidas contra las inundaciones del sistema de drenaje del sitio para el evento de 1:100 años. Se pueden especificar períodos de retorno más altos para cuencas o lugares particulares y esto debería ser:

##### **Topografía del sitio:**

- ¿Los contornos del sitio significan que las trayectorias de flujo de forma natural se producen en determinados lugares?
- ¿Hay zonas bajas donde el agua naturalmente se acumula?
- ¿Hay algún punto en particular plano o inclinado del sitio?

Topografía: es una buena indicación de las vías naturales de drenaje existentes y, a menudo ayudar a definir rutas naturales adecuadas para la escorrentía

superficial a seguir, con el fin de drenar eficazmente el sitio de mayor a niveles más bajos utilizando gradientes superficiales, sin depender de la infraestructura adicional o de bombeo.

Las pendientes particularmente pronunciadas pueden no ser adecuadas para rutas de transporte, sin medidas para reducir gradientes y/o velocidades de flujo, y la ubicación de sistemas de almacenamiento en pendientes puede requerir terraplenes, que deben evitarse siempre que sea posible.

Identificación de zonas bajas demostrará donde el agua, naturalmente, acumular, y estos pueden ser buenos sitios para las áreas de almacenamiento de emplazamiento. El conocimiento histórico local y los registros de inundaciones superficie serán de gran valor para este proceso.

**Rutas de flujo existentes y puntos de descarga:**

- ¿Cómo se drena el sitio actualmente?
- ¿Cuáles son las rutas de flujo existentes en el sitio?

Se debe establecer el patrón de drenaje natural para el sitio y las rutas de flujo existentes y los puntos de descarga y una evaluación de cómo es probable que el desarrollo los modifique. Esto se determina en gran medida por la topografía y las condiciones del terreno, junto con una revisión de las medidas de drenaje históricas que han modificado el patrón de drenaje original, incluida la tierra, drenaje, alcantarillas y redes de alcantarillado. Deben establecerse y

caracterizarse los puntos de descarga actuales (ya sea en aguas subterráneas, aguas superficiales o sistemas de alcantarillado).

**Potencial de infiltración:**

- ¿El suelo o el agua subterránea están contaminados? y, de ser así, ¿cuál es la profundidad de cualquier sellado de contaminación?
- ¿Cuál es el nivel máximo probable de agua subterránea debajo del sitio?
- ¿Hay algún riesgo de inundación de aguas subterráneas en el sitio o adyacentes al mismo?
- ¿Cuál es la capacidad de infiltración del suelo debajo del sitio?
- ¿Cuál es la designación de cualquier recurso de aguas subterráneas debajo del sitio (por ejemplo, zonas de protección de fuentes)?
- ¿Hay riesgo de hundimiento u otra inestabilidad del suelo debido a la infiltración de agua?
- ¿Hay algún riesgo asociado con la infiltración de agua cerca de sótanos existentes, cimientos de edificios, túneles, pavimentos de caminos / aparcamientos u otra infraestructura de superficie o subsuelo?
- ¿Hay alguna restricción para la entrada de agua en las secciones de la sub-base del pavimento existentes (en o adyacentes al sitio)?

(\* Si el área sobre la cual se está produciendo la infiltración es grande y a poca profundidad, proporciona el SuDS, permitir la evaporación del agua, entonces el riesgo a menudo no es mayor que el que plantea un área de césped).

El área del sitio debe caracterizarse en términos del potencial de infiltración (por ejemplo, bueno/malo/no posible). Esto identificará áreas donde la infiltración dentro del sitio puede ser potencialmente utilizada como un método de eliminación de escorrentía de agua superficial, áreas donde la infiltración puede ser utilizada para entregar intercepción (usando baja capacidad de infiltración) y áreas donde la infiltración no puede o no debe ocurrir.

### **Infraestructura del sitio existente**

- ¿Cuál es la ubicación, la profundidad y la capacidad del drenaje existente?
- ¿Dónde se ubican los servicios existentes (incluida la profundidad)?
- ¿Hay algún recurso único existente en la(s) calle(s) (por ejemplo, ventilación de alcantarillado)?
- ¿Hay algún activo de gestión de riesgo de inundación en el sitio?

Al construir en sitios abandonados o sitios previamente desarrollados, la infraestructura existente en el sitio debe ser documentada y mapeada. Es importante comprender la ubicación y la capacidad del drenaje existente, para determinar qué infraestructura podría o debería reutilizarse en el esquema de



SuDS. Algunas de estas características pueden tener estatutos asociados con ellas, y esto debe verificarse en una etapa temprana, junto con cualquier implicación asociada. Se debe ubicar y considerar otra infraestructura enterrada, como servicios públicos y otros servicios, particularmente con respecto al acceso para inspección y mantenimiento.

Los servicios existentes a veces se pueden desviar (aunque esto solo suele ser posible para sitios más grandes), y esta opción también se puede considerar.

Las bases de datos de activos de infraestructura enterrada disponibles de los proveedores de servicios públicos o la autoridad local no deben considerarse como definitivas y deben verificarse con encuestas.

Para los sitios donde hay congestión de servicios enterrados (más común para sitios de adaptación), se debe contratar a una empresa especializada para realizar una encuesta de servicios enterrados antes de comenzar cualquier diseño.

Los activos registrados de gestión de riesgos de inundación deben identificarse a partir de la autoridad local de inundaciones, cualquier interacción con el sistema de drenaje propuesto debe considerarse y gestionarse de manera adecuada.

### **Prueba rendimiento hidráulico del sistema.**

El sistema debe probarse hidráulicamente para identificar la condición hidráulica más desfavorable para cada componente en todos los períodos de retorno del diseño. Esto debe realizarse usando tormentas de diseño o análisis de precipitación de series temporales.

El rendimiento hidráulico del sistema debería optimizarse para garantizar que todas las áreas de almacenamiento y transporte se utilicen de la manera más efectiva posible durante los eventos de lluvia de diseño. Los modelos de simulación de drenaje se pueden usar cuando corresponda.

Se debe considerar la medida en que los componentes de los SuDS deben funcionar durante la inundación en eventos que afectan las aguas superficiales receptoras.

También se debe tener en cuenta cualquier ruta de flujo terrestre a través del sitio desde áreas externas u otras fuentes de inundación externas. Tales flujos necesitarán ser enlutados alrededor del sitio o transportados a través del sitio, ya sea en rutas de superación o dentro de los componentes de SuDS. Las tasas y volúmenes probables de estos flujos adicionales deberán tenerse en cuenta en el diseño del sistema para que las personas y los bienes en el sitio no se pongan en riesgo.

Las rutas de excedencia deben evaluarse y diseñarse donde se requiera, asegurando niveles apropiados de francobordo (borde libre) entre niveles de inundación extremos y niveles de piso de construcción.

Se debe verificar que el sistema final cumpla con todos los criterios de diseño establecidos para el sitio. En esta etapa, es probable que los principales controles sean que el sistema cumpla con los estándares acordados de cantidad y calidad, que:

- Las tasas máximas de esorrentía para eventos de bajo período de retorno están controladas adecuadamente
- Las tasas máximas de esorrentía para eventos de alto período de retorno (incluido el cambio climático apropiado y los factores de fluencia urbana, están controladas adecuadamente
- Los volúmenes de esorrentía para eventos de alto período de retorno están controlados adecuadamente
- Los eventos de alto período de retorno (incluido el cambio climático apropiado y los factores de urbanización) no representan un riesgo inaceptable para las personas o la propiedad, como resultado del desarrollo
- Las velocidades de flujo y las profundidades para eventos regulares permiten que el tratamiento efectivo sea entregado por componentes para los cuales se supone el rendimiento del tratamiento.

Es poco probable que el rendimiento del sistema con respecto a los criterios de calidad de agua, cantidad de agua remanente, los criterios de amenidad y biodiversidad cambien materialmente en esta etapa del proceso; sin embargo, si debido al incumplimiento de las normas anteriores, se toma la decisión de que un componente debe cambiar fundamentalmente (p. Ej., Un componente de superficie debe convertirse en un componente subsuperficial), se requerirá una revisión del rendimiento para el conjunto completo de criterios.

Es probable que los indicadores sean una forma útil de evaluar el rendimiento del plan según los criterios acordados y cuando éstos se hayan establecido al principio del proceso de diseño: pueden potencialmente formar un marco para el proceso de evaluación (por ejemplo, "la proporción del esquema que se encuentra en la superficie o cerca de ella" es probable que sea un indicador útil de la medida en que el plan podría proporcionar una serie de criterios de calidad, amenidad y biodiversidad del agua).

### **Finalizar el diseño**

El diseño final debe ser refinado, teniendo en cuenta los costos y beneficios, junto con cualquier evaluación de riesgos de salud, seguridad, consideraciones constructivas y de mantenimiento.

Las especificaciones deberán estar preparadas para todos los materiales utilizados en el diseño, y para los trabajos de construcción y paisajismo, junto

con las declaraciones completas de los métodos de construcción y los Planes de mantenimiento.

Se deben desarrollar estrategias de educación y participación de la comunidad para el sistema completo. En algunos casos, estos evolucionarán a partir de las aportaciones de la comunidad durante las etapas de diseño anteriores.

Se debe preparar una declaración de diseño, que incluya una descripción de cada uno de los criterios y estándares del sistema, y los enfoques a través de los cuales se han cumplido estos criterios y estándares.

A continuación, se describe el diseño de cinco dispositivos de infiltración, que se han considerado como los más apropiados para ser aplicados en el AMSS debido a las características del suelo y a los requerimientos de estos.

### **5.4.3. Diseño de Franjas Filtrantes**

#### **5.4.3.1. Descripción general**

Las franjas filtrantes son tiras de hierba suavemente inclinadas u otra vegetación densa que están diseñadas para tratar la escorrentía de áreas impermeables adyacentes al promover la sedimentación, la filtración y la infiltración (cuando sea aceptable).

El escurrimiento está diseñado para fluir como una lámina a través de la banda de filtro a velocidades suficientemente bajas como para que los procesos de

tratamiento puedan tener lugar de manera efectiva. A menudo se utilizan como componente de pre tratamiento antes de swales (cunetas verdes), sistemas de biorretención y zanjas (para prolongar la vida útil de estos componentes mediante la captura de sedimentos) o como un componente de tratamiento (donde la longitud del recorrido del flujo es suficiente).

A velocidades bajas a moderadas, las franjas filtrantes reducen eficazmente los niveles de contaminantes en partículas eliminando los sedimentos, los materiales orgánicos y los metales pesados. La sedimentación de partículas de arcilla también elimina los nutrientes absorbidos y otros contaminantes. Se elimina parte de los contaminantes solubles libres en las franjas filtrantes cuando los contaminantes se infiltran en el suelo, donde posteriormente son absorbidos por la vegetación enraizada.

Cuando la infiltración es posible y está permitida, su extensión tiende a limitarse durante las tormentas intensas, ya que solo se pierde una pequeña proporción de la escorrentía (la pérdida "inicial"), pero cuando existe alguna permeabilidad del subsuelo será el mecanismo dominante de pequeñas precipitaciones, los eventos y las bandas de filtro pueden contribuir de manera efectiva a la entrega de interceptación.

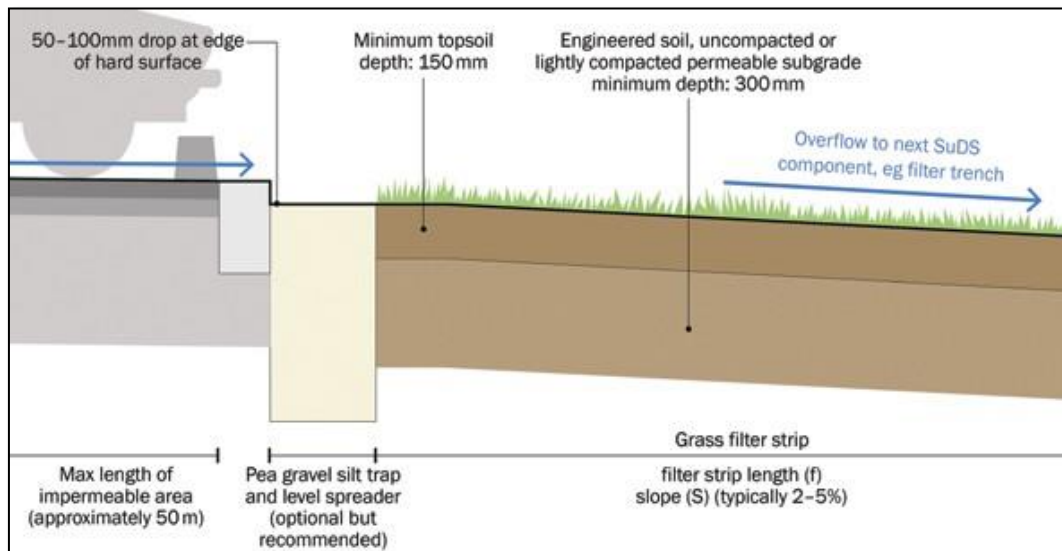


Figura 5.28. Esquema de ejemplo para el diseño de una franja filtrante.  
Fuente: the SuDS Manual.

#### 5.4.3.2. Consideraciones generales de diseño

El área de drenaje contribuyente debe tener una pendiente poco pronunciada que cae hacia la franja de filtro. Ahí normalmente no debe ser cualquier otro gradiente de superficie ya que las franjas filtrantes requieren un flujo constante de hojas para garantizar el rendimiento, aunque con un nivel de diseño cuidadoso, los esparcidores se pueden usar para acomodar pequeños cambios en las pendientes longitudinales. La tira del filtro debe extenderse por toda la longitud del área que se va a drenar.

Si bien las franjas filtrantes son una tecnología simple, un buen diseño requiere atención al detalle. Cuestiones clave que causan la falla de las franjas filtrantes incluye:

- Obstrucción en la superficie impermeable / interfaz de la vegetación perturbando el flujo de la hoja
- Paisajismo inapropiado, por ejemplo, falta de caída desde el borde de la superficie dura, nivelación inexacta creando condiciones de erosión y estancamiento.

Los requisitos del diseño de la tira de filtro están principalmente dirigidos a brindar beneficios en la calidad del agua (particularmente la prevención del daño del rendimiento de los componentes aguas abajo) y el rendimiento de la banda filtrante dependerá en gran medida de su longitud (en la dirección del flujo).

Las franjas filtrantes solo permitirán niveles bajos de infiltración, siempre que los suelos entre la tira del filtro y el agua subterránea proporciona una protección adecuada del agua subterránea, y el suelo de la banda de filtro tiene un contenido de arcilla, los riesgos de contaminación del agua subterránea generalmente deberían ser aceptables siempre que el área no sea un sitio de alto riesgo. Donde la sensibilidad o la vulnerabilidad de las aguas subterráneas subyacentes, significan que debe evitarse la infiltración, las bandas de filtro pueden diseñarse sobre un revestimiento de geomembrana impermeable a una profundidad de al menos 0,5 m, aunque deben considerarse los riesgos de construcción deficiente y anegamiento.



El nivel máximo probable de agua subterránea siempre debe estar al menos 1m por debajo del nivel más bajo de la franja de filtro, donde puede ocurrir la infiltración.

#### **5.4.3.3. Selección y sitio de franjas filtrantes**

Las franjas filtrantes se pueden usar en una variedad de situaciones, pero son particularmente adecuadas para gestionar la escorrentía desde las carreteras porque son una característica lineal y se incorporan fácilmente en el espacio al borde de la carretera. También son adecuados para gestionar la escorrentía de aparcamientos y otras áreas impermeables y permeables. Las franjas filtrantes deben incorporarse de manera efectiva en el paisajismo y en los espacios abiertos públicos, de modo que su función no se vea comprometida por la actividad en el área (por ejemplo, daño del estacionamiento o peatones).

Son útiles en sitios industriales porque cualquier contaminación visible puede identificarse, la fuente rastreada, la contaminación eliminada lo más posible y la tira rehabilitada con relativa facilidad.

Las franjas filtrantes sin forro no deben usarse en sitios de zonas industrial abandonada a menos que se haya demostrado claramente que el riesgo de lixiviación de contaminantes se maneja a niveles aceptables. Las franjas filtrantes sin forro no deben usarse para tratar el escurrimiento de áreas con altas cargas de contaminantes, si el riesgo de contaminación del agua subterránea debido a la infiltración es inaceptablemente alto. Cuando se usa un

revestimiento para evitar la infiltración, el nivel de agua subterránea estacionalmente alto debe estar por debajo del nivel del revestimiento. Si se permite la infiltración, el nivel máximo probable de agua subterránea debe ser de al menos un metro, por debajo de la base del sistema.

Las franjas filtrantes no deben ubicarse en áreas donde los árboles o las estructuras causen condiciones de sombra que limiten crecimiento de la hierba.

#### **5.4.3.4. Diseño hidráulico**

Mantener el flujo de hojas en la tira del filtro es esencial y se puede lograr de manera efectiva mediante el uso de un dispositivo de expansión de nivel apropiado, como un esparcidor de flujo de grava.

Las franjas filtrantes deben diseñarse con una pendiente longitudinal mínima (es decir, pendiente a lo largo de la dirección del flujo) de 1% (para evitar el encharcamiento) y una pendiente máxima de 5% para evitar la canalización del flujo. La parte superior e inferior de la pendiente debe estar en el extremo inferior del rango de pendiente permisible para reducir las velocidades de flujo y, por lo tanto, reducir el riesgo de erosión. Cuando las pendientes de la banda de filtro son > 5%, se puede usar una serie de separadores de nivel para mantener el flujo de la lámina a medida que fluye la escorrentía sobre la banda.

La máxima "longitud" del área impermeable que drena a las franjas filtrantes debe controlarse para reducir el riesgo de flujos concentrados, aunque esto también dependerá de la pendiente del área impermeable y de la efectividad de

las técnicas de dispersión de flujo adoptadas. Las longitudes de las franjas filtrantes tienden a estar determinadas por los objetivos del tratamiento.

Se recomiendan velocidades de flujo máximas a través de la tira de filtro de 1,5 m/s para evitar la erosión durante flujos de diseño (tenga en cuenta que se requiere una velocidad más baja para el tratamiento).

La ecuación de Manning se puede usar para diseñar la franja de filtro para las velocidades de flujo de diseño.

$$V = \frac{d^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

Dónde

V = velocidad media del flujo transversal (m/s)

d = profundidad de flujo (m)

S = pendiente longitudinal de la banda de filtro (es decir, en la dirección del flujo) (m/m)

n = Coeficiente de rugosidad "n" de Manning ( $m^{-1/3}s$ )

#### **5.4.3.5. Diseño de interceptación**

Donde las capas superiores son adecuadamente permeables, y los suelos subyacentes tienen cierta capacidad para almacenar y / o infiltrar la escorrentía, las zanjas filtrantes con pendientes muy poco profundas pueden diseñarse para proporcionar interceptación (es decir, reducir o evitar la escorrentía durante

eventos de lluvia pequeña). El alcance de la Intercepción entregada dependerá en gran medida de la longitud de la tira del filtro, lo que también influye en el diseño para el tratamiento.

Donde hay capacidad de infiltración, la infiltración es aceptable y la franja está diseñada para facilitar incluso la infiltración limitada, luego se debe hacer un control para determinar si la franja puede disponer de una profundidad de lluvia de 5 mm sobre el área de captación contribuyente.

#### **5.4.3.6. Diseño de control de flujo máximo**

El flujo de la lámina a través de las franjas filtrantes generalmente no se controla, y en esta situación no se reduce el flujo máximo incluido dentro de los cálculos de diseño.

Para diseñar para el control de eventos de bajo período de retorno, se podría diseñar una berma impermeable en la punta de la pendiente, con salidas de tubería para controlar las tasas de flujo. Se requiere considerar los requisitos de mantenimiento, particularmente en términos de bloqueo de tuberías, para determinar si tal enfoque es robusto para el desempeño a largo plazo.

#### **5.4.3.7. Diseño de control de volumen**

Las franjas filtrantes no tienden a proporcionar una infiltración significativa durante eventos de tormenta grandes, por lo que no contribuyen a las reducciones volumétricas durante las tormentas de diseño.

#### **5.4.3.8. Diseño de flujo de excedencia**

Es habitual que los flujos de excedencia (es decir, para eventos más grandes que el evento de diseño) pasen a través de la banda de filtro, y que cualquier daño resultante se repare después del evento. Sin embargo, si se requiere protección específica para los componentes aguas abajo, entonces se podría considerar una derivación para la tira.

#### **5.4.3.9. Especificaciones Técnicas.**

##### **Pretratamiento y entradas**

Normalmente, se debe incluir un dispositivo de dispersión de flujo aguas arriba de la banda de filtro para asegurar un flujo lateral consistente a lo largo de la longitud del dispositivo. Algunos de estos también pueden proporcionar algún grado de pretratamiento al atrapar el sedimento aguas arriba de la franja. Las opciones de distribución de flujo incluyen:

- Tiras de pavimento poroso
- Tiras de césped estabilizado
- Filtro ranurado
- Zanjas llenas de grava (con piedras más grandes donde el área de drenaje contribuyente es empinada), y alféizares de concreto.

Siempre debe haber una gota de al menos 50 mm desde el borde del pavimento hasta la tira del filtro para evitar formación de un labio de sedimento.

Todos los dispositivos de pretratamiento/dispersión de flujo deben diseñarse teniendo en cuenta consideraciones de mantenimiento.

#### **5.4.3.10. Materiales utilizados**

##### **Esparcidores de nivel**

Cualquier esparcidor de nivel provisional debe construirse con material duradero y no tóxico clasificado en el suelo mínimo 150 mm de ancho, 50-100 mm de alto, recorriendo la longitud de la tira de filtro.

##### **Subsuelos**

Si los subsuelos están muy compactados o tienen una fertilidad o composición del suelo tan baja que el espacio de poro para el almacenamiento de agua es muy bajo y es poco probable que se establezca la vegetación, los suelos deben labrarse hasta 300 mm y modificarse para cumplir con las especificaciones de los suelos artificiales.

#### **5.4.3.11. Requisitos de construcción**

Las franjas filtrantes deben estar claramente marcadas antes de que comience el trabajo del sitio y protegidas por señalización y cercas de limo, para evitar su alteración durante la construcción. No debe permitirse ningún tráfico vehicular, excepto el utilizado específicamente para construir el componente, cerca de la

banda de filtro. El equipo de excavación debe operar desde el lado de la tira de filtro. Si se produce la compactación de los suelos, debe eliminarse una profundidad de suelo de 300 mm y reemplazarse con una mezcla de tierra vegetal y arena para promover la infiltración y el crecimiento biológico o labrarse y mejorarse para lograr una especificación similar.

La tira del filtro debe construirse usando técnicas de graduación cuidadosas para proporcionar una pendiente longitudinal uniforme y consistente, sin ondulaciones severas que causarán estancamiento localizado o promoverán el flujo en los canales. Incluso las no conformidades más pequeñas pueden comprometer las condiciones de flujo.

Una tira de filtro recién construida debe protegerse de los flujos de agua superficiales hasta que la vegetación haya sido establecida. Esto se puede lograr por:

- Desviar la escorrentía alrededor de la banda de filtro hasta que se establezca la vegetación
- Usando césped preestablecido o colchones sembrados
- Cubriendo la tira del filtro con plástico transparente hasta que la vegetación esté bien enraizada
- Colocar una manta de control de la erosión sobre la mezcla de semillas recién aplicada.

Idealmente, las franjas filtrantes se deben plantar en primavera, cuando la vegetación puede establecerse con las necesidades mínimas de riego. Si más del 30% del área de tratamiento está vacía después de cuatro semanas, será necesario resembrar o replantar para lograr una cobertura del 90%.

Si el sedimento del trabajo de construcción se acumula en una tira de filtro, debe eliminarse y la tira completamente rehabilitado antes de que el sistema de drenaje sea adoptado por la organización que realiza el mantenimiento.

#### **5.4.4. Cunetas verdes (Swales)**

Las Cunetas verdes son canales abiertos de poca profundidad, de fondo plano y vegetación, diseñados para transportar, tratar y, a menudo, atenuar el escurrimiento de aguas superficiales. Cuando se incorporan al diseño del sitio, pueden mejorar el paisaje natural y proporcionar beneficios estéticos y de biodiversidad. A menudo se utilizan para drenar carreteras, caminos o aparcamientos, donde es conveniente recoger los flujos de escorrentía distribuidos, o como un medio para transportar la escorrentía en la superficie mientras se mejoran los corredores de acceso u otros espacios abiertos. La cuneta puede tener una variedad de perfiles, puede ser uniforme o no uniforme, y puede incorporar una variedad de diferentes estrategias de plantación, dependiendo de las características del sitio y los objetivos del sistema.



Las cunetas verdes pueden reemplazar las tuberías convencionales como un medio para transportar la escorrentía, y el uso de las tiras de filtro adyacentes y/o los esparcidos de flujo también pueden eliminar la necesidad de bordillos y barrancos.

El canal estándar es amplio, poco profundo y está cubierto por vegetación, por lo general hierba, para disminuir la velocidad del agua - facilitando la sedimentación, la filtración a través de la zona de la raíz y matriz del suelo, evapotranspiración e infiltración en el suelo subyacente. Un terreno puede tener presas de control o bermas instaladas a lo largo de la ruta de flujo, que temporalmente vierten agua en el estanque para aumentar la retención e infiltración de contaminantes y disminuir aún más la velocidad del flujo, particularmente útil para sitios con pendientes más pronunciadas.

### **Cunetas verdes de transporte y atenuación:**

El canal de transporte es un canal poco profundo con vegetación (Figura 5.31). Estas son formas particularmente efectivas de recolectar y transportar la escorrentía del área drenada a otra etapa del tren de administración de los sistemas de infiltración. Pueden diseñarse para el tratamiento y/o la atenuación (cuando se requiera), dependiendo del nivel de restricción de flujo y las profundidades de encharcamiento entregadas por el diseño.

Se pueden usar cunetas verdes muy pequeñas ("mini-swales") para administrar pequeños eventos con efectividad instalaciones de desbordamiento a componentes alternativos.

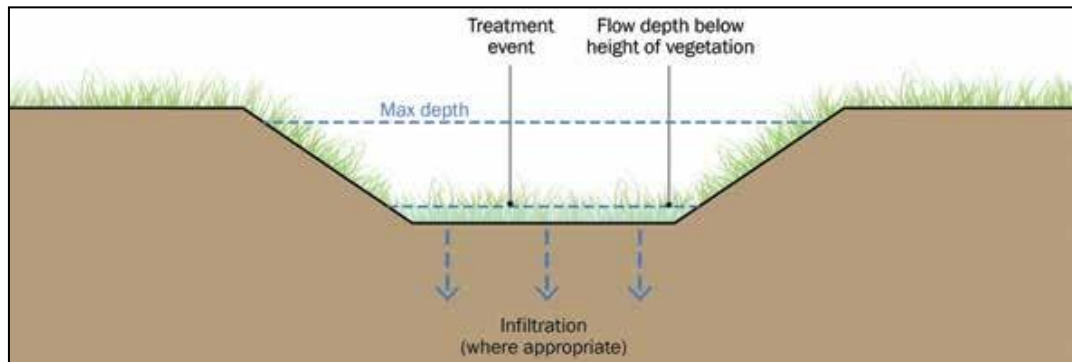


Figura 5.29. Cuneta verde típica de transporte / atenuación  
Fuente: The SuDS Manual.

### **Cuneta verde seca (o Swales "mejorado"):**

Es un canal de conducción con vegetación, diseñado para incluir un lecho filtrante de suelo preparado que se superpone a un sistema de drenaje inferior (Figura 5.32). Este drenaje subterráneo proporciona un tratamiento adicional y capacidad de transporte debajo de la base del dique y evita el anegamiento. Para evitar la infiltración, o cuando los niveles de agua subterránea son altos, se podría introducir un revestimiento en la base.

### **Cuneta verde húmeda (agua permanente):**

Este sistema es equivalente a la plataforma de transporte, pero está diseñado específicamente para proporcionar condiciones húmedas y/o pantanosas en la base (Figura 5.33). Pueden usarse donde los sitios son muy planos y los suelos están mal drenados y/o para proporcionar la funcionalidad o los requisitos de

amenidad o biodiversidad de un componente longitudinal estanque/humedal. Se requerirá plantación específica de humedales para la base de la lima.

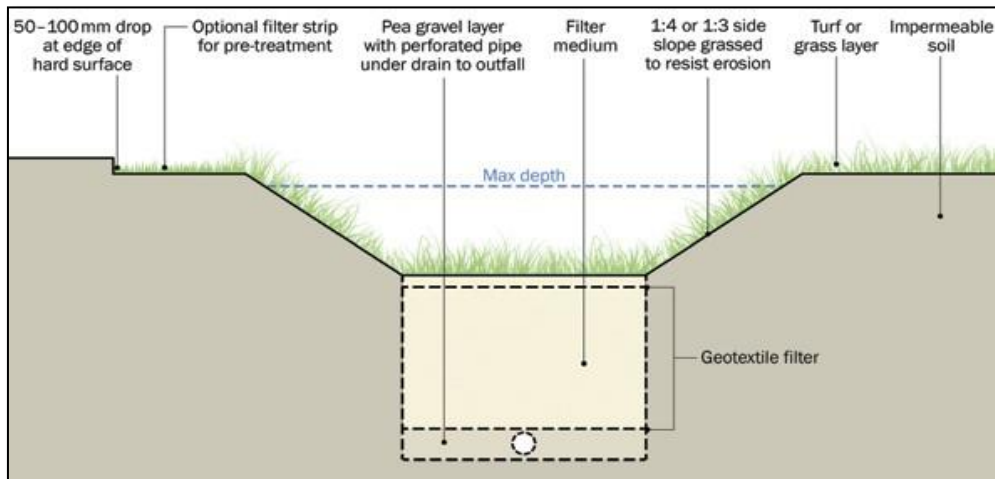


Figura 5.30. Cuneta verde seca típica

Fuente: The SuDS Manual.

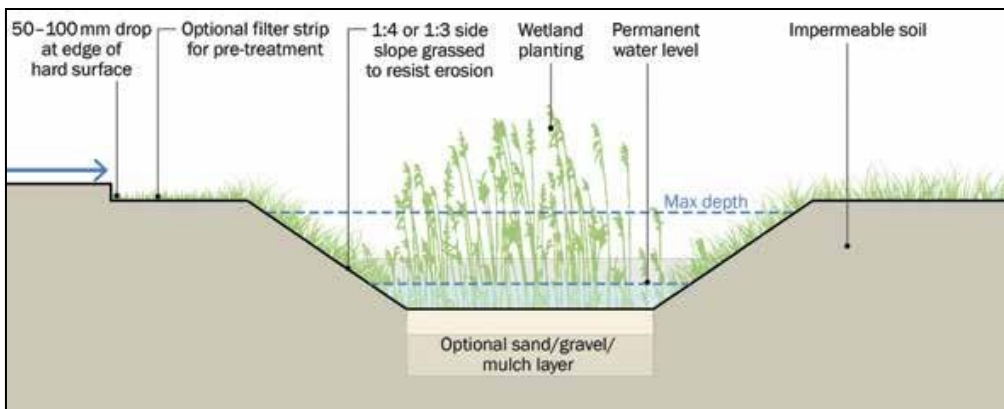


Figura 5.31. Cuneta verde húmeda típica

Fuente: The SuDS Manual.

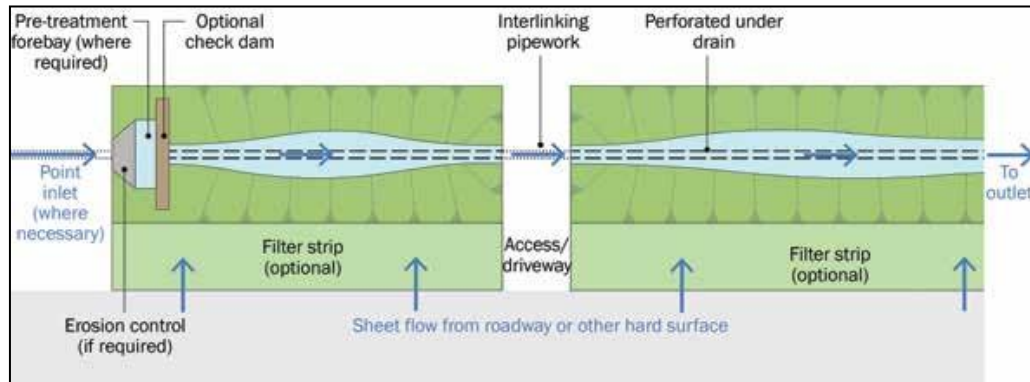


Figura 5.32. Vista de planta típica de una cuneta verde  
Fuente: The SuDS Manual.

#### 5.4.4.1. Consideraciones generales de diseño

Las Cunetas verdes generalmente deben diseñarse con una sección transversal trapezoidal o parabólica ya que estos son más fáciles de construir y mantener, y ofrecen un buen rendimiento hidráulico.

Los huecos de pasto deberían generalmente diseñarse con un ancho inferior de 0.5-2.0 m, aunque más estrecho o más ancho swales pueden ser utilizados, sujeto a una evaluación adecuada. El ancho del diseño debe permitir flujos poco profundos y un tratamiento adecuado de la calidad del agua, a la vez que evita que los flujos se concentren y creen canales de erosión. Para anchos de cuneta > 2m donde el ancho del flujo puede conducir a la canalización del flujo, se debe considerar la necesidad de dividir la sección transversal con un divisor de flujo, utilizando un esparcidor de flujo en la entrada para cada lado si es necesario.

Las pendientes longitudinales deben limitarse a 0.5 - 6%. Las presas de control deben incorporarse en pendientes superiores al 3% (lo que puede permitir que las pendientes aumenten hasta un 10%) y se debe considerar la estera de refuerzo permanente cuando las velocidades sean superiores a las recomendadas para los diseños estándar. Se requieren drenes bajos para swales de transporte con una pendiente de <1.5% o pueden considerarse swales húmedos para tales escenarios.

Las pendientes laterales deben ser lo más planas posible para ayudar al pretratamiento de los flujos de entrada laterales al maximizar la superficie filtrante de la nervadura, para mejorar la seguridad y permitir un fácil acceso para el corte. Es probable que las pendientes laterales más pronunciadas experimenten una canalización por erosión de los flujos laterales entrantes. Se recomienda una pendiente máxima de 1 en 3 (33%) y se prefiere una pendiente de 1 en 4 (25%) donde el espacio lo permita, ya que esto facilita el corte. Las pendientes laterales pueden aumentar, siempre que se hayan considerado todas las implicaciones técnicas y de seguridad.

Cuando se utiliza para transportar y tratar la escorrentía de la carretera, la longitud de la sección simplemente es paralela a la carretera y, por lo tanto, debe ser igual o mayor que la longitud de la carretera que contribuye. La longitud de cualquier sección de cuneta entre alcantarillas (por ejemplo, cruces de carreteras/caminos) debe ser de 5m o más para fines de mantenimiento. De

lo contrario, la longitud será la requerida para la funcionalidad de diseño del tratamiento de la calidad del agua y será una función de las limitaciones del sitio y las propiedades hidráulicas del terreno en cualquier ubicación particular.

La profundidad máxima normal de la sección es 400-600 mm. Esto se puede aumentar cuando se considere aceptable mediante una evaluación de riesgos de salud y seguridad. La profundidad de la hondonada puede depender de la profundidad de la tubería de entrada requerida, por ejemplo, de una sub-base de pavimento permeable u otro componente aguas arriba. Cuando la profundidad de la entrada haría que la ciénaga sea inapropiadamente profunda, se puede considerar descargar directamente al drenaje inferior de la cuneta y utilizar la capacidad de transporte de la cuneta para eventos más grandes, siempre que exista una ruta libre para que el agua se eleve dentro de la ciénaga. En tal escenario, la cuneta no podría utilizarse para proporcionar tratamiento para eventos regulares, por lo que se requerirían métodos de tratamiento alternativos. Las profundidades profundas tenderán a significar mayores requerimientos de toma de tierra, aguas más profundas y costosas excavaciones y potencialmente se deben considerar opciones alternativas para asegurar que la superficie óptima el sistema de gestión del agua se entrega.

Cuando las cunetas verdes solo permiten bajos niveles de infiltración (es decir, están diseñados como componentes de transporte), siempre que los suelos entre la cuneta y el agua subterránea proporcionen una adecuada protección

del agua subterránea, y los suelos de la cuneta tengan un contenido orgánico y de arcilla apropiado, los riesgos de contaminación del agua subterránea aceptable siempre que el área no sea un sitio de alto riesgo. Cuando la sensibilidad y/o vulnerabilidad de las aguas subterráneas subyacentes impida la infiltración, las tuberías pueden diseñarse arriba con un revestimiento de geomembrana impermeable a una profundidad de al menos 0.5 m, aunque se deben considerar los riesgos de construcción deficiente y anegamiento.

#### **5.4.4.2. Selección y ubicación de Cunetas verdes.**

La cuneta se puede utilizar en una amplia variedad de situaciones. Son adecuados para gestionar la escorrentía de las carreteras porque son una característica lineal y se incorporan fácilmente en el espacio de la carretera. También son adecuados para gestionar la escorrentía de aparcamientos y otras áreas impermeables y permeables. Las cunetas deben ser incorporadas al paisaje y al espacio público abierto, ya que tienden a exigir una toma de tierra significativa debido a sus laderas laterales poco profundas. Los Swales son generalmente difíciles de incorporar en desarrollos urbanos densos donde el espacio es limitado, aunque las pendientes laterales más pronunciadas pueden ser apropiadas en algunas situaciones; por ejemplo, un terraplén muy poco profundo (150 mm de profundidad) o un borde de hondonada adecuadamente cercado o inaccesible puede tener incluso vertientes verticales.

Son ideales para su uso en sitios industriales (revestidos y con componentes adicionales de tratamiento aguas abajo) porque cualquier contaminación que se produce es visible y, por lo tanto, puede tratarse antes de que cause daños al curso de agua receptor. También son mucho más fáciles de mantener en sitios con altas cargas de sedimentos que cualquier otro tipo de componente. No deberían ubicarse en áreas donde existan riesgos particulares de exceso de fertilizante o de aplicación de herbicidas que podrían causar contaminación de la escorrentía. Los huecos sin revestir no deben usarse en sitios de fábricas abandonadas a menos que se haya demostrado que el riesgo que representa la lixiviación de contaminantes se maneja a niveles aceptables. Las cunetas sin revestimiento deberían no se debe usar para tratar la escorrentía de áreas con altas cargas de contaminantes si el riesgo de contaminación del agua subterránea debido a la infiltración es inaceptablemente alto. Cuando se usa un revestimiento para evitar la infiltración, el nivel de agua subterránea estacionalmente alto debe estar por debajo del nivel del revestimiento. Si se permite la infiltración, el nivel máximo probable de agua subterránea debe ser al menos 1 metro por debajo de la base del sistema.

Las cunetas verdes no deben ubicarse donde hay áreas extensas de árboles o estructuras elevadas causen condiciones de sombra que podrían limitar el crecimiento del pasto (otra vegetación).



#### **5.4.4.3. Diseño hidráulico**

El diseño de las cunetas verdes se basa en el diseño de canal abierto, que equilibra el almacenamiento, el tratamiento y la infiltración durante tormentas pequeñas con la necesidad de un transporte de flujo máximo durante eventos más grandes. Por lo tanto, el diseño hidráulico y de tratamiento para los huecos está integralmente vinculado y los métodos de diseño para ambos se tratan en esta sección.

Se debe tener en cuenta lo siguiente al considerar el diseño hidráulico de todos los baches:

1. La cuneta verde debe tener la capacidad adecuada para transportar y/o almacenar el evento del período de retorno del diseño (nivel de servicio del componente). Cabe señalar que los huecos húmedos tenderán a no recuperarse tan bien de los altos caudales, por lo que un nivel de servicio reducido puede ser apropiado.
2. La cuneta verde debe tener la capacidad de transportar de manera segura los flujos de eventos extremos, o de lo contrario los flujos excesivos deberían pasar con seguridad a áreas de almacenamiento de flujo de excedencia temporal apropiadas o vías de transporte.
3. Los volúmenes de esorrentía del evento de diseño deberían medio vaciar dentro de las 24 horas. Esto ayudará a asegurar que los volúmenes de almacenamiento y tratamiento estén disponibles para los eventos

posteriores y, para los baches secos/de transporte, también debe proteger la vegetación del daño por condiciones saturadas.

#### **5.4.4.4. Cunetas verdes en zonas de transporte**

La vegetación en el terreno debe mantenerse a una altura de 75-150 mm para evitar el aplanamiento durante eventos de flujo (o plantación adecuada especificada para una mayor profundidad de flujo).

Se requiere un buen rendimiento de eliminación de contaminantes para todos los eventos de escorrentía hasta e incluyendo los eventos que ocurren, en promedio, aproximadamente una vez al año (denominado aquí el evento de 1:1 año). La duración de este evento debe ser la duración crítica relevante para la cuneta. Si el terraplén está drenando una carretera, entonces 15 minutos es probable que sea apropiado. Para este evento de diseño de calidad del agua se tiene:

- La profundidad del flujo debe mantenerse por debajo de la altura de la vegetación (es decir, usualmente <100 mm)
- La velocidad máxima de flujo en la cuenca para tal evento debe ser de 0.3 m / s para asegurar una adecuada filtración de escorrentía
- El tiempo de viaje de la escorrentía a lo largo de la ciénaga (tiempo de residencia = longitud / velocidad) debe ser de al menos 9 minutos (18

minutos desde la parte superior de la ciénaga, si la cuneta tiene afluencias laterales a lo largo de ella).

Para calcular la velocidad promedio del flujo en una cuneta, se debe usar la ecuación de Manning. El valor "n" de Manning, o el "coeficiente de rugosidad" indica en qué medida la superficie de la hondonada resistirá el flujo, y es crítica en su dimensionamiento. El coeficiente varía con el tipo de cobertura vegetal y la profundidad del flujo, y se sugiere una relación entre la profundidad del flujo y la "n" de Manning para canales de pasto, con un valor de 0.35 recomendado para una profundidad de agua inferior o igual a la altura de la hierba este coeficiente deberá aumentarse para tuberías que incluyen plantas más grandes y/o mayor rango de tamaños de plantas

Las velocidades de flujo para eventos extremos deben mantenerse por debajo de 1.0 m/s (o 2.0 m/s si la estabilidad de la pendiente, la erosión del suelo y las condiciones de seguridad lo permiten) para evitar la erosión. Se deberá estimar el valor "n" promedio de Manning para los flujos superiores de pasto, dependiendo de la profundidad del flujo.

Las presas de control y los sistemas de pretratamiento apropiados se pueden usar para mejorar el rendimiento hidráulico de la calidad del agua de un sistema de alcantarillas reduciendo las velocidades, aumentando el tiempo de residencia, aumentando la infiltración y / o almacenamiento.

Cuando las cunetas se diseñan para la capacidad de transporte en eventos más grandes, se sugiere que el diseño los criterios para estos sistemas no deben asumir concesiones adicionales para la pérdida de volumen. Donde las cunetas verdes son diseñadas para descargar volúmenes significativos por infiltración, los sistemas deben diseñarse como una forma de sumidero o cuenca de infiltración.

#### **5.4.4.5. Cunetas verdes secas**

El drenaje mejorado debajo de la ciénaga puede proporcionar mayor flujo y capacidad de almacenamiento, un rendimiento de interceptación adicional, un riesgo reducido de encharcamiento localizado y áreas pantanosas que se desarrollan donde las pendientes son planas y mejores condiciones para la infiltración (donde las condiciones del terreno lo permitan).

Las cunetas secas son servidas por un desagüe subterráneo no necesitan tener un desagüe sobre el suelo (aunque esto generalmente se requiere para propósitos de administración de flujo de excedencia) y por lo tanto pueden actuar como una longitud conectada de las cuencas de detención. Su rendimiento es complejo ya que la cabeza relativa en cada valle va a servir al drenaje inferior y definirá su rendimiento hidráulico. Una incertidumbre añadida es que cuando el lecho alrededor del desagüe subterráneo tiene una permeabilidad relativamente baja, la capacidad del desagüe interior puede no ser la condición limitante. Se necesita un diseño cuidadoso de cada elemento

para evaluar el rendimiento de un sistema para garantizar que los eventos de diseño se puedan tratar sin inundaciones aguas abajo.

Los límites de velocidad para eventos regulares y extremos establecidos para los swales de transporte son relevantes aquí, pero como estos sistemas son más adecuados para áreas relativamente planas o cortas, la restricción de diseño es normalmente su rendimiento de transporte, almacenamiento, más que la velocidad. El drenaje inferior generalmente debe tener una capacidad de flujo de al menos 2 L/s/ha para garantizar que los sistemas puedan manejar escenarios de múltiples eventos. Si la filtración en el drenaje subterráneo ocurrirá más rápido que el límite de descarga requerido, entonces se requerirá un control de flujo en este elemento.

#### **5.4.4.6. Cunetas verdes húmedas (Con agua permanente)**

La capacidad de transporte de los huecos húmedos puede determinarse utilizando el mismo enfoque que para los huecos de transporte. El requisito de restringir las velocidades para el evento de tratamiento de la calidad del agua para asegurar una adecuada filtración vegetativa normalmente no será relevante, ya que las pendientes longitudinales (o de gradiente cero) asociadas con las turberas húmedas asegurarán tiempos de retención adecuados.

Una base húmeda permanentemente mojada puede proporcionar zonas quietas para la eliminación de partículas finas, actuando como pequeños sistemas lineales de estanques/humedales. Los huecos húmedos suelen ser apropiados

cuando los sitios son muy planos y los suelos están mal drenados, pero pueden diseñarse para sitios más permeables que utilizan revestimientos impermeables para proporcionar un rendimiento específico del tratamiento o requisitos de amenidad o biodiversidad. Los swales húmedos ocurren naturalmente donde las capas freáticas altas se elevan por encima de la base del nivel de la cuneta, pero esto proporciona un enlace hidráulico directo entre la escorrentía y las aguas subterráneas y normalmente no debería permitirse.

Se debe incluir un pretratamiento adecuado para evitar la acumulación rápida de sedimentos en las superficies pantanosas (que es más difícil y perjudicial para eliminar) y para asegurar que las áreas de agua permanente no reciban escorrentías contaminadas que puedan suponer un riesgo para amenidad y rendimiento de la biodiversidad del sistema.

Una profundidad mínima de agua de 150 mm suele ser adecuada para proteger la vegetación de los humedales de los flujos erosivos y mantener una resistencia adecuada del sistema a la sequía. Las profundidades máximas del agua deben establecerse sitio por sitio, teniendo en cuenta los criterios técnicos, de amenidad (incluida la seguridad) y de biodiversidad. Los rangos de profundidad apropiados deben seguir las pautas dadas para estanques y humedales.

#### **5.4.4.7. Diseño de interceptación**

Las cunetas verdes de transporte y las cunetas verdes secas/mejoradas entregan interceptación porque generalmente no hay escorrentía de ellos para la mayoría de los pequeños eventos de lluvia. El agua penetra en la superficie del suelo con vegetación capas y en los suelos subyacentes u otros medios, y se elimina por evapotranspiración e infiltración (donde esté permitido). El alcance de la reducción volumétrica de la escorrentía dependerá de la tasa de infiltración del suelo circundante, la capacidad de cualquier medio filtrante subyacente, el área de captación, el área de la ciénaga, el tipo de vegetación y el clima.

Donde hay capacidad de infiltración, la infiltración es aceptable y el canal de drenaje está diseñado para facilitar incluso la infiltración limitada, a continuación, un simple cálculo de diseño infiltración determinará si el canal de drenaje es capaz de disponer de 5 mm profundidad de las precipitaciones sobre la zona de captación que contribuye.

Donde no hay infiltración, pero los suelos superficiales naturales (o los suelos importados o rediseñados) tienen agua capacidad de almacenamiento, entonces el diseño de interceptación debe seguir los principios establecidos en el manual de CIRIA para SUDS. La interceptación no se puede suponer para los huecos húmedos, a menos que su entrega se demuestre explícitamente en el diseño.

#### **5.4.4.8. Diseño de control de flujo máximo**

Swales puede ayudar a reducir las tasas de flujo de un sitio facilitando la infiltración y/o proporcionando almacenamiento de atenuación. Para los swales, el diseño de control de flujo máximo y la evaluación del volumen de almacenamiento de superficie se puede determinar mediante el uso de evaluación hidráulica estándar. Las contribuciones a la infiltración solo deberían incluirse para los aldrabas secas o mejoradas, donde las pendientes son <1.5% y donde las contribuciones a las reducciones del flujo máximo están explícitamente determinadas por el diseño. Los flujos de diseño siempre deben incluir la escorrentía desde las laderas laterales permeables que drenan hacia la cuenca.

Se puede proporcionar almacenamiento adicional por debajo de la base del dique utilizando grava u otro medio de filtro / drenaje o sistemas de cajas geocelulares, es decir:

Almacenamiento de atenuación disponible en el medio filtrante y la capa de drenaje del sistema de cuneta = volumen del sistema × índice de vacío en la capa de suelo / drenaje.



#### **5.4.4.9. Diseño de control de volumen**

Generalmente, se supone que las cunetas verdes no proporcionan ninguna reducción en el volumen de escurrimiento para el evento de 1:100 año, 6 horas, pero si las tasas de infiltración del sistema se consideran significativas para esta escala de evento, esto debe ser explicado explícitamente por el diseño.

#### **5.4.4.10. Diseño de flujo de excedencia**

Se requerirá una ruta de flujo de excedencia para los eventos de lluvia que excedan la capacidad de diseño del dique. Esto se puede lograr instalando una tubería de desbordamiento o una estructura de vertedero/desbordamiento por encima del nivel de almacenamiento de agua de diseño para transportar el exceso de flujo aguas abajo. Como los swales tienden a ser componentes lineales largos, es probable que se requieran varios desbordamientos.

La capacidad de flujo de excedencia del desbordamiento debe confirmarse utilizando métodos y análisis de evaluación hidráulica estándar (vertedero, orificio y flujo de tubería). Los excesos de flujo que exceden la capacidad del desbordamiento(s) también deben revisarse.

Cualquier estructura de flujo de excedencia se debe ubicar lo más cerca posible de la entrada de la campana para minimizar la longitud de la ruta de flujo para los flujos superiores a la capacidad (reduciendo así el riesgo de erosión). La vegetación en zonas húmedas probablemente sea especialmente vulnerable al

daño ocasionado por los altos flujos. Alternativamente, los flujos de excedencia pueden desviarse más allá de la borda utilizando rutas de flujo alternativas.

#### **5.4.4.11. Pretratamiento y entradas**

El agua preferiblemente debe dirigirse lateralmente a una sección con pendiente suave con vegetación (drenando la escorrentía como flujo de lámina desde el borde de un área impermeable contribuyente) en lugar de ingresar a esta sección como un solo punto de entrada. Esto minimiza la erosión y dispersa ampliamente la contaminación en la vegetación de la superficie. Como alternativa, se puede usar una serie de bordillos de caída a intervalos frecuentes.

Sin embargo, la transición de la acera a la acequia debe garantizar que la vegetación detrás de la acera no obstruya el flujo de agua hacia la acequia. Donde la escorrentía se dirige a los baches por dispositivos de concentración de flujo tales como barrancos o tuberías, el riesgo de erosión y sedimentación aumenta. Esto debe mitigarse mediante la construcción de entradas con esparcidores de flujo y control de la erosión, junto con pretratamiento apropiado. También la zona de influencia del drenaje a cualquier entrada individual debe ser minimizado. Cuando los pantanos se encuentran cerca de las carreteras, se puede proporcionar un drenaje lateral lleno de grava en el borde de la construcción del pavimento para evitar el agua filtrarse en las capas de pavimento, subrasante y afectando la fortaleza estructural de la carretera.

Las laderas laterales poco profundas o las franjas de filtro con vegetación en el borde de la superficie impermeable son útiles como un sistema de pretratamiento para la escorrentía que ingresa a los pantanos y mejorarán el rendimiento de la calidad del agua del sistema. Debe haber una gota de al menos 50 mm desde el borde del pavimento (o superficie dura) a cualquier superficie con vegetación para evitar la formación de un labio de sedimentos.

#### **5.4.4.12. Materiales**

##### **Verificación de elementos disipadores tipo presa.**

Donde se requiera, las presas de control generalmente se proporcionan a intervalos de 10-20 m y el nivel del agua en la punta de la presa corriente arriba debe estar al mismo nivel que la cresta de la presa corriente abajo (Figura 5.35). Las presas de control se pueden construir a partir de agregado grueso (100-600 mm), tableros de madera, gaviones o tierra (si están adecuadamente protegidos contra la erosión), estampidos o concreto (cuando corresponda). La madera utilizada para las presas de control debe consistir en troncos o maderas tratadas a presión, o especies de árboles resistentes al agua como cedro, cicuta, roble del pantano o langosta.

Los materiales de protección contra la erosión y la disipación de energía deben extenderse de 1 a 2 m aguas abajo de la presa a través de la base y los lados de la ciénaga, de ser necesario. Las presas de control deben construirse en los costados del valle para garantizar que el agua dañe la estructura y un pequeño

orificio o tubería en la base de la presa permitirá que los flujos bajos sean transportados aguas abajo. Los riesgos de bloqueo del orificio siempre deben ser considerados. Las interconexiones deben diseñarse de modo que el flujo no re-suspenda material sedimentado o cause erosión local, y así que los sólidos flotantes y las películas de superficie se retienen.

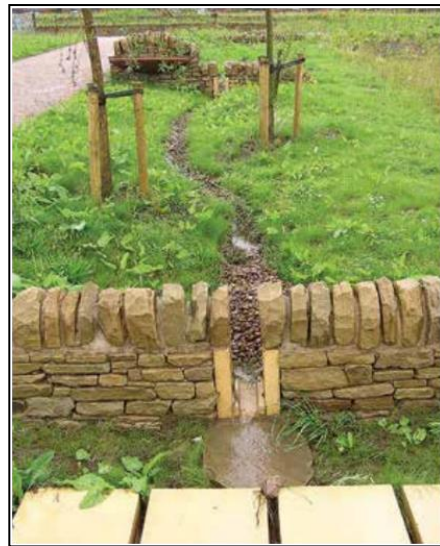


Figura 5.33. Elemento tipo presa de madera para cunetas verdes.  
Fuente: The SuDS Manual.

### **Esparcidor de flujo de grava**

Los esparcidores de flujo de grava deben comprender piedra lavada de 3-10 mm de diámetro. El diafragma debe ser al menos 300 mm de ancho y 600 mm de profundidad.

### **Separadores de flujo**

Los separadores de flujo (si se requieren) deben construirse con un material firme que resista la erosión y la intemperie, como el hormigón, el plástico reciclado o una berma compactada del suelo sembrada con la vegetación del fuste. Los materiales utilizados para este propósito no deben filtrar productos químicos en el terreno. Si la erosión es probable que sea un problema, entonces se pueden usar telas de control de la erosión, mantas de coco o geotextiles.

#### **5.4.4.13. Requisitos de construcción**

Los lugares donde se colocará el pasto deben estar claramente marcados antes de que comience el trabajo en el sitio y protegidos por señalización y cercado de limo para evitar su perturbación durante la construcción. No se debe permitir el tráfico de vehículos, excepto el usado específicamente para construir el componente, cerca de la hondonada. El equipo de excavación debe operar desde el costado del terraplén y no desde la base. Si se produce la compactación de los suelos, debe eliminarse un mínimo de 300 mm de profundidad del suelo, reemplazarse con una mezcla de tierra vegetal junto con arena para promover la infiltración y el crecimiento biológico.

Se debe tener cuidado de que los niveles de diseño, las pendientes de las entradas, de la base y los lados de la sección de la cuneta estén construidos con precisión para evitar la escorrentía sin pasar por las entradas de los

túmulos, encharcando en la base de la sección de la cuneta y canalizando el flujo. Incluso las no conformidades más pequeñas pueden comprometer las condiciones de flujo.

Las cunetas verdes no deben recibir ninguna esorrentía hasta que la vegetación esté completamente establecida y la construcción en el sitio haya alcanzado un estado en el que las cargas de sedimentos no causen una sedimentación rápida del humedal. Esto se puede lograr por:

- Desviar los flujos hasta que la vegetación esté bien enraizada
- Colocar una manta de control de la erosión (por ejemplo, yute, paja o esteras geo sintéticas) sobre la mezcla de semillas recién aplicada
- Usar tierra desnuda como cobertura temporal durante la estación húmeda; estas áreas deben sembrarse con una mezcla de hierba adecuada tan pronto como el clima sea propicio para la germinación de la semilla.

Si el sedimento del trabajo de construcción se acumula en una pendiente suave de tratamiento en la entrada del flujo (colina), se debe limpiar y la colina completamente rehabilitada antes del sistema de drenaje es adoptado por la organización que lleva a cabo mantenimiento.

La cuneta verde se debe plantar en una época del año cuando es más probable el establecimiento exitoso de la planta sin riego (teniendo en cuenta que aún

puede requerirse riego temporal si el período es especialmente seco). Las áreas recién sembradas se deben estabilizar con métodos de estabilización de suelos temporales o permanentes apropiados, como esteras de control de la erosión o mantas. Si más del 30% del área sembrada está desnuda después cuatro semanas, resembrar o replantar debe ser considerado para lograr una cobertura del 90%.

#### **5.4.4.14. Requerimientos de operación y mantenimiento**

Las cunetas verdes requerirán un mantenimiento regular para asegurar el funcionamiento continuo para diseñar estándares de rendimiento, todos los diseñadores deberían proporcionar especificaciones y frecuencias detalladas para las actividades de mantenimiento requeridas junto con los probables requisitos de maquinaria, los costos anuales típicos, dentro del Mantenimiento Plan. El rendimiento del tratamiento de los swales depende del mantenimiento, se requerirán planes de gestión robustos para garantizar que el mantenimiento se lleve a cabo a largo plazo. Los diferentes diseños tendrán diferentes requisitos de operación y mantenimiento.

El mantenimiento de las cunetas verdes es relativamente sencillo para los contratistas de jardinería, y normalmente solo debe haber una pequeña cantidad de trabajo adicional (si corresponde) para un terreno más allá de lo necesario para el espacio abierto público estándar. Siempre que el manejo del paisaje ya sea requerido en el sitio, el mantenimiento del terreno debe tener

implicaciones de costo marginal. Sin embargo, la inspección regular y el mantenimiento son importantes para la operación efectiva de los baches según lo diseñado. La responsabilidad de mantenimiento de un swales siempre debe hacerse con una organización apropiada. Si los huecos se implementan dentro de la propiedad privada, los propietarios deben ser informados sobre sus necesidades de mantenimiento de rutina, deben comprender el Plan de mantenimiento a largo plazo y cualquier acuerdo de mantenimiento legalmente vinculante.

Se debe proporcionar acceso adecuado a todas las áreas de la cuneta para inspección como para mantenimiento, incluso para equipos y vehículos apropiados. La eliminación de basura y desechos se debe realizar como parte del mantenimiento general del paisaje para el sitio y antes de cualquier otra tarea de gestión toda la basura debe ser removida del sitio.

El principal requisito de mantenimiento para los canales secos es el corte. La siega idealmente debe conservar longitudes de pasto de 75-150 mm a través de la superficie principal de "tratamiento", para ayudar a filtrar los contaminantes y retener los sedimentos y para reducir el riesgo de aplanamiento durante los eventos de esorrentía. Sin embargo, no se considera que las longitudes de vegetación más largas, cuando corresponda, representen un riesgo significativo para la funcionalidad.



Los recortes de hierba deben eliminarse fuera del sitio o fuera del área de la ciénaga, para eliminar nutrientes y contaminantes. Para huecos húmedos, no se requiere cortar la vegetación de los humedales. Sin embargo, la cosecha de vegetación muy densa puede ser deseable en el otoño después que la planta extinción, para evitar la descarga de exceso de materia orgánica en las aguas receptoras. Todas las actividades de manejo de la vegetación deben tener en cuenta la necesidad de maximizar la bioseguridad y prevenir la propagación de especies invasoras.

Ocasionalmente, será necesario eliminar los sedimentos (por ejemplo, una vez que los depósitos superan los 25 mm de profundidad), aunque esto se puede minimizar garantizando que las áreas aguas arriba están estabilizadas y por incorporando dispositivos efectivos de pretratamiento.

Evidencia disponible de los estudios de monitoreo indica que las pequeñas prácticas de infiltración distribuidas, como las cunetas verdes no contaminan los suelos subyacentes, incluso después de más de 10 años de operación (TRCA, 2008). Los sedimentos excavados en un valle que recibe escorrentías de áreas residenciales o estándar de carreteras y techos generalmente no son tóxicos ni peligrosos y, por lo tanto, pueden desecharse de manera segura ya sea por la aplicación de la tierra o por el relleno sanitario. Sin embargo, la consulta debería llevarse a cabo con el regulador ambiental para confirmar los protocolos apropiados. Se pueden requerir pruebas de sedimentos antes de la excavación

de sedimentos para determinar su clasificación y los métodos de eliminación apropiados. Para la escorrentía de calles con mucho tráfico vehicular, pruebas de sedimentos será esencial. Cualquier daño debido a la eliminación de sedimentos o la erosión debe repararse e inmediatamente re-sembrado o plantado.

#### **5.4.5.           Lagunas de infiltración (Estanques Y Humedales)**

Las lagunas de infiltración son características con un charco de agua permanente que proporciona atenuación y tratamiento de la escorrentía de aguas superficiales. Pueden soportar la vegetación acuática emergente y sumergida a lo largo de su línea de costa y en zonas poco profundas, pantanosas (pantanosas), lo que ayuda a mejorar los procesos de tratamiento y tiene beneficios de amenidad y biodiversidad. Los densos rodales de vegetación facilitan la adhesión de contaminantes a la vegetación, la descomposición aeróbica de los contaminantes, también pueden ayudar a estabilizar los sedimentos sedimentados y evitar la re-suspensión. Se usa el término "humedal" para describir los cuerpos de agua con mayores proporciones de la superficie cubierta por la plantación acuática. También tienden a tener mayores variaciones de profundidad y pueden incluir islas poco profundas. Sin embargo, para los fines de este documento, los estanques y los humedales se consideran juntos.

El almacenamiento de atenuación se proporciona por encima de las áreas de piscina y humedales permanentes. Un sistema de control de flujo en el emisario controla las tasas de descarga para un rango de niveles de agua, causando que el volumen del estanque se llene durante los eventos de tormentas. La escorrentía de cada evento de lluvia se detiene y se trata en la piscina. El volumen de la agrupación influye en la efectividad de la función para la eliminación de contaminantes particulados, con volúmenes más grandes que proporcionan más tiempo períodos de tiempo para la sedimentación, mayores oportunidades para la biodegradación y los mecanismos de absorción biológica.

Las lagunas de infiltración siempre deben diseñarse con sistemas adecuados de pretratamiento aguas arriba (o cámara de agua de sedimentos separados) en su lugar. Esto evita que las características de agua abierta se vuelvan antiestéticas y olorosas, reduce el riesgo de acumulación rápida de limo, que generalmente es costoso, difícil de extraer y eliminar. Los estanques y los humedales desempeñan una valiosa función en la sedimentación de los sedimentos finos y en el "pulido" final del escurrimiento del agua superficial antes del vertido.

Los cuerpos de agua permanentes bien diseñados y mantenidos pueden ofrecer importantes beneficios estéticos, de recreación como también vida silvestre a los sitios de desarrollo. Las lagunas se pueden diseñar como características naturales con pendientes laterales poco profundas y cubiertas de

césped o pueden ser características de paisajes duros que complementan el carácter de los entornos urbanos densos. Las lagunas bien gestionadas pueden agregar un valor económico significativo a un desarrollo, aumentando los valores de las propiedades, atrayendo negocios y turismo. La aceptabilidad pública de los estanques depende en gran medida de su calidad estética, de su integración efectiva dentro del paisaje como de su desempeño como recurso comunitario, por lo que su forma, diseño y plantación generalmente deben ser diseñados y especificados por los arquitectos paisajistas. No deberían ser diseñados por ingenieros sin experiencia en arquitectura de paisaje.

Se pueden crear lagunas utilizando una depresión natural existente, excavando una nueva depresión o construyendo terraplenes. Los cuerpos de agua naturales existentes no deben utilizarse como un medio para eliminar la escorrentía superficial, ya que esto crearía el riesgo de que los eventos de contaminación, la mala calidad del agua o los regímenes de flujo alternativos pudieran alterar / dañar la morfología y / o ecología natural del sistema. Sin embargo, puede haber situaciones en las que los cuerpos de agua existentes se beneficiarían de más entradas de agua de escorrentía limpia. Localizar estanques y humedales SuDS cercanos a los existentes también puede beneficiar a la biodiversidad.

El diseño de Lagunas debe considerar la inclusión de varias zonas:

1. Cámara de carga de sedimentos (opcional). El pretratamiento efectivo (que elimina los sedimentos gruesos y los aceites flotantes) idealmente debería implementarse a través de un control de fuente apropiado y los componentes de trenes de gestión SuDS aguas arriba. Donde hay riesgos de sedimentos residuales, o donde una cámara de carga de sedimentos es la única opción de manejo adecuada en el sitio, entonces el estanque se puede dividir para permitir que los sedimentos gruesos se asienten en la cámara antes de que la escorrentía entre en la piscina permanente. La cámara de carga permite controlar fácilmente la acumulación de sedimentos y concentra cualquier actividad requerida de eliminación de sedimentos dentro de un área pequeña, minimizando así el daño potencial al resto del estanque.
2. Reserva permanente: este es el volumen permanente de agua que permanecerá en el estanque / humedal durante todo el año (menos la evaporación y la infiltración durante largos períodos de tiempo seco). El grupo actúa como la principal zona de tratamiento y ayuda a proteger los sedimentos depositados finos de la re-suspensión. El nivel de agua superior para este volumen debe estar en el nivel de inversión de la estructura de salida, a menos que se incluya una "profundidad de infiltración" (es decir, una profundidad entre el nivel de inversión de salida y la elevación superior del revestimiento sobre el que se fomenta la infiltración). En humedales más

grandes, este volumen de la piscina se puede distribuir en varios "micropiscinas".

3. Volumen de almacenamiento de atenuación: este es el volumen de almacenamiento temporal por encima del grupo permanente que se llena a medida que aumentan los niveles de agua durante los eventos de lluvia, proporcionando la atenuación de flujo requerida.
4. Banco acuático. Esta es la zona de aguas poco profundas a lo largo del borde del estanque permanente que apoya la plantación de humedales, actuando como un filtro biológico y brindando beneficios de ecología, amenidad y seguridad. Donde la proporción de plantación se incrementa (es decir, para crear características de humedales), puede haber otras "islas" (zonas de áreas poco profundas y con vegetación) dentro del conjunto permanente.

Cuando hay una gran proporción de aguas poco profundas, se debe tener en cuenta el grado de pérdida de agua por evapotranspiración para garantizar que haya suficiente suministro de agua para mantener un buen crecimiento de las plantas de humedal a lo largo del año.

Las características de diseño también deben incluir una ruta de excedencia segura, acceso de mantenimiento a todas las áreas del estanque, un banco de seguridad plano alrededor del estanque (para proporcionar una distancia adecuada antes del agua abierta (esto desalienta el acceso directo y facilita la

vigilancia del estanque y rescatar si es requerido) y también generalmente actúa como una ruta de mantenimiento). El acceso para el mantenimiento de funciones más pequeñas a menudo puede ser una servidumbre con suficiente espacio y gradientes para permitir acceso por mini excavadoras.

Las Lagunas de infiltración más grandes deberían, preferiblemente, dividirse en zonas, proporcionando la calidad del agua y el volumen de almacenamiento en cantidad en varias celdas independientes. Estos pueden crear una mayor atenuación, vías de eliminación de contaminantes más prolongadas (y por lo tanto una mayor eliminación de la contaminación), un régimen de mantenimiento más fácil y una ecología más variada. También permiten:

- Biodiversidad mejorada, con zonas más bajas que tienden a incluir agua más limpia
- Un programa de mantenimiento más efectivo desde el punto de vista ambiental: a través de programas escalonados para cada una de las zonas.

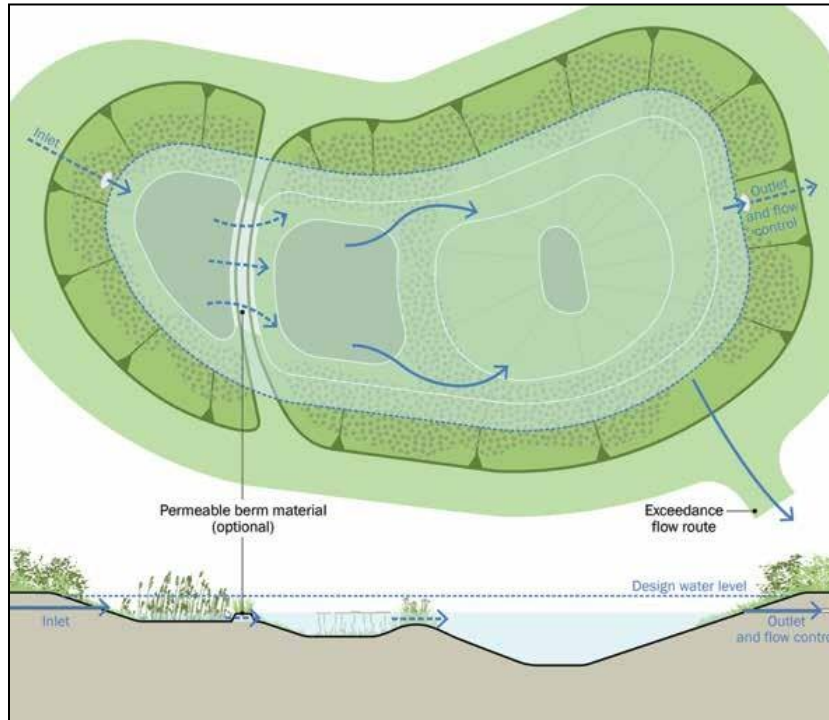


Figura 5.34. Vista del plano y perfil de los detalles de Laguna de infiltración.  
Fuente: The SuDS Manual.

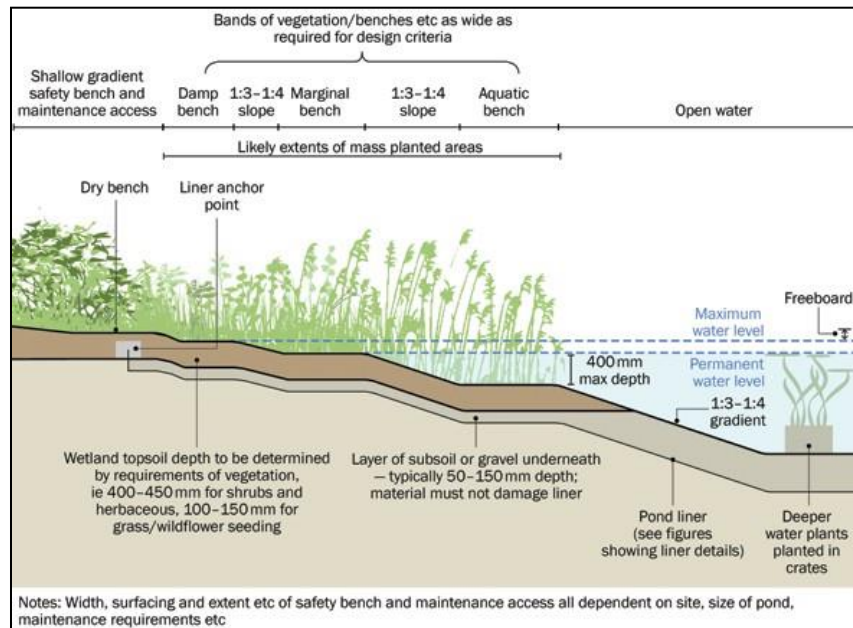


Figura 5.35. Detalles típicos del borde de la Laguna plantada  
Fuente: The SuDS Manual.



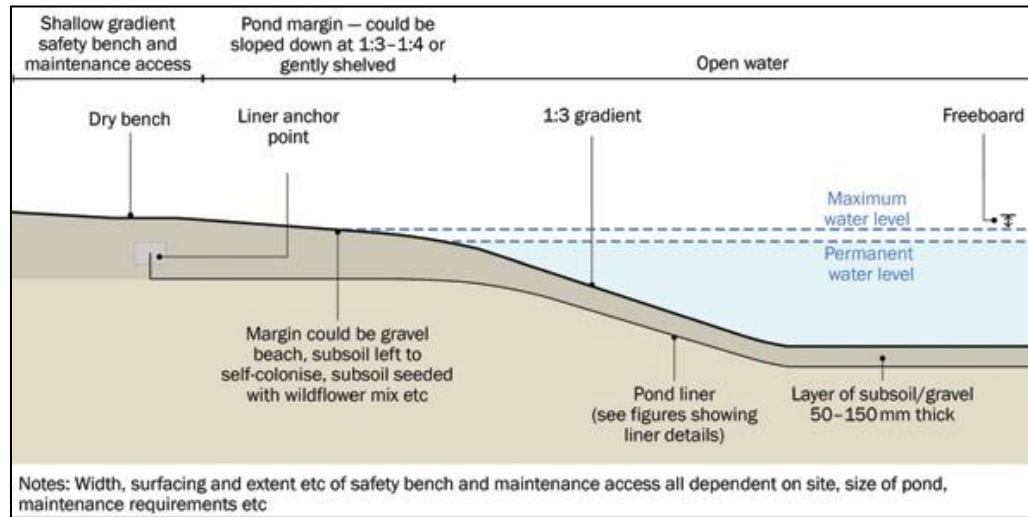


Figura 5.36. Detalles típicos del borde de la Laguna no plantada  
Fuente: The SuDS Manual.

#### 5.4.5.1. Consideraciones generales de diseño

Las Lagunas deben diseñarse de modo que el flujo entre en la laguna y se extienda gradualmente, evitando la creación de zonas muertas causadas por las esquinas, y optimizando el proceso de sedimentación maximizando las rutas de flujo. Los deflectores, la configuración de la laguna y las islas se pueden agregar dentro del grupo para aumentar la longitud de la ruta de flujo y maximizar la efectividad del tratamiento de la calidad del agua).

Se deben colocar entradas y salidas para maximizar la ruta de flujo a través de la instalación. La relación entre la longitud de la trayectoria del flujo y el ancho debe ser de al menos 3:1 para evitar el cortocircuito hidráulico e idealmente 4:1 o 5:1. Si hay múltiples entradas, todas deben seguir este principio de manera ideal, pero como mínimo, la relación longitud-anchura debe basarse en la

longitud promedio de la ruta de flujo ponderada según el flujo para todas las entradas.

Se requiere un equilibrio entre zonas profundas y someras en una laguna o humedal. La profundidad máxima del conjunto permanente no debe exceder los 2 m para evitar la estratificación y las condiciones anóxicas (y normalmente debe ser un máximo de 1.2 m, a menos que todas las consideraciones de seguridad indiquen que un mayor la profundidad es aceptable). Mantener el agua permanente a poca profundidad permite que el oxígeno llegue al fondo de la laguna, permitiendo la biodegradación de los aceites por organismos naturales; sin embargo, los estanques muy poco profundos pueden estar en riesgo de proliferación de algas y alta actividad biológica durante los meses de verano, y pueden estar en riesgo de secarse cuando las precipitaciones son bajas, por lo tanto, algunas profundidades de 0.6-1.0 m generalmente deberían incluirse. Mayores profundidades cerca de la salida reducirán el riesgo de re-entrada de sedimentos y tenderán a producir descargas de agua de fondo más frías que pueden mitigar los efectos térmicos aguas abajo. Las aguas profundas sostienen un número relativamente pequeño de especies vegetales en comparación con las zonas poco profundas, por lo que la extensión total de las zonas de aguas profundas debe considerarse y limitarse.

La profundidad máxima de almacenamiento temporal por encima del grupo permanente debe ser limitada: 0,5 m es generalmente apropiado para

estanques pequeños y medianos, pero las profundidades aumentadas pueden ser adecuadas para sistemas más grandes o donde se pueda demostrar que los riesgos se manejaron de manera adecuada. Los humedales de aguas superficiales generalmente se eligen para mejorar la calidad de la escorrentía, en lugar de controlar grandes volúmenes de agua superficial.

Donde los humedales se usan para la atenuación del flujo, la profundidad del almacenamiento temporal sobre el agua permanente el nivel debe ser tal que el riesgo de daño a la planta sea bajo.

Se debe proporcionar un banco acuático que se extienda hacia adentro desde el borde normal del estanque y que tenga una profundidad máxima de 0,4 m por debajo de la elevación normal de la superficie del agua de la piscina. El ancho puede variar según el tamaño del estanque y la extensión de la vegetación requerida por motivos de seguridad y estéticos. En la mayoría de los sitios de estanques, es importante enmendar el suelo antes de la siembra, ya que los estanques normalmente se colocan muy por debajo del horizonte del suelo nativo. En suelos muy pobres, las adiciones de nutrientes deben reducirse al mínimo debido al riesgo de proliferación de algas y eutrofización.

Se deben proporcionar bancos de seguridad y rutas de acceso de mantenimiento a un nivel apropiado sobre el estanque permanente. Un ancho adecuado para un banco de seguridad es de 3,5 m, con una pendiente de menos de 1 en 15, aunque esto dependerá de la disponibilidad de la tierra, el

acceso designado y el tipo de equipo de mantenimiento requerido para el estanque. Las laderas laterales al estanque entre el banco acuático y de seguridad generalmente no deben exceder de 1 en 3 por razones de seguridad pública, y donde sea que se requiera cortar el césped, las pendientes no deben ser más pronunciadas que 1 en 4. Donde se diseñan estanques para ser creado como características del paisaje exigido dentro de áreas urbanas densas, el diseñador debe desarrollar tanto pendientes como profundidades aceptables, prestando plena atención a la gestión de la salud y la seguridad. Las pendientes laterales verticales pueden ser apropiadas en tales escenarios, siempre que las profundidades se mantengan superficiales, el sistema esté bien integrado en el paisaje urbano y las necesidades de la vida silvestre se tienen plenamente en cuenta.

#### **5.4.5.2. Selección y sitio de estanques o humedales**

Los estanques o humedales generalmente son adecuados para la mayoría de los tipos de nuevos desarrollos y redesarrollos, se pueden usar tanto en áreas residenciales como no residenciales. Los estanques también son apropiados para su uso en situaciones de adaptación donde la tierra está disponible en un punto adecuado cerca de la salida del sistema de drenaje.

Mediante el uso efectivo de las medidas de control de la fuente aguas arriba, los estanques SuDS generalmente se pueden diseñar como pequeñas características que se mezclan discretamente en el paisaje. Grandes cuerpos

de agua abierta necesitan una consideración muy cuidadosa. Los estanques y humedales generalmente se pueden integrar a los contornos de un sitio con bastante facilidad y la variación potencial en su forma de diseño y su estética significa que pueden complementar y mejorar una amplia gama de entornos urbanos. Los estanques y los humedales se deben colocar en desarrollos para que no se los oculte en la vivienda no se oculte en una esquina invisible. Alternativamente, pueden ubicarse en áreas más grandes de espacio abierto. Esto asegura que las características del agua son una parte valiosa de un desarrollo.

Puede ser difícil ubicar un estanque en sitios de pendiente pronunciada, los estanques no deben ubicarse en un terreno inestable. La estabilidad del suelo se debe verificar evaluando las condiciones del suelo y del agua subterránea del sitio. Los estanques no deben construirse sobre materiales de relleno de desecho, relleno no controlado o relleno sin ingeniería. Donde sea práctico, la longitud del estanque debe orientarse en la dirección de los vientos dominantes del verano para mejorar la mezcla del viento.

El suelo debajo de un estanque húmedo debe ser suficientemente impermeable para mantener los niveles de agua dentro del estanque permanente en el nivel requerido. En los estratos permeables, se requerirá un forro (u otro material impermeable tal como arcilla encharcada) para evitar que el estanque se seque.

La evaluación de los suelos debe basarse en investigaciones de suelos y pruebas de permeabilidad.

En áreas que contienen suelos contaminados o aguas subterráneas contaminadas (sitios de zonas industriales abandonadas), se pueden usar estanques, siempre que el sistema esté completamente sellado, evitando el intercambio de agua entre el estanque y el agua subterránea. Se deben evaluar los procesos de excavación o movimiento de tierras necesarios para garantizar que no se produzca la movilización de la contaminación.

Si se usa en un sitio con una zona subyacente sensible de aguas subterráneas, o si se usa para tratar la escorrentía de un punto conflictivo potencial, generalmente se requerirá una evaluación de riesgos hidrogeológicos para determinar una distancia de separación adecuada entre el fondo del estanque y la elevación del nivel freático máximo a menos que se proponga un revestimiento. Si los suelos del subsuelo son completamente permeables, un revestimiento (u otro material impermeable como arcilla de charco) será necesario para evitar fugas.

Cuando el nivel freático se encuentre cerca de la base del estanque, se deberá evitar la conexión hidráulica entre el agua del estanque y el agua subterránea, a menos que se cumplan los requisitos de calidad del agua para la infiltración. Además, la operación del emisario debe confirmarse para el nivel máximo anual

de la capa freática. El nivel máximo esperado de agua subterránea siempre debe estar debajo de la zona de detención temporal.

Los estanques y humedales no son medidas de manejo apropiadas para la escorrentía desde los sitios de construcción o durante el período de construcción del desarrollo, cuando es probable que la carga de sedimentos sea muy alta.

#### **5.4.5.3. Diseño hidráulico**

El volumen de almacenamiento temporal del estanque/humedal debe dimensionarse para proporcionar atenuación de inundaciones para que todos los eventos cumplan con los estándares de servicio del sitio, hasta los eventos de 10, 30 o 100/200 años (incluido el cambio climático apropiado y las tolerancias urbanas), si es necesario, las descargas se limitan a las tarifas equivalentes (u otras tarifas acordadas) equivalentes. La consideración debe ser dada a eventos más grandes, ya que estos deben enlazarse de manera segura aguas abajo. Es posible que se necesiten aumentar los volúmenes de atenuación si se requiere almacenamiento adicional para entregar un control volumétrico adecuado de la escorrentía para el evento de 100 años.

#### **5.4.5.4. Diseño de interceptación**

Donde la infiltración está diseñada para ocurrir cuando el nivel del agua se eleva por encima del nivel del estanque permanente, entonces se puede lograr alguna contribución a la entrega de Intercepciones (la prevención de la escorrentía para pequeños eventos de lluvia). La extensión de cualquier reducción volumétrica lograda de esta manera es probable que sea muy limitada y requiere una evaluación y un diseño cuidadosos.

#### **5.4.5.5. Diseño de control de flujo máximo**

Los estanques o humedales pueden ayudar a reducir las tasas de flujo de un sitio controlando la tasa de descarga y permitiendo que el volumen de almacenamiento temporal se llene durante los eventos de tormentas. El control de flujo pico requerido y el volumen de almacenamiento se pueden determinar usando la evaluación hidráulica estándar.

#### **5.4.5.6. Diseño de control de volumen**

Los estanques y humedales normalmente no contribuyen al control volumétrico de la escorrentía, pero pueden usarse para proporcionar una mayor atenuación cuando el almacenamiento a largo plazo no es práctico. La evaluación del control volumétrico debe seguir los métodos normales de evaluación hidráulica de El manual de SUDS.



#### **5.4.5.7. Diseño de flujo de excedencia**

Se requerirá una ruta de flujo de excedencia para los eventos de lluvia que excedan la capacidad de diseño del estanque o humedal y para transmitir los flujos en caso de que ocurran bloqueos de salida. Esto se puede lograr instalando una tubería de desbordamiento o una estructura de vertedero/ desbordamiento/vertedero por encima del nivel de almacenamiento de agua de diseño para transportar el exceso de flujo aguas abajo. Deben diseñarse para evitar el sobrellenado de cualquier terraplén que pueda causar daños estructurales, los vertederos deben ubicarse de modo que las personas y las propiedades situadas aguas abajo no corran peligro. Para estanques pequeños, un canal de césped simple integrado en el paisaje suele ser adecuado como una ruta de excedencia. Un francobordo (borde libre) de 300 mm para el evento de diseño suele ser suficiente para grandes estanques, pero cuando los riesgos son particularmente altos, se debe acordar una asignación adicional con el regulador ambiental u otra autoridad. Por el contrario, para estanques más pequeños, puede no haber necesidad de un francobordo, siempre que se haya evaluado el riesgo para las personas y la propiedad.

La capacidad de flujo de excedencia del desbordamiento debe confirmarse utilizando métodos y análisis de evaluación hidráulica normal (vertedero, orificio y flujo de tubería). También se deben confirmar las trayectorias de flujo superior a la capacidad del desbordamiento.

Cualquier estructura de flujo de excedencia debe ubicarse tan cerca de la entrada como sea posible para minimizar la longitud de la ruta de flujo para los flujos de capacidad superior (reduciendo así el riesgo de erosión). El desbordamiento no debe impedir el acceso a cualquier estructura de entrada o salida que gestione flujos más frecuentes.

#### **5.4.5.8. Especificaciones físicas**

##### **Pretratamiento y entradas.**

El número de entradas a la función debe ser limitado, preferiblemente a uno. La longitud de la ruta de flujo debe ser maximizado de entrada a salida para todas las entradas.

El estado del trabajo eficaz para todas las entradas debería ser idealmente a través de un control adecuado de la fuente y los componentes del tren de gestión SuDS aguas arriba. Como muchos contaminantes se adhieren a los sedimentos, su eliminación asegura que el agua en la piscina principal se puede limpiar y se puede cumplir con los objetivos de la amenidad y la biodiversidad. Donde hay riesgos de sedimentos residuales, o donde una cámara de carga de sedimentos es solo una opción de manejo adecuado en el sitio, luego el área del estanque / humedal se puede dividir para permitir que los sedimentos más pesados se salgan de la suspensión antes de que la escorrentía ingrese al cuerpo principal del sistema. La cámara de carga de sedimentos puede controlar la acumulación de sedimentos y la precisión de una planta,

minimizando así el daño potencial al resto del estanque o humedal. El área del plan de la bahía de sedimentación debe ser al menos el 10% del área total de la cuenca y podría consistir en una cuenca separada o formarse mediante la construcción de una berma de tierra, gaviones llenos de piedras o rocas o rasgaduras en la parte superior de la cuenca. Para sistemas con entradas múltiples, se debe proporcionar un estado de empleo para cada entrada que pueda contribuir con una carga de sedimentos significativos. Cada cámara de carga debe ser accesible y de fácil mantenimiento.

Se debe considerar la instalación de un marcador fijo de profundidad de sedimentos en donde se esperan elevadas cargas de sedimentos, para medir la deposición de sedimentos con el tiempo. Esto ayudará con el desarrollo de programas de mantenimiento futuro. La base de la cámara de carga se puede reforzar para facilitar la eliminación de sedimentos. Si se utiliza un revestimiento de membrana sin protección, se debe tener mucho cuidado durante las operaciones de eliminación de sedimentos.

La energía de los flujos entrantes debe disiparse para minimizar el riesgo de erosión y erosión, para evitar perturbaciones en el volumen de la piscina permanente. Esto se puede lograr estabilizando los canales de entrada utilizando sistemas de control de erosión o de extracción de rip-rap (colocación de roca en la parte de talud o al costado del canal), o sumergiendo parcial o

totalmente el tubo de entrada. La escala del sistema de atenuación de la erosión debe ser física y estéticamente proporcional al tamaño del estanque.

Se pueden requerir rejillas de seguridad si los diámetros de las tuberías de entrada permiten la entrada al público, pero tienden a aumentar los riesgos de obstrucción y pueden representar un peligro en sí mismas de modo que, siempre que sea posible, la infraestructura de entrada debe diseñarse de modo que no sean necesarios.

Si el estanque o humedal se va a construir fuera de línea, como una instalación de tratamiento solamente, entonces un bypass corriente arriba la estructura se puede usar para desviar eventos que requieren tratamiento en el estanque/humedal. Los caudales que excedan esto pasarán por alto el sistema, reduciendo el potencial de turbulencia y mezcla, permitiendo que ocurran procesos óptimos de eliminación de contaminantes.

#### **5.4.5.9. Materiales**

##### **Forros para estanques / humedales**

Los revestimientos de estanques se pueden formar a partir de una gama de materiales diferentes. Los requisitos para la bancada deben siempre ser considerados, para asegurar que las capas de subsuelo saturado no se desprendan del revestimiento, de lo contrario los sistemas de contención del suelo pueden ser utilizados. Los revestimientos de arcilla geosintéticos(Figura

5.39) tienden a ser menos propensos a problemas de estabilidad debido a que el material es un emparedado de bentonita entre dos geotextiles, pero la estabilidad de las capas de suelo superpuestas aún debe ser una consideración.

Los revestimientos de geomembrana (el butilo es una forma común) normalmente deberían estar protegidos con capas de vellón geotextil (Figura 5.40). Los revestimientos de arcilla deben protegerse contra la desecación (Figura 5.41). El espesor de arcilla requerido para asegurar la impermeabilidad completa debe ser de al menos 500 mm, y preferiblemente de 1 m. La permeabilidad mínima de la arcilla compactada debe ser de  $1 \times 10^{-9}$  m/s.

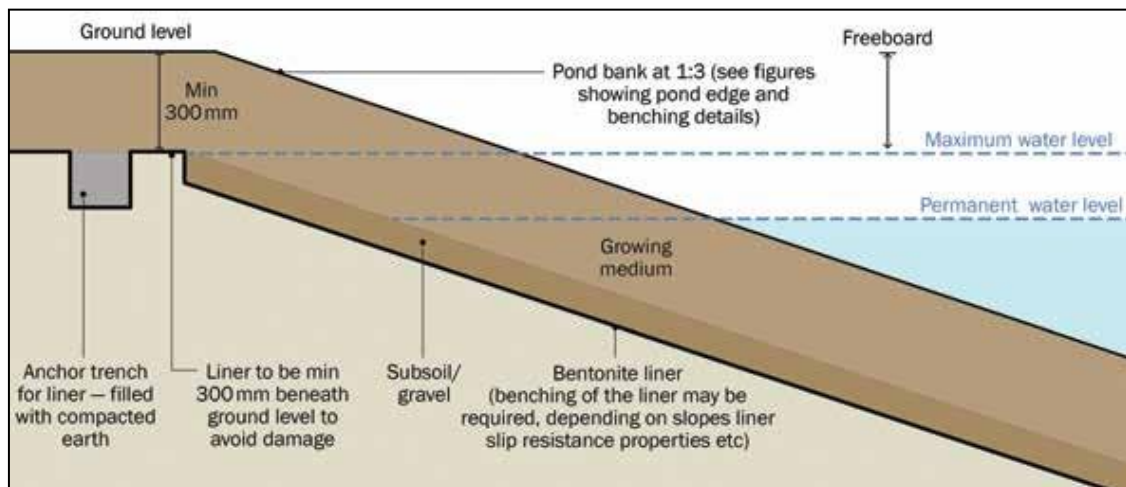


Figura 5.37. Detalles para un revestimiento geosintético típico  
Fuente: The SuDS Manual.

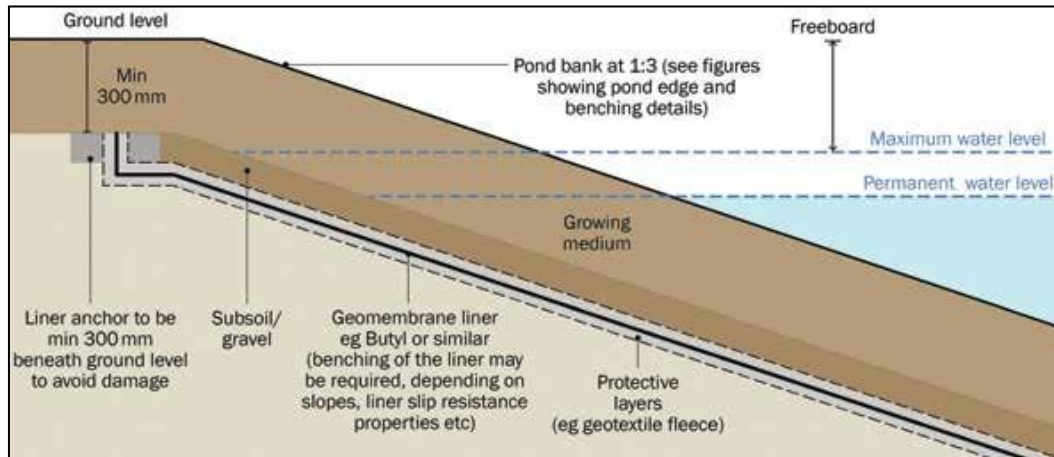


Figura 5.38. Detalles para una línea de geomembrana típica.  
Fuente: The SuDS Manual.

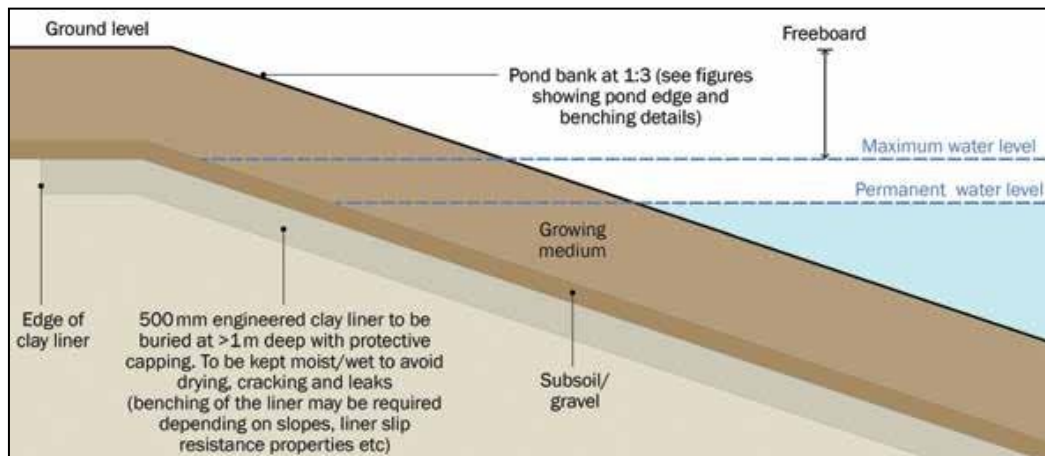


Figura 5.39. Detalles para un revestimiento de arcilla típico  
Fuente: The SuDS Manual.

#### 5.4.5.10. Requisitos de construcción

Las laderas inferiores y laterales del estanque, incluidos los bancos, deben estar cuidadosamente preparadas para garantizar que sean estructuralmente sólidas. Se debe verificar cualquier terraplén para asegurarse de que cumpla con sus criterios de diseño. La preparación también debe asegurar que la

cuenca retenga satisfactoriamente la escorrentía de agua superficial sin daños significativos por erosión.

El relleno de las estructuras de entrada-salida debe controlarse para minimizar el asentamiento y la erosión. Los suelos utilizados para terminar las laderas laterales del estanque por encima del nivel retenido deben ser adecuadamente fértiles, porosos como de suficiente profundidad para garantizar un crecimiento saludable de la vegetación. Si se usa un forro impermeable, se debe tener cuidado para asegurar que no se dañe durante la construcción.

Hay varios materiales disponibles para ayudar a prevenir la erosión mientras se permite el establecimiento de plantas. Idealmente, la siembra se planificaría a lo largo de varios años para que la tasa de establecimiento pueda ser monitoreado y las densidades ajustadas en consecuencia.

Los estanques solo se pueden usar para administrar la escorrentía de la construcción, donde se prevén medidas para su rehabilitación completa hasta los niveles de formación originales antes del traspaso. Los esquemas de plantación deberían retrasarse hasta que se haya llevado a cabo una rehabilitación completa.

#### **5.4.5.11. Requerimientos de operación y mantenimiento**

Los estanques y humedales requerirán un mantenimiento regular para garantizar el funcionamiento continuo para diseñar estándares de rendimiento, y todos los diseñadores deberían proporcionar especificaciones, frecuencias

detalladas para las actividades de mantenimiento requeridas, junto con los probables requisitos de maquinaria y los costos anuales típicos dentro del plan de mantenimiento. El rendimiento del tratamiento de estanques y humedales depende del mantenimiento, se requerirán planes de gestión sólidos para garantizar que el mantenimiento se lleve a cabo a largo plazo. Los diferentes diseños tendrán diferentes requisitos de operación y mantenimiento, pero esta sección brinda una guía genérica.

El mantenimiento de los estanques es relativamente sencillo para los contratistas de jardines, normalmente solo se requiere una pequeña cantidad de trabajo adicional para un estanque SuDS o humedal que supere lo necesario para el espacio abierto público estándar.

La inspección y el mantenimiento regulares son importantes para la operación efectiva de los estanques según lo diseñado. La responsabilidad de mantenimiento de un estanque y sus alrededores siempre debe hacerse con una organización responsable. La eliminación de basura tanto como desechos se debe realizar como parte del mantenimiento general del paisaje para el sitio y antes de cualquier otra tarea de gestión. Toda la basura debe ser removida del sitio. Cualquier trabajo de mantenimiento invasivo como eliminación de limo o vegetación solo se requiere de forma intermitente, pero debe planearse para ser comprensivo con los requisitos de la vida silvestre en un estanque. Se debe tener cuidado para evitar la perturbación de las aves que anidan durante la



época de cría y los hábitats de las especies objetivo (por ejemplo, gran tritón crestado y camadas de agua) en momentos críticos. La ventana para llevar a cabo el mantenimiento para lograr esto generalmente es hacia el final de la temporada de crecimiento, aunque esto variará según la especie). La remoción invasiva de limo y vegetación solo debe llevarse a cabo en áreas limitadas en cualquier momento (25-30%) del área del estanque en una ocasión cada año para minimizar el impacto en la biodiversidad. Manejo de planta, para lograr los efectos del hábitat deseado particular, debe especificarse claramente en un programa de mantenimiento.

La vegetación del sitio debe recortarse según sea necesario para mantener el estanque libre de hojas y para mantener la apariencia estética del sitio. Las áreas de taludes que han quedado desnudas deben ser reforestadas y cualquier área erosionada debe ser renovada antes de la replantación.

El acceso de mantenimiento (o "servidumbre") debe proporcionarse al estanque desde una carretera pública o privada. Se debe realizar una evaluación en la etapa de planificación con respecto al mantenimiento y los requisitos de acceso asociados. Idealmente, el acceso debe tener al menos 3,5 m de ancho, tener una caída transversal máxima de 1 en 7, y ser lo suficientemente robusto para soportar el equipo de mantenimiento y los vehículos. Sin embargo, las rutas de acceso temporal para operaciones poco frecuentes podrían considerarse cuando las rutas permanentes no son apropiadas. El acceso debe extenderse a

cualquier banqueteta, bancos de seguridad, acuáticos, infraestructura de entrada y salida. Se debe considerar si los vehículos de mantenimiento deberán dar la vuelta. Donde sea posible los estanques y humedales, deben diseñarse de modo que no se requiera maquinaria especial para llevar a cabo mantenimiento.

Los sedimentos excavados en estanques o piscina artificial que reciben escurrientías de áreas residenciales o estándar de carreteras y techos deben desecharse de manera segura de acuerdo con la legislación actual de manejo de desechos. Sin embargo, la consulta debería llevarse a cabo con el regulador ambiental para confirmar los protocolos apropiados. Se pueden requerir pruebas químicas del sedimento, antes de la excavación de sedimentos, para determinar su clasificación y los métodos de eliminación apropiados. Para el escurrimiento del sitio industrial, las pruebas de sedimentos serán esenciales. En la mayoría de los casos en sitios de bajo riesgo con control de fuente y un tren de administración, será aceptable distribuir el sedimento en el sitio, si existe una ubicación apropiada y segura para hacerlo. Si se van a extraer estanques, se debe tener cuidado para evitar la descarga aguas abajo de sedimentos y agua anóxica. El regulador ambiental debe ser notificado antes de tales actividades.

Los nuevos estanques pueden convertirse rápidamente dominados por plantas nativas invasoras, particularmente espadaña común (*Typha latifolia*). Como no es deseable que todos los estanques nuevos estén dominados por juncos, se

debe asegurar que, en los primeros cinco años, mientras se establece la vegetación, se controla cierto crecimiento de la planta. Después de este tiempo, normalmente se puede permitir que los estanques se desarrollen naturalmente reconociendo que, a menos que los márgenes se manejen ocasionalmente, es probable que estén dominados por árboles y arbustos.

La eutrofización de los estanques SuDS puede ocurrir durante los meses de verano. Esto se alivia mejor controlando la fuente de nutrientes o proporcionando un flujo base continuo al estanque. A menos que la eutrofización sea grave, la aireación puede utilizarse como una medida provisional para salvar a las especies de animales acuáticos y reducir los riesgos para las aguas receptoras. Sin embargo, la adición de pacas de paja de cebada, el dragado o la inactivación de los nutrientes por medios químicos también pueden tener éxito.

Los planes de mantenimiento y los horarios se deben desarrollar durante la fase de diseño. Las necesidades específicas de mantenimiento del estanque deben ser monitoreadas, y los programas de mantenimiento deben ajustarse para cumplir con los requisitos.

#### **5.4.6. Pozos de infiltración.**

La metodología de diseño que se debe seguir para lograr un adecuado funcionamiento de los pozos de infiltración<sup>16</sup> debe considerar un análisis de factibilidad, una recopilación de información antecedente del terreno, la elección de materiales, un dimensionamiento de los elementos principales y finalmente una ingeniería de detalle.

##### **5.4.6.1. Estudio de Factibilidad**

El estudio de factibilidad, permite determinar en base a los antecedentes disponibles las características del suelo y del agua subterránea, si se puede infiltrar o no las aguas lluvias superficiales hacia el suelo y si es conveniente o no utilizar un pozo de infiltración. El estudio de factibilidad analiza condiciones que hacen apto el sitio para la instalación de un pozo de infiltración, tales como permeabilidad del suelo, riesgo de contaminación, capacidad de infiltración, profundidad y la lámina de agua donde se encuentre el nivel freático y las zonas que serán drenadas.

Los requisitos para que la factibilidad pueda desarrollarse correctamente son los siguientes:

---

<sup>16</sup>Control de escorrentías urbanas mediante pozos de infiltración: Aplicación práctica a un tramo del Colector de aguas lluvias de la localidad de Fontibón Bogotá D.C. Elkin Duván Cubides Castro Bogotá, D.C., 02 de noviembre de 2016

- Plano de ubicación o localización del proyecto, delimitación de las superficies que drenarán hacia el pozo, ubicación del mismo y sector al cual se aportarán los excesos en caso de producirse.
- Estudio de niveles freáticos en la zona de estudio.
- Si el agua a infiltrar no proviene directamente desde los techos, sino que, de otras áreas ya desarrolladas, en urbanizaciones consolidadas, se recomienda efectuar un análisis de calidad de una muestra de agua por parte de un laboratorio autorizado.
- Como toda obra de infraestructura el emplazamiento del pozo requerirá de los espacios necesarios para su construcción. La autorización para el uso del suelo con estos fines deberá requerirse del propietario respectivo cuando éste no sea el ejecutor de las obras.

#### **5.4.6.2. Dimensionamiento**

El dimensionamiento de los pozos de infiltración y de sus elementos principales requiere disponer de las características del terreno y del suelo base, así como también de estudios hidrológicos e hidrogeológicos.

Los requisitos para que el dimensionamiento pueda desarrollarse correctamente son los siguientes:

- Plano a una escala adecuada en el que se muestren las superficies que drenan al pozo y la naturaleza de cada una.

- Cuadro de superficies, con indicación del área aportante y coeficiente de escorrentía de cada una, (techos, pavimentos impermeables, porosos, áreas verdes con y sin vegetación, calles, veredas y otros).
- Precipitación máxima de 24 horas para determinar el valor de la intensidad para distintos periodos de retorno o la curva Intensidad
- Duración Frecuencia (IDF) que la entidad competente disponga.

Con los antecedentes mencionados se abordarán los siguientes aspectos:

**Terreno:** Se deberán determinar las características de ocupación y de ordenamiento del terreno donde será implantado el pozo de infiltración. Específicamente, la presencia de espacios con o sin vegetación y la topografía del terreno. Con los antecedentes recopilados, se procede a determinar el volumen de almacenamiento que puede recibir el suelo y la naturaleza de las aguas que van a ser drenadas.

**Características del suelo soportante:** Se deberá estimar la capacidad de absorción del suelo soportante, así como su comportamiento en presencia del agua. La capacidad de absorción del suelo deberá ser estimada a partir de ensayos de infiltración a diferentes profundidades en varios lugares del terreno y su duración debe ser suficiente como para poder apreciar de manera certera la capacidad de infiltración en régimen permanente y condiciones de saturación. Se recomienda el método del cilindro excavado. Para el caso de pozos de inyección es necesario conocer la permeabilidad el suelo.

**Hidrogeología e hidrología:** Se deberá determinar la presencia, el uso, las fluctuaciones estacionales, la cota más alta de las láminas de agua subterráneas y, eventualmente, sus características cualitativas y su vulnerabilidad. Se determinará la naturaleza de las aguas y su potencialidad de contaminación del agua subterránea y el gasto máximo admisible de evacuación del proyecto, en base a las capacidades del acuífero o a la permeabilidad del suelo. El conocimiento del sentido del flujo permite elegir con mayor seguridad la ubicación más adecuada de los pozos de infiltración en lugares alejados de zonas de captación. Dimensiones del pozo. Escoger los materiales que componen el pozo de infiltración, es decir, los materiales que se instalarán entre la superficie drenada y el pozo de infiltración, al interior de los pozos, entre el pozo y el suelo adyacente, y entre el pozo y la red de alcantarillado de aguas lluvias. La elección del tipo de materiales utilizados y la capacidad de absorción del suelo son las principales características que se consideran en el diseño. Se puede trabajar en dos etapas:

1. Un predimensionamiento, que tiene como objetivo atribuir una profundidad al pozo y determinar la capacidad de evacuación del suelo in situ y
2. Un dimensionamiento definitivo, para determinar el radio del pozo y el volumen de almacenamiento. Verificar el comportamiento estructural del pozo en relación a las edificaciones o calzadas vehiculares cercanas.

#### 5.4.6.3. Análisis hidráulico.

El análisis hidráulico se determinó a partir de la metodología presentada por la EPA (Empresa especialista en medio ambiente), además de otros autores para definir los parámetros requeridos y dar recomendaciones sobre valores a utilizar como se presenta a continuación. El análisis se presenta centrado en los pozos de infiltración, pero algunos de los conceptos expresados pueden aplicarse a los SUDS en general.

Las áreas asociadas a los pozos de infiltración para cada subcuenca son calculadas de la siguiente manera:

1. El volumen de esorrentía,  $V_r$ , se calcula para cada subcuenca asociada a cada pozo de infiltración utilizando la ecuación:

$$V_r = A_c D_f$$

Dónde:

$V_r$ = Volumen de esorrentía

$A_c$ = Área de aporte

$D_f$ =Profundidad de la lluvia

\* La altura de la lámina de agua  $D_f$  puede tomarse con un valor de 3 cm (valor recomendado)



2. La superficie de la zanja o pozo de infiltración, LW, y el volumen de almacenamientos, se calcula utilizando las siguientes ecuaciones:

$$L \cdot W = S_s/nH$$

$$S_s = n \cdot H \cdot W \cdot L$$

Dónde:

L= Longitud de la zanja o pozo de infiltración.

W= Ancho de la zanja o pozo de infiltración.

L·W=Superficie de la zanja o pozo de infiltración.

Ss = Volumen de almacenamiento.

n= Porosidad del relleno de grava

H=Profundidad del relleno de grava.

3. Las zanjas o pozos de infiltración son más eficaces en la reducción del volumen de la escorrentía superficial. Por lo tanto, el volumen de almacenamiento, Ss, se utiliza para calcular su área. Este cálculo fue determinado para el volumen de escorrentía, Vr, obtenido de la ecuación de volumen de escorrentía. La porosidad se determina a partir de una mezcla entre grava y arena de 20%, este por la disponibilidad local. La profundidad del relleno de grava, H, se determina desde 1.5 y hasta 3.5 metros.

4. El ancho sugerido para zanjas/pozos de infiltración es de 0.9 - 2.4 metros (3 - 8 pies), la profundidad y el relleno de piedra de 0.1 - 1.8 metros (0.3 - 6 pies). También, se debe tener presente una berma en el diseño de la zanja de infiltración con el fin de permitir y facilitar la infiltración por encharcamiento a una velocidad lenta. Esta altura de berma se calcula utilizando la ecuación siguiente:

$$d = \frac{S_s}{LW}$$

Dónde:

d= Altura de la berma

Ss = Volumen de almacenamiento.

LW=Superficie de la zanja o pozo de infiltración

#### **5.4.6.4. Profundidad de almacenamiento (BermHeightor Storage Depth)**

Cuando las paredes o muros de contención de confinamiento están presentes, esta corresponde a la profundidad máxima a la que puede llegar la lámina de agua por encima de la superficie de la unidad antes de que ocurra de desbordamiento (en pulgadas o mm).

#### **5.4.6.5. Fracción del volumen de vegetación (Vegetation Volume Fraction)**

Corresponde a la fracción del volumen dentro del almacenamiento de superficie llena de vegetación. Este es el volumen ocupado por los tallos y las hojas, no su cobertura de área de superficie. Normalmente este volumen puede ser ignorado, pero puede ser tan alto entre valores de 0,1 a 0,2 para el crecimiento vegetativo muy denso.

#### **5.4.6.6. Almacenamiento (Storage).**

Corresponde a un lecho de roca o grava triturada que proporciona almacenamiento en celdas de biorretención, pavimentos porosos y sistemas de infiltración de una zanja o pozo.

#### **5.4.6.7. Espesor de capa de grava o altura del barril (Thickness)**

Este es el espesor de una capa de grava o de la altura de un barril de lluvia (pulgadas o mm). Las capas de piedra y grava son típicamente de 6 a 18 pulgadas (150 a 450 mm) de espesor, mientras que los barriles de lluvia en casa unifamiliar extienden en altura desde 24 hasta 36 pulgadas (600 a 900 mm).

#### **5.4.6.8. Relación de vacíos (Void Ratio)**

Corresponde a él volumen de espacio vacío en relación con el volumen de sólidos en la capa. Los valores típicos se encuentran en el intervalo de 0,5 a 0,75 para los lechos de grava. Debe tenerse en cuenta que la porosidad = relación de vacíos / (1 + relación de vacíos).

#### **5.4.6.9. Tasa de infiltración (SeepageRate)**

La velocidad a la cual el agua se filtra en el suelo nativo por debajo de la capa (en pulgadas / hora o mm / hora). Típicamente es la conductividad hidráulica saturada de la subcuenca si la infiltración de Green-Ampt se utiliza o la tasa de infiltración mínima de Horton. Si hay un suelo impermeable o forro debajo de la capa a continuación, utilizar un valor de 0.

#### **5.4.6.10. Detalles constructivos generales**

En la figura 5.42, se presentan detalles constructivos para la implementación de pozos de infiltración de acuerdo con la bibliografía consultada.

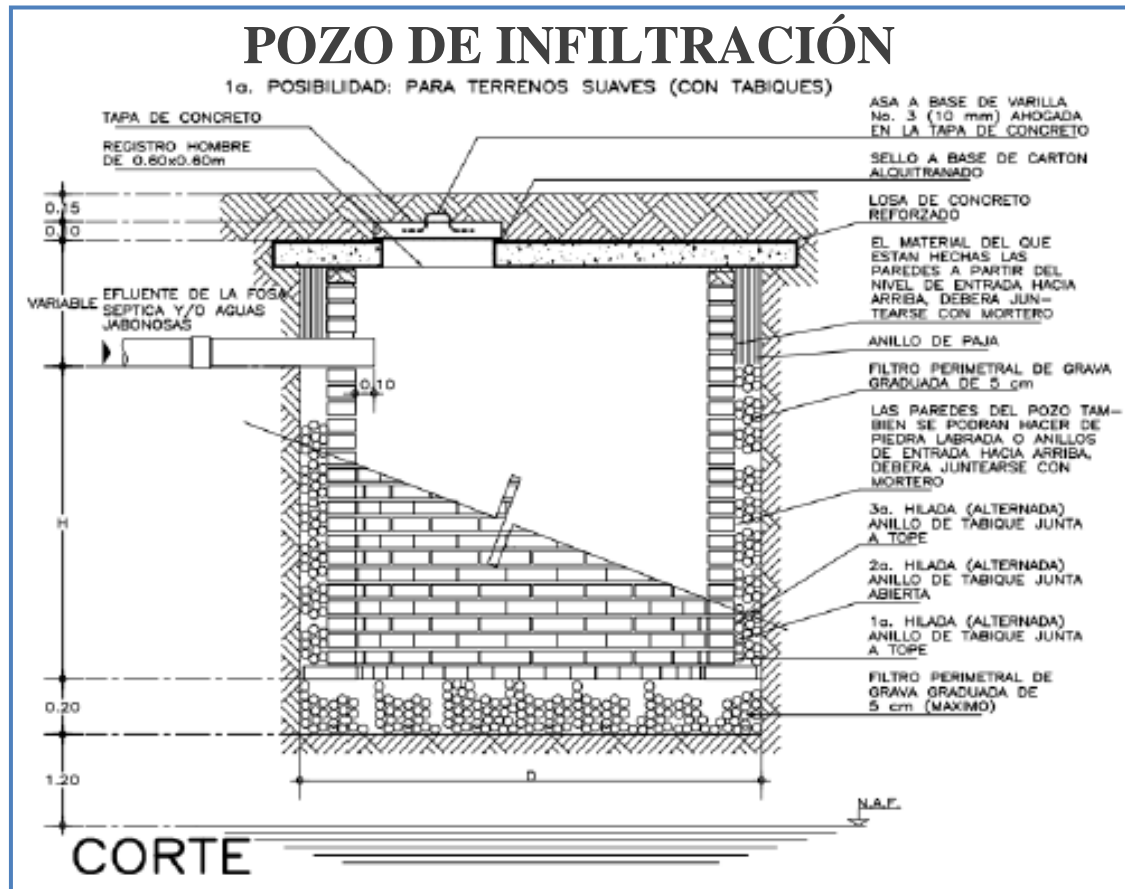


Figura 5.40. Pozo de infiltración construido In-Situ.

Fuente: Control de escorrentías urbanas mediante pozos de infiltración. Cubides (2016)

#### 5.4.6.11. Factor de obstrucción (Clogging Factor)

Volumen total de la escorrentía tratada que se necesita para obstruir completamente la parte inferior de la capa dividido por el volumen de huecos de la capa. Utilice un valor de 0 si se ignora la obstrucción. La obstrucción reduce progresivamente la velocidad de infiltración en proporción directa al volumen acumulado de escorrentía tratado y sólo podrá ser motivo de preocupación para zanjas de infiltración con las partes inferiores permeables y sin desagües inferiores.

#### **5.4.7. Trincheras de infiltración**

Son drenajes lineales que consisten en una zanja rellena con un material de agregado permeable, a menudo con una tubería perforada en la base de la zanja para facilitar la infiltración.

##### **5.4.7.1. Descripción general**

Las trincheras de infiltración son zanjas poco profundas q están llenas de grava en la cual se crea un almacenamiento subterráneo temporal para la atenuación, el transporte y la infiltración de la esorrentía de aguas superficiales. El agregado puede ser depositado en una zanja simple revestida con un geotextil, geomembrana u otro revestimiento impermeable, o dentro de una instalación más estructural, como una pila de concreto. Las trincheras pueden revestirse (si es necesario) o pueden permitir la infiltración, dependiendo de la idoneidad de los suelos subyacentes y la protección que brindan al agua subterránea.

De manera ideal, deberían de recibir entrada lateral de una superficie impermeable adyacente que se pre-trata usando una tira de filtro con vegetación o equivalente. Normalmente no están destinados a funcionar como trampas de sedimentos y deben implementarse aguas abajo de un sistema de pre-tratamiento para evitar obstrucciones y fallas. Donde no hay una eliminación efectiva aguas arriba de los sedimentos y limos, se requiere una capa de

geotextil (u otra filtración efectiva) debajo de la superficie de la trinchera, a poca profundidad, que se puede extraer, limpiar o reemplazar con regularidad.

Las trincheras pueden ayudar a reducir los niveles de contaminantes en la escorrentía al filtrar sedimentos finos, metales, hidrocarburos y otros contaminantes. También pueden fomentar los procesos de adsorción y biodegradación.

Este sistema es lineal, y los diseñadores deben considerar las velocidades de entrada y los volúmenes potencialmente asociados con eventos de alto período de retorno, asegurando que la trinchera esté adecuadamente protegida del daño y que los flujos en exceso puedan transportarse de manera segura aguas abajo.



Figura 5.41. Imágenes de trincheras de infiltración.

Fuente: The SuDS Manual. (Cortesía de Hydro International e Illman Young)

Se debe proporcionar una tubería perforada cerca de la base de la trinchera para recoger y transportar agua a los componentes de drenaje aguas abajo. El uso del almacenamiento de atenuación disponible proporcionado por los vacíos en el relleno agregado puede maximizarse mediante el uso de sistemas de control de flujo aguas abajo. Se puede instalar un tubo perforado de mayor diámetro para proporcionar un desbordamiento para los flujos superiores al evento de diseño. Cuando se establece una red de lluvias de infiltración, se pueden usar tuberías de mayor diámetro para transferir el exceso de agua alrededor del sistema en caso de sobrecarga local.

Las trincheras pueden reemplazar las tuberías convencionales como sistemas de transporte. Funcionan mejor cuando se incorporan a un sistema de tratamiento, se deben usar junto con otros componentes de SuDS para pasar y almacenar de manera segura los flujos extremos de tormentas.

En la figura 5.44 se muestra un ejemplo de una sección transversal de trincheras de infiltración. La capa superior de agregado solo puede ser necesaria cuando la eliminación de sedimentos río arriba se considera insuficiente.



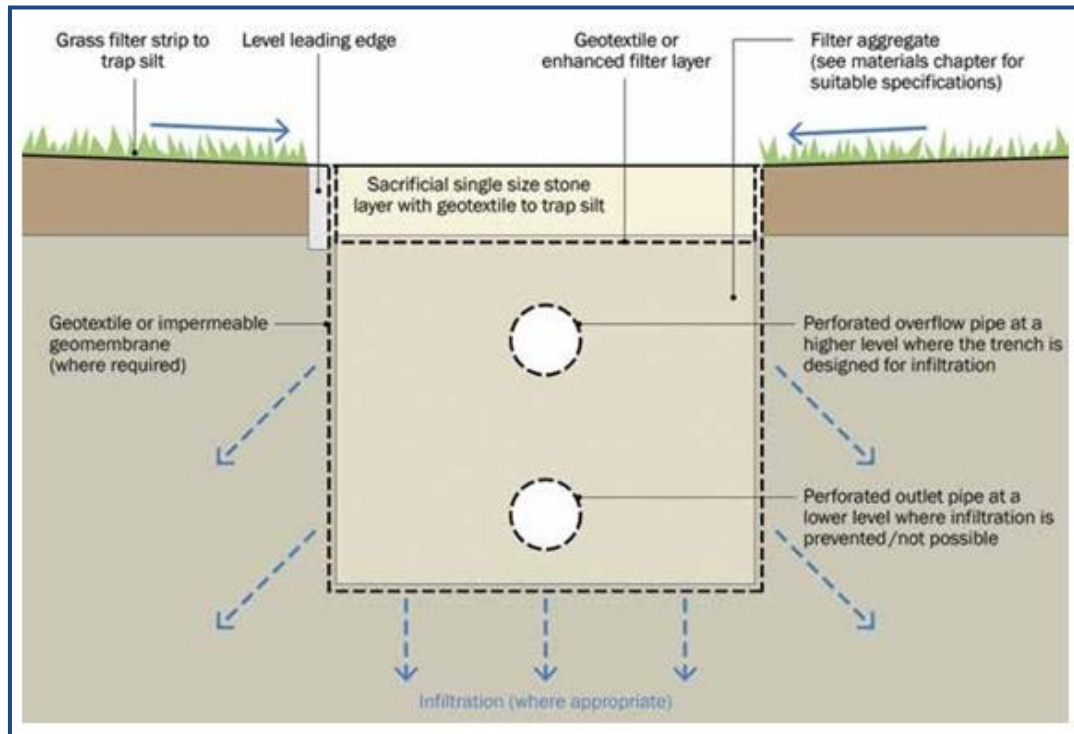


Figura 5.42. Esquema del drenaje del filtro

Fuente: The SuDS Manual. (Cortesía de Hydro International e Illman Young)

#### 5.4.7.2. Consideraciones generales de diseño

Las profundidades de la trinchera de infiltración generalmente deben ser de 1-2 m. La profundidad mínima del medio filtrante debajo de cualquier tubería de distribución de entrada y de los sistemas de toma de desagüe debería ser de 0.5 m para asegurar niveles razonables de eliminación de contaminantes (Hatt et al, 2007). Cuando se permite la infiltración, el nivel máximo del nivel freático debe ser de al menos 1 m por debajo de la base de la zanja. Cuando se instalan trincheras adyacentes a carreteras (ver figura 5.45), el riesgo de obstrucción puede reducirse considerablemente al permitir que el agua corra

sobre un ancho de 1 m de la franja de filtro de hierba antes del drenaje del filtro, si esto es posible dentro de las limitaciones del diseño de carretera.

El ancho de la trinchera será determinado por los flujos que alojará el componente y el diámetro de cualquier tubería empotrada (por ej. un tubo de 150 mm de diámetro requeriría un marco de 150 mm de ancho por lado, lo que daría un ancho total de drenaje del filtro de 450 mm).

La relación de huecos y la permeabilidad del relleno granular debe ser lo suficientemente alta para permitir una filtración adecuada y para controlar el riesgo de bloqueo. Se debe considerar si la zanja debe soportar cargas superficiales, como el tráfico vehicular, ya que esto influirá en el tipo de relleno que será adecuado. Cuando las tuberías perforadas se utilizan como sistemas de distribución o recolección, deben colocarse dentro de las profundidades apropiadas del material de la cama de la tubería. Las tuberías perforadas requieren de un área suficiente de aberturas para administrar la tasa de flujo de agua esperada dentro y fuera de las tuberías.

La opción de pre-tratamiento más efectiva para las trincheras es tener un flujo de escurrimiento sobre una pequeña tira de filtro entre el borde del área drenada y la zanja. Incluso una franja de hierba de 0,5 m de ancho puede eliminar una gran cantidad de limo y prolongar el tiempo hasta que el drenaje necesite ser limpiado. Se puede usar una capa filtrante mejorada o geotextil a un nivel alto en la zanja para proporcionar un pre-tratamiento donde otras

opciones no son factibles. Sin embargo, esto solo debe usarse cuando los regímenes de inspección y mantenimiento sean regulares, ya que el sistema tenderá a obstruirse rápidamente. Además, la capa debe ser fácilmente separable de las secciones laterales ya que requerirá un reemplazo regular.

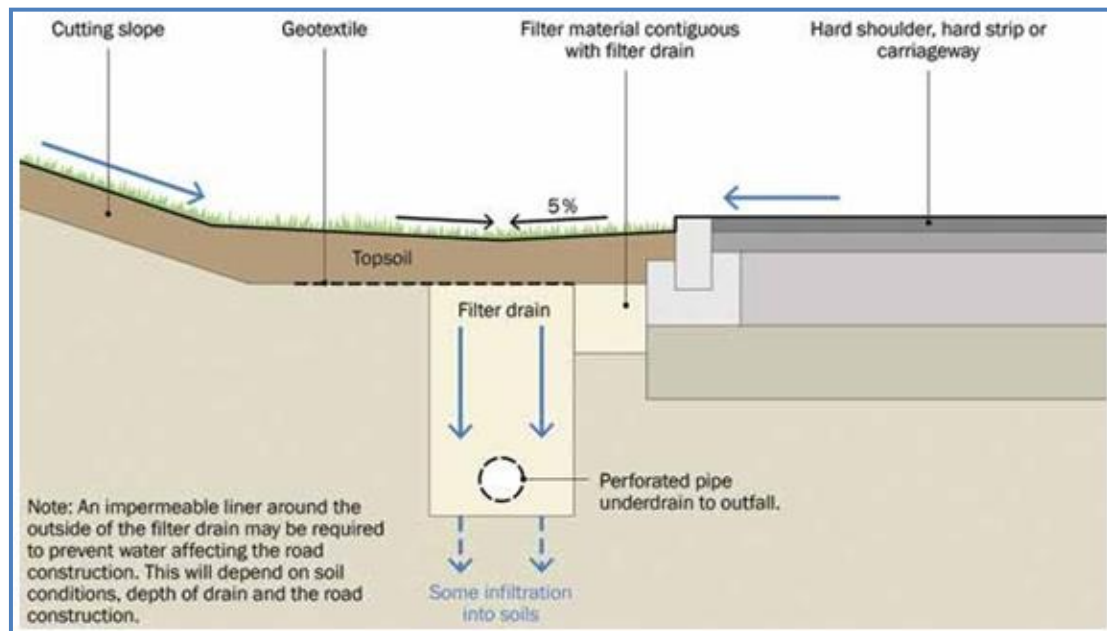


Figura 5.43. Detalles de trincheras cuando están adyacentes a una carretera.

Fuente: The SuDS Manual.

La opción de pre-tratamiento más efectiva para las trincheras es tener un flujo de escurrimiento sobre una pequeña tira de filtro entre el borde del área drenada y la zanja. Incluso una franja de hierba de 0,5 m de ancho puede eliminar una gran cantidad de limo y prolongar el tiempo hasta que el drenaje necesite ser limpiado. Se puede usar una capa filtrante mejorada o geotextil a un nivel alto en la zanja para proporcionar un pre-tratamiento donde otras opciones no son factibles. Sin embargo, esto solo debe usarse cuando los

regímenes de inspección y mantenimiento sean regulares, ya que el sistema tenderá a obstruirse rápidamente. Además, la capa debe ser fácilmente separable de las secciones laterales ya que requerirá un reemplazo regular.

La trinchera solo debe drenar áreas pequeñas si se adopta esta forma de pre-tratamiento. La principal causa de daños en las trincheras adyacentes a carreteras son los vehículos que salen de la calzada y dispersan el material del filtro. Esto puede causar un riesgo para los vehículos en la calzada, y se deben usar barreras como rocas grandes o barandas bajas para evitar que el tráfico se desplace o se estacione en el drenaje del filtro.

Para todas las trincheras, cualquier longitud de tuberías perforadas de más de 10 m debe espaciarse entre los sumideros de acceso (también conocidos como orificios de retención) para que las tuberías puedan limpiarse.

#### **5.4.7.3. Selección de sitios y colocación de trincheras de infiltración**

Los drenajes de filtro se ubican mejor junto a superficies impermeables, como aparcamientos o carreteras con sistemas de pre-tratamiento aguas arriba. Se pueden usar para drenar el escurrimiento residencial y no residencial, cuando están revestidos, se pueden usar para gestionar el escurrimiento de aguas superficiales desde áreas con altos riesgos de contaminación al agua subterránea. A menos que se incluya un pre-tratamiento eficaz de los sedimentos dentro del diseño, se aplican principalmente a las áreas impermeables donde no hay altos niveles de partículas en la escorrentía.

Generalmente son apropiados para cuencas con pequeñas áreas impermeables. Se pueden incorporar de manera efectiva en el paisaje y los espacios abiertos públicos, y con un diseño cuidadoso pueden tener requisitos mínimos de toma de tierra.

El uso de trincheras normalmente está restringido a sitios sin pendientes importantes, a menos que puedan colocarse paralelos a los contornos. La pendiente longitudinal no debe exceder el 2% porque se requieren velocidades bajas para un transporte estable a través del medio filtrante y para que se produzcan los procesos de eliminación de contaminantes.

No se deben ubicar en un terreno inestable, la estabilidad del terreno se debe verificar evaluando las condiciones del suelo y del agua subterránea del sitio. Están diseñados para un flujo intermitente, se les debe permitir drenar y volver a airear entre eventos de lluvia. Por lo tanto, no deben usarse en sitios con un flujo continuo de aguas subterráneas u otras fuentes.

Este dispositivo de infiltración puede ser un componente útil para la gestión del agua superficial en sitios donde los sistemas con vegetación no son prácticos. Podrían construirse debajo de superficies impermeables, siempre que se incluya un acceso suficiente para inspección y mantenimiento, o superficies con césped/vegetación, siempre que se incluya un medio apropiado para identificar y ubicar la zanja dentro del diseño.

#### **5.4.7.4. Diseño hidráulico**

##### **Diseño General:**

Hay tres elementos para el diseño de trincheras de infiltración:

**1- Diseño del material filtrante para una infiltración adecuada de agua:**

la tasa de percolación es un compromiso entre la eliminación de contaminantes y la necesidad de restringir el riesgo de inundaciones en la cuenca para el evento de tormenta de diseño y de actuar como un filtro de goteo adecuado para pequeños eventos, el tiempo de contacto con el agregado debe maximizarse (a través de las características de diseño geométrico)

**2- Diseño del material de filtro para almacenar agua:** cuanto mayor es la relación de vacío, más espacio de almacenamiento hay disponible en la zanja, y el nivel de almacenamiento disponible dependerá del acelerador en la salida.

**3- Diseño del sistema de tuberías para transportar agua**

La tasa de percolación de agua a través del material de filtro puede estimarse aproximadamente utilizando la ley de Darcy. La tasa de percolación debería ser suficiente para cumplir los criterios de diseño. El almacenamiento de agua dentro de la zanja y el agregado depende de la relación de vacío del agregado y la tasa de aceleración aguas abajo. Un valor de porosidad comúnmente

utilizado es 30% para los agregados que cumplen con los requisitos para agregados de grado grueso. Se debe tener cuidado si se utilizan valores superiores a este, que todos los vacíos en un material son de drenaje libre (por ejemplo, los suelos arcillosos pueden tener una porosidad, pero los vacíos son muy pequeños y no son aptos para almacenar agua). Si se usa una porosidad mayor al 30% en el diseño, el material debe probarse en el sitio para confirmar el cumplimiento.

El tubo perforado en la base de la trinchera debe diseñarse utilizando métodos de diseño de tubería convencionales para lograr los flujos necesarios para cumplir los criterios de diseño específicos del sitio, como se muestra en la siguiente ecuación (Ley de Darcy para calcular el flujo de las tuberías).

$$Q = A \times k \times i$$

Dónde:

Q = capacidad de flujo de la tubería (m<sup>3</sup>/s)

A = área de flujo de sección transversal (m<sup>2</sup>)

k = coeficiente de permeabilidad. (m/s)

i = gradiente hidráulico (m/m) (El gradiente hidráulico es la altura del agua que impulsa el flujo).

Las perforaciones en la tubería deberían ser suficientes para proporcionar un flujo adecuado utilizando la ecuación estándar para orificios.

$$Q = C_d A_o \sqrt{2gh}$$

Dónde:

Q = tasa de descarga del orificio (m<sup>3</sup>/s)

C<sub>d</sub> = coeficiente de descarga (m) (0.6 si el material es más delgado que el diámetro del orificio; 0.8 si el material es más grueso que el diámetro del orificio, 0,92 si los bordes del orificio están redondeados)

A<sub>o</sub> = área de orificio (m<sup>2</sup>)

H = carga hidráulica (m)

g = 9.81 m/s<sup>2</sup>

#### **5.4.7.5. Diseño de interceptación**

Las trincheras solo pueden ofrecer una pequeña contribución a la interceptación (la prevención de la escorrentía para la mayoría de los eventos pequeños) donde no permiten la infiltración. Algo de agua penetrará en el medio filtrante y también se eliminará por evapotranspiración e infiltración (donde esté permitido) incluso si los niveles de permeabilidad son muy bajos. La magnitud de la reducción volumétrica en la escorrentía dependerá de la tasa de infiltración del suelo circundante, el área de captación, el área, la profundidad del sistema, el tipo de vegetación y el clima.



#### **5.4.7.6. Diseño de control de volumen**

La contribución de los drenajes del filtro al control del volumen debe evaluarse utilizando métodos estándar, en función de las tasas de infiltración esperadas y/o el almacenamiento de atenuación disponible y los controles de flujo especificados.

#### **5.4.7.7. Diseño de flujo de excedencia**

Se requerirá una ruta de flujo de excedencia para eventos de lluvia que excedan la capacidad de diseño del drenaje del filtro. Esto se puede lograr instalando una tubería de desbordamiento o una estructura de vertedero por encima del nivel de almacenamiento de agua de diseño para transportar el exceso de flujo aguas abajo.

La capacidad de flujo de excedencia del desbordamiento debe confirmarse utilizando métodos y análisis de evaluación hidráulica normal (vertedero, orificio y flujo de tubería). Los flujos de excedencia que excedan la capacidad del desbordamiento también deben ser confirmados.

#### **5.4.7.8. Diseño de tratamiento**

A menos que se permita la infiltración, los drenajes del filtro no proporcionarán una reducción significativa en las cargas de contaminantes a las aguas superficiales a través del control de escurrimiento volumétrico, ya que solo pueden proporcionar una interceptación limitada. La aceptabilidad de permitir la

infiltración de la trinchera dependerá de la extensión de la posible contaminación de escurrimiento y las características del sitio.

Hatt et al. (2007) reportaron que los filtros de grava son una opción de tratamiento efectiva para la escorrentía, donde el tratamiento de sedimentos y metales pesados es de principal preocupación. Las eficiencias de rendimiento informadas por Hatt et al (2007) fueron superiores al 90% para el tratamiento de sedimentos y generalmente al 60-80% para metales pesados.

A menos que se pueda acomodar la monitorización regular la eliminación y el lavado regular del filtro de grava, no se recomienda el uso de trincheras de infiltración como mecanismo de captura de sedimentos.

Se requiere un buen rendimiento de eliminación de contaminantes para todos los eventos de escorrentía, incluyendo los eventos que ocurren, en promedio, aproximadamente una vez al año. La duración de este evento debe ser la duración crítica relevante para la velocidad de flujo del drenaje del filtro. Si el drenaje del filtro está drenando una carretera, es probable que 15 minutos sean apropiados. Para este evento de diseño de calidad del agua, los flujos deben ser capturados por la trinchera y luego fluir hacia el emisario a bajas velocidades para maximizar el tiempo de contacto con la grava.

Se puede agregar una capa de filtro adicional para proporcionar un tratamiento mejorado mediante el uso de materiales como arena, carbón activado granular, compost de hojas o gravilla, aunque esta no es una práctica de diseño de rutina

y es probable que sea costosa. Los materiales más gruesos permiten una transmisión de agua más rápida, pero los medios más finos filtran las partículas de un tamaño más pequeño. Se ha encontrado que la arena es un buen equilibrio, pero diferentes tipos de medios tienen diferentes eficiencias de eliminación de contaminantes. La arena es confiable para eliminar los sedimentos, pero los suelos orgánicos son mejores para eliminar metales pesados y fósforo.

#### **5.4.7.9. Materiales**

##### **Capa orgánica (si se requiere)**

El uso de una capa orgánica generalmente debe evitarse en los sistemas donde hay un pozo de desbordamiento, debido al riesgo de obstrucción. En el caso de los sistemas de infiltración (sin desbordamiento), se puede utilizar una capa, pero aún existe el riesgo de un movimiento excesivo del material durante los flujos altos. Se puede extender una capa (con una profundidad máxima de 75 mm) sobre el área de biorretención para retener la humedad del suelo. Las cubiertas orgánicas que se degradan dentro de los seis meses, las coberturas de fibras aglomeradas o una capa de grava se pueden usar como alternativa a las coberturas orgánicas estándar. Un mantillo de grava puede ser valioso cuando existe la necesidad de proteger el suelo de la erosión o disminuir la caída a la zona de almacenamiento de agua (por razones de seguridad), manteniendo un volumen de estancamiento aceptable; sin embargo, se deben

usar altas densidades de siembra para compensar la dispersión reducida de las plantas.

Es probable que se logre el mejor rendimiento y prevención de la erosión utilizando plantas que den una buena cobertura del suelo en lugar de una capa orgánica.

### **Medios filtrantes**

El medio filtrante debe ser lo suficientemente permeable para permitir que el agua pase a través de él, de modo que la superficie del área de retención no se empape. También necesita contener suficiente material orgánico y nutriente de plantas para apoyar la vegetación propuesta.

Los medios filtrantes deben estar correctamente especificados. En la tabla 5.1 se proporciona una especificación indicativa, pero hay otras disponibles, cualquier especificación debe tener en cuenta los requisitos y limitaciones específicos del sitio. Si se utilizan especificaciones alternativas, los parámetros de especificación deben establecerse claramente, de modo que, en caso de que un proveedor deje de comercializar, el material del filtro aún pueda reemplazarse en términos de igual a igual. Se tiene que tener en cuenta que esta es una especificación diferente de la tierra del árbol, y si se plantan árboles en el sistema, se debe consultar a un científico del suelo o arboricultor sobre la especificación más adecuada para el sistema.

La especificación incorrecta puede causar conductividad hidráulica reducida por sobre-compactación o colapso estructural, lo que reduce la capacidad de tratamiento y el encharcamiento superficial, la pérdida de vegetación, etc. El medio filtrante también debe instalarse correctamente con un nivel adecuado de compactación durante la instalación para evitar la migración de partículas finas.

Un medio de filtro que se coloca sin compactar mostrará inicialmente una conductividad hidráulica muy alta que luego disminuirá rápidamente. Por lo tanto, es esencial que las pruebas de conductividad hidráulica se lleven a cabo en el medio de filtración compactado antes de la instalación.

Tabla 5.1. Especificaciones de materiales filtrantes para trincheras.

<b>Ejemplo de especificación para un medio filtrante de biorretención</b>													
<p>➤ <b>Conductividad hidráulica saturada (permeabilidad)</b></p> <p>La conductividad hidráulica saturada debe estar entre 100 y 300 mm/h. Esto debe verificarse in situ, utilizando el método de prueba de infiltración.</p>													
<p>➤ <b>Porosidad</b></p> <p>La porosidad total debe ser &gt; 30%</p>													
<p>➤ <b>Distribución de tamaño de partícula</b></p> <p>La distribución del tamaño de partículas (PSD) es de importancia secundaria en comparación con la conductividad hidráulica saturada. Un material cuyo PSD se encuentra dentro del siguiente rango recomendado no excluye la necesidad de realizar pruebas de conductividad hidráulica, es decir, no garantiza que el material tenga una conductividad hidráulica adecuada. Sin embargo, se proporciona una guía útil para seleccionar un material apropiado. La clasificación debe ser fácilmente comprendida por los profesionales de drenaje y jardinería/horticultura, y cada uno usa un formato estándar diferente para presentar la información de clasificación como se muestra en el siguiente cuadro:</p>													
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Tamaño de Tamiz(mm)</th> <th>% pasa</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">6</td> <td style="text-align: center;">100</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2.0</td> <td style="text-align: center;">90–100</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">0.6</td> <td style="text-align: center;">40–70</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">0.2</td> <td style="text-align: center;">5–20</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">0.063</td> <td style="text-align: center;">&lt; 5</td> </tr> </tbody> </table>	Tamaño de Tamiz(mm)	% pasa	6	100	2.0	90–100	0.6	40–70	0.2	5–20	0.063	< 5	
Tamaño de Tamiz(mm)	% pasa												
6	100												
2.0	90–100												
0.6	40–70												
0.2	5–20												
0.063	< 5												
<p>La especificación también podría presentarse de la siguiente manera (que puede ser más relevante para los profesionales del paisaje):</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ arcilla y limo (&lt;0.063 mm) &lt;5%</li> <li>▪ arena fina (0.063-0.2 mm) &lt;20%</li> <li>▪ arena mediana (0.2-0.6 mm) 35% a 65%</li> <li>▪ arena gruesa (0.60-2.0 mm) 50% a 60%</li> <li>▪ grava fina (2.0-6.0 mm) &lt;10%</li> </ul>													

El medio de filtro debe estar bien graduado, y la composición debe contener un rango de tamaño de partícula limitado.

➤ **Contenido de materia orgánica**

El contenido de materia orgánica debe ser del 3-5% (p/p).

➤ **pH**

El pH debe ser 5.5-8.5 (1: 2.5 extracto de tierra/agua)

➤ **Conductividad eléctrica (salinidad)**

La conductividad eléctrica (EC) debe ser <3300  $\mu\text{S}/\text{cm}$  (1:2.5 suelo/extracto de CaSO)

➤ **Principales nutrientes de las plantas**

El nitrógeno total debe ser de 0.10-0.30%. El fósforo extraíble debe ser de 16 a 100 mg/l. El potasio extraíble debe ser de 120 a 900 mg/l.

➤ **Evaluación hortícola**

Los potenciales suelos de biorretención y los resultados de las pruebas generalmente deben ser evaluados por un horticultor para asegurar que sean capaces de soportar una comunidad de vegetación saludable. Esta evaluación debe tener en cuenta la entrega de nutrientes al sistema por la escorrentía de aguas superficiales. Cualquier componente o suelo que contenga altos niveles de sal (según lo determinado por mediciones EC), altos niveles de partículas de arcilla o limo (que exceden los límites de tamaño de partícula establecidos anteriormente), o cualquier otro extremo que pueda considerarse retardante para el crecimiento de la planta rechazado

#### **5.4.7.10. Diseño y plantación del paisaje**

Las trincheras deben integrarse dentro del espacio circundante de una manera atractiva y complementaria, utilizando vegetación para mejorar su apariencia cuando sea apropiado.

#### **5.4.7.11. Requisitos de construcción**

Estos dispositivos deben estar protegidos antes de su finalización y la estabilización de las áreas de desarrollo aguas arriba. No deben usarse para el drenaje de sitios de construcción, donde la escorrentía no tratada probablemente contenga grandes cantidades de limo, escombros y otros contaminantes, ya que esto provocará una obstrucción rápida de los sistemas.

Todas las excavaciones de zanjas deben seguir las mejores prácticas de construcción y ser compatibles, si es necesario. No se debe permitir que ningún personal ingrese en una zanja no soportada a más de 1.2 m. Los soportes de trinchera deben diseñarse para garantizar la seguridad de quienes trabajan en la zanja. El soporte también puede ser necesario para zanjas menos profundas en terreno débil.

Las formaciones de drenaje del filtro deben ser planas o de poca pendiente para reducir el riesgo de estancamiento y degradados negativos del filtro. El relleno de geotextil y piedra debe estar limpio antes de la construcción. El relleno debe colocarse en capas de 100-150 mm y compactarse ligeramente según sea necesario.



El tiempo de drenaje después de una tormenta se debe observar después de la finalización o modificación de la instalación para confirmar que se ha obtenido el tiempo de drenaje deseado (BRE, 1991)

Se requiere un plan de salud y seguridad en la fase de construcción bajo las Normas de Construcción (Diseño y Gestión) (MDL) 2015. Esto debería garantizar que todos los riesgos de construcción se hayan identificado, eliminado, reducido y / o controlado, según corresponda.

#### **5.4.7.12. Requisitos de operación y mantenimiento**

Las trincheras de infiltración requerirán un mantenimiento regular para garantizar el funcionamiento continuo; para diseñar estándares de rendimiento, todos los diseñadores deberían proporcionar especificaciones y frecuencias detalladas para las actividades de mantenimiento requeridas junto con los probables requisitos de maquinaria y los costos anuales típicos dentro del Plan de mantenimiento. El rendimiento del tratamiento de los drenajes de filtro depende del mantenimiento, y se requerirán planes de gestión robustos para garantizar que el mantenimiento se lleve a cabo a largo plazo. Los diferentes diseños tendrán diferentes requisitos de operación y mantenimiento, pero esta sección brinda una guía genérica.

La inspección y el mantenimiento periódicos son importantes para la operación efectiva de las trincheras según lo diseñado. El mantenimiento siempre se debe

realizar con una organización adecuada. Se debe proporcionar siempre un acceso adecuado al drenaje del filtro para su inspección y mantenimiento. Si las trincheras se implementan dentro de la propiedad privada, los propietarios deben ser informados sobre sus necesidades de mantenimiento de rutina, deben comprender el plan de mantenimiento a largo plazo y cualquier acuerdo de mantenimiento legalmente vinculante.

La basura (incluida la hojarasca) y la remoción de escombros deben llevarse a cabo como parte del mantenimiento general del paisaje para el sitio. Toda la basura debe ser removida del sitio.

La tabla 5.2 brinda orientación sobre el tipo de requisitos operacionales y de mantenimiento que pueden ser apropiados. La lista de acciones no es exhaustiva y algunas acciones pueden no ser siempre necesarias.

Los sedimentos transportados de dispositivos de pre-tratamiento de aguas arriba que reciben escorrentías de áreas residenciales o de carreteras y techos generalmente no son tóxicos ni peligrosos, por lo tanto, pueden desecharse de manera segura ya sea mediante la aplicación de la tierra o el vertido. Sin embargo, la consulta debería llevarse a cabo con el regulador ambiental para confirmar los protocolos de gestión de residuos y el cumplimiento de la legislación. Se pueden requerir pruebas de sedimentos antes del retiro de sedimentos para determinar su clasificación y los métodos de eliminación apropiados. Para la escorrentía del sitio industrial, las pruebas de sedimentos

serán esenciales. En la mayoría de los casos, será aceptable distribuir el sedimento en el sitio, si existe una ubicación apropiada y segura para hacerlo. Cualquier daño debido a la eliminación de sedimentos o la erosión debe repararse y volver a sembrarse o sembrarse inmediatamente.

Los planes de mantenimiento y los horarios se deben desarrollar durante la fase de diseño. Las necesidades específicas de mantenimiento del drenaje del filtro deben ser monitoreadas y los programas de mantenimiento ajustados para cumplir con los requisitos.

CDM 2015 (The Construction, Design and Management, Regulations), requiere que los diseñadores se aseguren de que todos los riesgos de mantenimiento se hayan identificado, eliminado, reducido y/o controlado, según corresponda. Esta información será requerida como parte del archivo de salud y seguridad.

Tabla 5.2. Requisitos de operación y mantenimiento para drenajes de filtro.

PROGRAMA DE MANTENIMIENTO	ACCIÓN REQUERIDA	FRECUENCIA TÍPICA
<b>Mantenimiento regular</b>	Retire la basura (incluida la hojarasca) y la suciedad de la superficie de drenaje del filtro, las cámaras de acceso y los dispositivos de pre-tratamiento.	Mensual (o según se requiera)
	Inspeccione la superficie de drenaje del filtro, las tuberías y los sistemas de control en busca de obstrucciones, agua estancada y daños estructurales.	Mensual
	Inspeccione los sistemas de pre-tratamiento, las entradas y las tuberías perforadas para determinar la acumulación de sedimentos y establezca las frecuencias de eliminación de sedimentos apropiadas	Cada Seis Meses
	Eliminar el sedimento de los dispositivos de pre-tratamiento	Cada seis meses (o según se requiera)
<b>Mantenimiento ocasional</b>	Quite o controle las raíces de los árboles donde estén invadiendo los lados del drenaje del filtro.	Según sea necesario
	En lugares con altas cargas de contaminación, retire el geotextil de la superficie y reemplácelo, y lave o reemplace el medio filtrante superpuesto.	Cada cinco años (o según se requiera)
	Limpiar la tubería perforada de obstrucciones	Según sea necesario

## **5.5. EJEMPLOS DE DISEÑO DE DISPOSITIVOS DE INFILTRACION**

Para nuestro diseño de dispositivos se tomará datos de la estación de Ilopango, la cual ya cuenta con las curvas IDF, se tomará el dato de la intensidad para un periodo de retorno de 10 años como lo indica el reglamento de OPAMSS. Para el cálculo del caudal se ocupará la formula racional, se colocará un rango de áreas típicas de urbanizaciones para ver como aumenta el caudal de incidencia con el que se diseñará los dispositivos de infiltración, también se supondrá que el suelo es homogéneo por facilidad. El diseño de los dispositivos no será en detalle, pero si llevara las nociones básicas y más importantes de cada dispositivo. Para el ejemplo de aplicación se tomará solamente cinco dispositivos de infiltración, los cuales se adapten más a las condiciones del área metropolitana.

### **5.5.1. Calculo de Caudal por Método Racional.**

Para el cálculo del caudal se usará la ecuación racional la cual tiene algunas consideraciones como lo son:

- Se basa solo en caudal Pico.
- Lluvia de intensidad constante
- Lluvia uniforme en la región a estudiar
- La escorrentía es proporcional a la precipitación.

El Método Racional se aplica en cuencas homogéneas pequeñas, menores de 1.5 km<sup>2</sup> de superficie, principalmente para drenajes de carreteras, patios, áreas rurales, etc.

$$Q = \frac{50}{3} CIA$$

Donde;

Q: Caudal superficial, m<sup>3</sup>/s.

C: coeficiente de escorrentía, adimensional

I: Intensidad promedio de la lluvia, mm/min

A: área de la región a estudiar, km<sup>2</sup>

**Intensidad de lluvia.** Para el caso de la intensidad de lluvia el periodo de norma de lluvia varía entre 10-30 min, para nuestro caso tomaremos una duración de intensidad máxima de lluvia de 30min, este valor se buscará en las IDF de la estación de Ilopango, este tiempo corresponde al tiempo de concentración de la tormenta, pero se supondrá que la superficie de estudio es completamente impermeable y que las condiciones del terreno son tal que el tiempo duración es similar al de concentración.

**Coeficiente de escorrentía.** Las pérdidas por infiltración disminuyen con la duración de la lluvia debido a la saturación paulatina de la superficie del suelo y, por otra parte, la infiltración puede ser modificada de manera importante por la

intervención del hombre en el desarrollo de la ciudad, por acciones tales como la tala de árboles como la construcción de nuevos sectores residenciales y comerciales, en este caso el coeficiente de escorrentía tendrá un valor que varía según la tabla siguiente:

TIPO DE AREA DRENADA	COEF. DE ESCURRIMIENTO	
	MINIMO	MAXIMO
<b>Zonas comerciales:</b>		
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
<b>Zonas residenciales:</b>		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas de habitación	0.50	0.70
<b>Zonas industriales:</b>		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
Cementerios y parques	0.10	0.25
Campos de juego	0.20	0.35
Patios de ferrocarril	0.20	0.40
Zonas suburbanas	0.10	0.30
<b>Calles:</b>		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
Estacionamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95
<b>Praderas:</b>		
Suelos arenosos planos (pendientes $\leq 0.02$ )	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (pendientes 0.07 ó más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 ó menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 ó más)	0.25	0.35

Tabla 5.3. Coeficientes de escorrentía según el tipo de área drenada  
Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (Comisión Nacional del Agua, México, edición 2007)

Se tomará un valor de 0.8 para el coeficiente de escorrentía, con un área de 1000 m<sup>2</sup> y duración de 30 min la cual da una intensidad de 1.72 mm/min para un periodo de retorno de 10 años. Se tiene:

$$Q = \frac{50}{3} \times 0.8 \times 1.72 \times \left( \frac{1000}{1000000} \right) = 0.022 \frac{m^3}{s}$$

Caudal según el área de aporte.

PARA UNA DURACION DE 30 MIN			
Coeficiente de escorrentía	Intensidad (mm/min)	Área de lotificación (m <sup>2</sup> )	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
0.8	1.72	1000	0.023
0.8	1.72	2000	0.046
0.8	1.72	3000	0.069
0.8	1.72	4000	0.092
0.8	1.72	5000	0.115

Tabla 5.4. Cuadro de caudales para tormentas con duración de 30 min.

- ✚ Para el diseño de los dispositivos de infiltración se tomará el valor para un área de 5000 m<sup>2</sup> siendo el caudal de 0.11 m<sup>3</sup>/s. Para nuestro caso se tomará enteramente que el área impermeable, por lo tanto, se evacuará el volumen producido por esa área e intensidad de lluvia.



### 5.5.2. Diseño de Franjas Filtrantes.

Se tiene las siguientes consideraciones iniciales:

Criterio de diseño para zanjas filtrantes	Valor
Longitud máxima de esorrentía	50 m
Pendiente de escurrimiento	5-10 %
Borde superior en la entrada de la franja infiltrante	5-10 cm
Pendiente de Franja de infiltración	2-5%
Espesor de filtro de hierba, primera capa	15 cm
Espesor de la segunda capa	30 cm
Velocidad máxima de flujo	1.5 m/s

Tabla 5.5. Criterios de diseño para zanjas filtrantes  
Fuente: The SuDS Manual.

Tomando velocidad de flujo de 0.8 m/s.

$$Q = vxA = 0.11 \frac{m^3}{s} = 0.8xA, \quad \rightarrow A = \frac{0.11}{0.8} = 0.14 m^2$$

$$A = 0.14 m^2$$

Tomando como Ancho 1.5 m;

$$1.5xL = 0.14. \rightarrow L \approx 0.1 m$$

Área propuesta;

$$A = 1.5 \text{ m} \times 0.1 \text{ m} = 0.15 \text{ m}^2$$

Tiempo en se disipará el volumen generado.

$$Q = kxA, \text{ pero } Q = V/t, \rightarrow V/t = kxA, \text{ donde } k \text{ infiltración de suelo en m/s.}$$

Para este caso se tomará que es un suelo con las mismas condiciones de TBJ-UES estrato superior, cuyo valor de permeabilidad es  $k=1.3154 \text{ E} - 6 \text{ m/s}$ .

Encontrando el volumen que genera el caudal de 0.11 en un tiempo de 30 min:

$$V = Qxt. \rightarrow V = 0.11 \times 30 \times 60 = 198 \text{ m}^3$$

Con el valor de volumen se procede hallar el tiempo en que infiltrara ese volumen, se tiene:

$$\begin{aligned} t &= \frac{V}{kxA_{inf}} = \frac{198}{1.3154 \times 10^{-6} * 0.15} = 1003497035 \text{ s} * \frac{h}{3600} \\ &= 278749.18 \text{ h} * \frac{1 \text{ dia}}{24} = 11614 \text{ dias} \end{aligned}$$

Es demasiado tiempo por lo que se cambiara el área de la zanja filtrante.

Área propuesta será igual a: Ancho =9.0 m, Largo= 10 m, con esta área se evaluará el volumen que se infiltrará.

$$V = kA_{inf}t = 1.3154 \times 10^{-6} \times 9.0 \times 10 \times 1800 = 0.21 \text{ m}^3$$

$$V = 0.21 \text{ m}^3$$

Para nuestro caso se colocarán la sección de Ancho=9.0 m, Largo= 10 m, para volumen de excedencia no se diseñará ya que las franjas filtrantes no pueden evacuar ese volumen, se colocará una pendiente de 5% en dirección del flujo, del volumen 198 m<sup>3</sup> solo se aprovechará 0.21 m<sup>3</sup>, el otro volumen se evacuará en el sistema de drenaje o si es posible en otro dispositivo de infiltración, que puede ser cunetas verdes o trincheras.

Evaluando la velocidad de flujo con pendiente 5%:

$$V = \frac{d^{2/3} s^{1/2}}{n}$$

Donde;

d: Profundidad de flujo, la cual será de 0.45 m,

s: Pendiente de dirección de flujo,

n: coeficiente de rugosidad de Manning, para nuestro caso vegetación 0.35

$$V = \frac{0.45^{2/3} 0.05^{1/2}}{0.35} = 0.38 \text{ m/s}$$

Cumple con el criterio de velocidad de flujo, los detalles de la sección de la zanja filtrante se detallan en los anexos.

### 5.5.3. Diseño de cunetas verdes.

Para el diseño de cunetas verdes se supondrá que se hará al costado de una carretera, el tramo de carretera será de 100 m, el caudal será el mismo de 0.11 m<sup>3</sup>/s.

<b>Criterio de diseño para cunetas verdes</b>	<b>Valor</b>
Borde de escurrir el agua pluvial	5-10 cm
Pendientes laterales de la cuneta	1:3-1:4
Parte superior de cuneta	20-50 cm
Pendiente de Flujo	0.5-6%
Profundidad de cuneta	40-50 cm
Distancia de disipadores de velocidad tipo presa	10-20 m
Velocidad máxima de flujo	0.3 m/s
Tiempo de viaje de agua en la cuneta	9-18 min
Tiempo de vaciado de volumen de agua	Menos de 24 horas
Distancia desde el nivel freático a la parte inferior de la cuneta verde.	Mayor o igual a 1 m

Tabla 5. 6. Criterios de diseño para cunetas verdes  
Fuente: The SuDS Manual.

#### **Calculo de área de cuneta verde:**

Suponiendo una base de 0.5 m y una profundidad efectiva de 0.4 m, pendientes laterales de 1:4, a los costados de la cuneta se colocarán geo-membrana para impermeabilizar los costados y tener control de la zona donde se infiltra, pendiente de flujo de 3%.

Calculo de la velocidad de flujo:

$$V = \frac{Rh^{2/3} s^{1/2}}{n}$$

Dónde:

Rh: Radio hidráulico de la sección en metros;

S: Pendiente de flujo de agua,

n: Coeficiente de Manning, 0.35 para vegetación.

$$Rh = \frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}}$$

Donde

b: Ancho inferior de canal,

z: Valor en horizontal de la pendiente,

y: tirante de canal.

$$Rh = \frac{(0.5 + 4 * 0.4)0.4}{0.5 + 2 * 0.4\sqrt{1 + 4^2}} = 0.22$$

$$V = \frac{0.22^{2/3} 0.03^{1/2}}{0.35} = 0.18 \text{ m/s} \rightarrow \text{ok. Cumple}$$

Calculo de volumen que disipa la cuneta verde, tomando como suelo el extraído en la 75 avenida norte escoria meteorizada cuyo valor es de permeabilidad es 7.2264xE-3 cm/s.

$$V_{inf} = kA_{inf}t = 7.2264 \times 10^{-5} \times (0.5 \times 100) \times 1800 = 6.5 \text{ m}^3$$

Tiempo en que disipara el volumen generado por la escorrentía.

$$t = \frac{V}{kx_{A_{inf}}} = \frac{198}{7.2264 \times 10^{-5} * 0.5 \times 100} = 54799.07 \text{ s} * \frac{h}{3600} = 15.22 \text{ h}$$

El tiempo de evacuación cumple con lo establecido, menos de 24 horas.

Tiempo de viaje:

$$t_{viaje} = \frac{L}{v} = \frac{100}{0.18} = 555 \text{ s} * \frac{min}{60} = 9.26 \text{ min}$$

El valor de tiempo de viaje cumple con el criterio.

Se colocará elementos disipadores de energía tipo presa en tramos de 20m, estos llevarán separadores de grava de 3-10 mm de diámetro. Para volumen excedente se aumentará la profundidad en 0.2 m, por lo que la profundidad será de 0.60 m (ver detalles en anexos).

### 5.5.4. Diseño de Laguna de Infiltración.

Para nuestro caso tenemos:

Criterio de diseño para estanques y humedales	Valor
Pendiente de cámara de sedimentación(Entrada)	1:3-1:4
Pendiente banco marginal	1:3-1:4
Altura de banco marginal	No mayor de 40 cm
Pendiente de banco permanente	1:3-1:4
Profundidad de banco permanente	1.2-2.0 m
Relación ancho-largo	4:1
Profundidad máxima excedente	0.5 m
Altura de vegetación	7.5-15.0 cm

Tabla 5.7. Criterios de diseño para zanjas filtrantes  
Fuente: The SuDS Manual.

Pendiente de cámara de sedimentación, 1:4

Pendiente de cámara marginal 1:3

Pendiente de cámara permanente 1:3.

Altura de cámara permanente 1:5 m

Área de cámara permanente:

$$V = Ah$$

$$A = \frac{V}{h} = \frac{198}{1.5} = 132 \text{ m}^2$$

$$L = 4B, \longrightarrow A = LB; A = 4BxB, A = 4B^2$$

$$B = \sqrt{\frac{A}{4}} = \sqrt{\frac{132}{4}} = 5.74 \approx 6.00 \text{ m}$$

$$L = 4 \times 6 = 24.0 \text{ m}$$

Tiempo de infiltración, tomando como suelo TBJ-Flujo de escombros, tomado de catón el Carmen, con un valor de permeabilidad de  $1.0572 \times 10^{-3}$  cm/s.

$$t = \frac{V}{kx A_{inf}} = \frac{198}{1.0572 \times 10^{-5} * 24 \times 6} = 130060.53 \text{ s} * \frac{h}{3600} = 36.13 \text{ h}$$

En este tiempo de vaciado se tiene que hacer limpieza de la laguna de infiltración. Se colocará la capa de vegetación la cual varia de 40 a 45 cm, bajo esta capa se recomienda poner grava o geomembrana de espesor de 5-15 cm.

#### 5.5.5. Diseño de pozos de infiltración.

Se calculará el volumen de esorrentía:

$$V_r = A_c D_f$$

Dónde:

$V_r$ = Volumen de esorrentía

$A_c$ = Área de aporte

$D_f$ =Profundidad de la lluvia (3 cm recomendado)



$$V_r = 5000 \times 0.03 = 150 m^3$$

Para el cálculo se tomará volumen de 198 m<sup>3</sup>

Ancho de pozo varia de 0.9-2.4 m, se tomará 0.9 m. Para este ejemplo tomaremos el suelo extraído en Cumbres de Cuscatlán el cual es Tb4 cuya permeabilidad es 5.0734E-2 cm/s.

Tiempo en que tardara en infiltrar el volumen de 198 m<sup>3</sup>, se tomara solo el fondo del pozo como área donde se infiltrara en primera parte, luego se tomara los costados del pozo de una altura de 5 m.

$$A_{inf} = \pi \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{0.9^2}{4} = 0.64 m^2$$

$$t = \frac{V}{kx A_{inf}} = \frac{198}{5.0734 \times 10^{-4} * 0.64} = 609798.163 s * \frac{h}{3600} = 169.39 h$$

$$P = \pi D = \pi * 0.9 = 2.83 m$$

$$A_{inf} = 2.83 * 5 = 14.15 m^2$$

$$t = \frac{V}{kx A_{inf}} = \frac{198}{5.0734 \times 10^{-4} * (0.64 + 14.15)} = 26387.48 s * \frac{h}{3600} = 7.33 h$$

Encontrando la altura de pozo:

$$V_{inf} = A_{inf} * k * t$$

$$V_{inf} = (0.64 + 14.15)5.0734 \times 10^{-4} \times 1800 = 13.51 m^3$$

$$L = \frac{V - V_{inf}}{A} = \frac{198 - 13.51}{0.64} = 288.26 m$$

Altura de pozo demasiado grande, para nuestro caso se supondrá una distancia de 25 m, tenemos un volumen de:

$$V = 0.64 * 25 = 16.0 m^3$$

Volumen total:

$$V_t = V + V_{inf} = 16.0 + 13.51 = 29.51 m^3$$

El resto de volumen que sería  $198 - 29.51 = 168.49 m^3$  se pierde, de manera que este volumen se puede aprovechar ocupando otros dispositivos de infiltración. Si las condiciones no permiten que se pueda hacer un sistema se tendrá diseñar un desagüe al pozo de infiltración.

### 5.5.6. Diseño de trinchera de infiltración

Para una tormenta de treinta minutos de duración con intensidad de 1.72 mm/min en un área de suelo de tipo TBJ unidad F extraído talud UES estrado inferior con valor de k de  $4.4821E-04$  cm/seg.

#### ➤ Tubería perforada en la base de la trinchera

Debe diseñarse utilizando métodos de diseño de tubería convencionales. (Ley de Darcy para calcular el flujo de las tuberías).

$$Q = A \times v$$

Dónde:

Q = capacidad de flujo de la tubería (m<sup>3</sup>/s)

A = área de flujo de sección transversal (m<sup>2</sup>)

v = velocidad de flujo (m<sup>2</sup>/s)

Despejando para encontrar área transversal de tubería perforada para un caudal de diseño de 0.11 m<sup>3</sup>/s y una velocidad estimada de 3.6 m/s

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{0.11}{3.6} = 0.03056$$

Encontrando el diámetro

$$\phi = \sqrt{\left(\frac{4 \times 0.03056}{\pi}\right)} \approx 0.20m = 20cm = 7.87 \text{ pulg}$$

Por lo que se utilizara una tubería de PVC para drenaje de 8 pulgadas con perforaciones de 1/4 de pulgada a cada 15 cm para obtener un flujo adecuado.

#### ➤ Ancho de la trinchera

El ancho será determinado por los flujos que alojarán el componente y el diámetro de cualquier tubería empotrada. Por lo que para una tubería de aproximadamente 20 cm de diámetro se requiere un marco de 20 cm por lado dando. Tomando así un ancho total de trinchera de 70 cm

➤ **Profundidad de trinchera**

Para calcular la profundidad de trinchera primero ocuparemos la ecuación general de caudal donde:  $Q = V/t$ , despejando el volumen para luego encontrar el valor de  $h$ .

Se tomará como ejemplo un área útil de infiltración de  $500 \text{ m}^2$  y una longitud de  $20 \text{ m}$ . Para dicha área útil de infiltración tomaremos un caudal a partir de la intensidad y duración antes mencionada, teniendo así un valor de  $Q = 0.01147 \text{ m}^3/\text{s}$ .

$$Q = \frac{V}{t} = \frac{Ah}{t}$$

Despejando para  $h$ ;

$$h = \frac{Q \times t}{A} = \frac{0.01147 \times (30 \times 60)}{0.7 \times 20}$$

$$h = 1.47 \text{ m}$$

Por lo que se decide tomar una profundidad de trinchera de  $1.5 \text{ m}$  de profundidad.

$$V_{inf} = A_{inf} * k * t$$

$$V_{inf} = (1.5 + 0.7) * 2 * 20 * 4.4821 \times 10^{-6} * 1800 = 0.71 \text{ m}^3$$

$$t = \frac{V}{kx A_{inf}} = \frac{198}{4.48 \times 10^{-6} * (0.7 + 1.5) * 2 * 20} = 502232.1429 \text{ s} * \frac{h}{3600} = 139.44 \text{ h}$$

➤ **Material filtrante de la trinchera.**

La tubería perforada se acomodará en el fondo de la trinchera, en el fondo se acomodará una primera capa de grava gruesa de 0.15 m de espesor. Sobre ella se acomodará la tubería de recolección y se la cubrirá totalmente con grava gruesa. Encima de la grava gruesa se colocará una capa de grava fina de 0.15 m de espesor y granulometría de 0.5 a 2.0 cm. Esta última capa deberá quedar a nivel con el terreno correspondiente al fondo de la trinchera.

Sobre esta última capa de grava fina se acomodará el material filtrante (arena limpia) en una capa de 0.75 m de espesor.

Sobre la capa de arena, se colocará una capa de grava fina de 0.15 m de espesor y granulometría de 0.5 a 2.0 cm. Encima de esta y a fin de evitar la alteración de la capacidad filtrante de la grava y arena filtrante se colocará material geotextil (u otra filtración efectiva) para así facilitar la evapotranspiración del agua residual aplicada en la zanja filtro.

Por último, se colocará el material de relleno hasta alcanzar el nivel natural del suelo (0.10 m). Se debe evitar compactar el material de relleno para no afectar la cama de grava y arena. Para mayor detalle ver planos en anexos.

Los agregados deberán cumplir con los requisitos de la tabla 5.1 “Especificaciones de materiales filtrantes para trincheras”.

# **CAPÍTULO VI**

---

## **ANÁLISIS COSTO BENEFICIO DE LOS DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN**

## **6.0. INTRODUCCIÓN**

La toma de decisiones sobre qué tipo de dispositivo de infiltración elegir es de mucha importancia, puesto que su funcionalidad tendrá influencias tanto en el área de la construcción como en áreas donde ya existen otras obras; por lo que una mala decisión puede conllevar problemas de daños sobre sí mismos, a edificaciones y al propio suelo sobre el cual estará emplazado.

Por lo que, para tomar la decisión adecuada es necesario realizar un análisis de costo-beneficio, en donde se tomen en cuenta factores de beneficios respecto a funcionalidad, seguridad y riesgos. Como una segunda prioridad se debe de evaluar la parte económica, ya que en ocasiones dos dispositivos diferentes pueden tener los mismos beneficios y la misma seguridad, es aquí donde se toma en cuenta cual dispositivo genera una menor inversión monetaria, tanto en la construcción, operación y mantenimiento.

En este capítulo se presentan los presupuestos de cada uno de los dispositivos diseñados, tomando en cuenta solamente los costos de construcción; para así poder realizar el análisis de costo-beneficio.

## **6.1. COSTOS BENEFICIOS DE DISPOSITIVOS DE INFILTRACION**

Los dispositivos de infiltración ofrecen múltiples beneficios, el principio general de su diseño es que la esorrentía de aguas superficiales se debe considerar y gestionar para maximizar estos beneficios, de esto depende que un buen diseño cumpla, lo cual inicia con una buena toma de decisiones.

Una parte vital de una buena toma de decisiones es la capacidad de comprender tanto los costos como los beneficios asociados a la toma de decisiones. Esto debe basarse en la mejor evidencia disponible, teniendo en cuenta que la información nunca será completa o perfecta. Reconocer y enfrentar la incertidumbre siempre ha sido una parte intrínseca de la toma de decisiones.

Los costos, en mayor medida, son relativamente simples de cuantificar, pero los beneficios generalmente no son tan fáciles. Sin embargo, comparar costos y beneficios puede ser muy valioso y aunque el costo de implementar un esquema de dispositivos de infiltración generalmente correrá a cargo del desarrollador, en algunos casos podría ser compartido por otros socios donde se beneficiarán, por ejemplo, un empresario dueño de funerarias, autoridad local u otra parte interesada, a través de socios públicos privados.

Muchas partes interesadas pueden beneficiarse de un esquema de dispositivos de infiltración, especialmente si se identifican oportunidades en la etapa de



factibilidad y se lleva a cabo un compromiso apropiado. A medida que los beneficios de los dispositivos de infiltración se entienden mejor, las asociaciones para la entrega de esquemas son cada vez más comunes. Las asociaciones tienen la ventaja de que puede haber a) más de una fuente de financiamiento de capital y b) una responsabilidad compartida para los costos a largo plazo. Los socios potenciales querrán saber cómo y por qué ellos deberían ayudar con el financiamiento y cuáles serán los beneficios para ellos.

### **¿Qué se puede evaluar?**

Los costos se estiman para comprender uno o más de los siguientes factores (teniendo en cuenta que, en países en vías de desarrollos, los costos de estas alternativas, es muy difícil que las empresas o personas puedan absorberlas):

- El costo de capital probable de un esquema propuesto
- Los probables costos de operación y mantenimiento de un esquema propuesto - anualmente o durante la vida útil del diseño del esquema.
- El costo total de un esquema propuesto durante su vida útil (es decir, el costo de toda la vida útil)
- Cómo los diferentes elementos del esquema propuesto podrían contribuir a los costos de capital o mantenimiento, por lo tanto, cómo podrían optimizarse los costos (por ejemplo, buscando opciones que reduzcan los costos de mantenimiento a largo plazo)

- Dónde y cuándo los costos podrían acumularse para diferentes partes interesadas
- Cómo los costos de los esquemas Dispositivos de infiltración alternativos se comparan entre sí o se comparan con un esquema convencional de drenaje por tuberías
- Cómo se pueden reducir mejor los costos.

Para comprender "el rendimiento de la inversión" de un plan (es decir, cuánto beneficio se obtiene del costo incurrido), también es necesario evaluar los beneficios.

En términos generales, los beneficios se pueden evaluar para comprender:

- El tipo y escala de beneficios de un esquema propuesto
- Dónde y cuándo pueden beneficiarse las diferentes partes interesadas
- Cómo los diferentes elementos del esquema propuesto contribuyen a la entrega del beneficio del esquema y, por lo tanto, cómo maximizar y optimizar los beneficios
- Cómo los beneficios de los esquemas de los dispositivos de infiltración alternativos se comparan entre ellos o se comparan con los convencionales esquemas de drenaje por tubería.

Cuando se hace una comparación entre opciones alternativas de dispositivos de infiltración o un esquema de ellos, se compara con un sistema de drenaje por tuberías subterráneo, es importante asegurarse de que se comparen con

similares. Por ejemplo, la cantidad de agua y el rendimiento de la calidad del agua de cada opción deben ser idénticos o los beneficios que se pueden atribuir a ese desempeño (como mejor calidad del agua o menor riesgo de inundación) deben estimarse por separado para cada opción.

### **¿Cuándo se debe realizar una evaluación?**

La utilidad y eficacia de la evaluación de costos y beneficios es mayor cuando forma parte de una etapa inicial del proceso de diseño, de modo que la viabilidad y asequibilidad del sistema se pueden abordar por adelantado. Una vez que se han tomado las principales decisiones de planificación y diseño para un sitio, el tipo de opciones (alternativas de decisión) que pueden evaluarse y compararse se vuelven más limitadas.

#### **6.1.1. Conceptos clave para evaluar los costos y beneficios**

##### **6.1.1.1. Valoración de por vida**

Si los costos y beneficios de toda la vida se consideran la suficientemente anticipación en el desarrollo de un esquema (es decir, en la etapa de factibilidad), esto puede tener una serie de ventajas. Al tener una mejor comprensión de los requisitos de inversión a largo plazo (en lugar de solo los costos de capital), también es posible asegurar:

- Toma de decisiones más sólida en la etapa de evaluación de opciones.
- Mejor evaluación de los riesgos a largo plazo para el rendimiento del régimen de los dispositivos de infiltración e inclusión de planes de monitoreo y gestión para minimizar estos riesgos
- Menor incertidumbre asociada con los acuerdos de adopción y las contribuciones de suma conmutada.

El cálculo de costos para toda la vida útil (a veces denominado costo del ciclo de vida) considera el costo total de un plan a lo largo de su vida útil. Esto no solo cubre los estudios de factibilidad, la investigación del sitio, el diseño y la construcción, sino que también incluye la operación, el mantenimiento, la adaptación y (según las condiciones de planificación del sitio) las actividades de la etapa de cierre (eliminación y desmantelamiento).

Uno de los desafíos del cálculo de costos para toda la vida es determinar cuál será la "vida útil" del plan. El objetivo principal del gasto en un esquema de dispositivos de infiltración más allá de la etapa de construcción es mantener el rendimiento del sistema durante toda su vida útil. Aunque un esquema puede tener una vida de diseño específica (a veces denominada vida útil efectiva esperada), en realidad, la esperanza de vida (o la vida útil real) para un esquema se altera constantemente, dependiendo de una serie de factores, incluidas las actividades de mantenimiento que se realizan (o no) y los cambios en la función del sitio. Con el conocimiento cada vez mayor sobre los cambios futuros en el clima y el diseño y la planificación urbanos, el rendimiento

requerido del esquema también puede cambiar a lo largo de su vida útil. Por lo tanto, la flexibilidad para permitir el cambio también es una consideración importante en la selección del esquema.

De la misma manera que los costos se acumulan a lo largo de la vida de un esquema de dispositivos de infiltración, los beneficios también pueden acumularse con el tiempo; es decir, no todos los beneficios pueden realizarse inmediatamente después de la construcción. Por lo tanto, cualquier evaluación de los beneficios también debe adoptar un enfoque de evaluación de la vida entera. Enfoques consistentes tanto para los beneficios como para los costos que permiten comparaciones justas, cuando es necesario.

#### **6.1.1.2. Análisis de incertidumbre y sensibilidad**

Al evaluar los costos o beneficios, es importante conocer la incertidumbre asociada con las estimaciones y llevar a cabo análisis de sensibilidad cuando sea necesario.

Existen muchas fuentes de incertidumbre potencial al estimar costos y beneficios, aunque generalmente estos no son específicos de los dispositivos de infiltración. Las fuentes son muy diversas, desde la tasa de descuento utilizada hasta la aplicación de costos unitarios a la calidad del agua receptora y el cambio climático.

La escala de incertidumbre variará según los datos de origen y el método utilizado para la estimación, pero no siempre se conocerá. La importancia para la toma de decisiones de la incertidumbre relacionada con los costos y beneficios depende de las características del sitio como el esquema propuesto. Al llevar a cabo un análisis de sensibilidad, se pondrá de manifiesto qué valoraciones tienen el mayor efecto para determinar la opción más rentable y, por lo tanto, dónde se deben hacer ajustes para dar cuenta de la incertidumbre o, en casos de extrema incertidumbre, donde esta deba reducirse.

En su forma más simple, el análisis de sensibilidad puede consistir en usar diferentes valores de los utilizados en la evaluación inicial y ver qué efecto tiene esto en el resultado. Sin embargo, si hay muchos parámetros, el análisis de sensibilidad variando cada parámetro puede llevar mucho tiempo. En tales circunstancias, vale la pena utilizar las herramientas disponibles para la evaluación económica que proporcionen un grado de automatización del proceso, como el de Dignan et al (2015).

El análisis de sensibilidad también se puede aplicar a evaluaciones que no resultan en la cuantificación. Por ejemplo, cuando los interesados están involucrados en una evaluación cualitativa, es probable que tengan diferentes puntos de vista sobre lo que es más importante y que califiquen los beneficios de manera diferente. El análisis de sensibilidad puede ayudar a determinar si estas diferencias afectarían la decisión final. A menudo no lo hacen, por lo que

el análisis de sensibilidad puede ayudar a resolver cualquier desacuerdo entre las partes interesadas (Maxwell et al, 2011).

Factores que se puede considerar para la incertidumbre:

- Criterios de diseño (estos determinarán los tamaños de los componentes y la extensión de la administración necesarios)
- Vulnerabilidad de las aguas subterráneas (por ejemplo, las zonas de aguas subterráneas sensibles pueden requerir geomembrana impermeable)
- Características de diseño
- Requisitos de acceso y espacio
- Ubicación (por ejemplo, los costos de material y mano de obra varían regionalmente, y las características locales de lluvia afectarán el tamaño)
- Características de control hidráulico de entrada y salida
- Cualquier trabajo fuera del sitio requerido para la administración del flujo de excedencia.

En general, es probable que el volumen total o el área de un componente de Dispositivos de infiltración sea un fuerte predictor de costo. Sin embargo, existen economías de escala asociadas con la construcción, debido a los costos de las estructuras de entrada y salida, la movilización de equipos que son relativamente similares independientemente del tamaño del componente.

Al igual que con cualquier esquema de drenaje, también se deben considerar los impactos del esquema durante el período de construcción en el sitio y el área circundante (si pueden monetizarse o no), tales como ruido, interrupción o inconveniencia para los residentes u otros.

#### **6.1.1.3. Costos de operación y mantenimiento**

Aunque la mayor parte del costo total de un plan suele ser el costo de capital, los dispositivos de infiltración también requieren un flujo de financiamiento para cubrir los costos de operación y mantenimiento a largo plazo (como lo hace un sistema de tuberías subterráneas). Se debe hacer una estimación de cuáles son estos costos, y los requisitos de financiamiento deben ser acordados por las partes involucradas.

Es de considerar que para dispositivos de infiltración su operación es específicamente para las temporadas de lluvia, por lo que es importante que el mantenimiento sea antes del inicio y al final de la temporada.

Como muchos esquemas de dispositivos utilizan la siembra natural y están diseñados para apoyar los ecosistemas, la biodiversidad, es necesario que haya un período de mantenimiento intensivo de la vegetación emergente para garantizar que crezca y proporcione el servicio esperado. Esto generalmente requerirá experiencia en agricultura e incurrirá en costos más allá de la fase de construcción. Se recomienda que esto esté incluido en el contrato de construcción y es responsabilidad del contratista. Cuando los Dispositivos de



infiltración tienen más de un uso, como la recreación, también puede haber un período de instalación inicial y puesta en marcha del área recreativa que generará costos, aunque se esperaría que estos costos se acumularan para los operadores de las instalaciones recreativas en lugar del desarrollador.

Luego, los esquemas de Dispositivos de infiltración requieren mantenimiento para garantizar el funcionamiento a corto plazo y minimizar los riesgos para el rendimiento a largo plazo.

Las actividades de operación y mantenimiento se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Inspección e informes (por ejemplo, visitas regulares que generalmente se llevan a cabo al mismo tiempo que el mantenimiento regular, que también puede incluir el monitoreo en sitios más grandes, si es necesario)
- Mantenimiento regular (por ejemplo, limpieza de entradas y salidas, recolección de basura y desechos, corte de césped, manejo de vegetación, cepillado de superficies permeables, vaciado de trampas de limo)
- Mantenimiento ocasional (por ejemplo, Responder a problemas tales como cultivos bloqueados o cestos de basura, incidentes de contaminación, muerte de vegetación, daño estructural, respuesta y limpieza después de eventos extremos)

- Mantenimiento correctivo (por ejemplo., Para una mayor renovación durante la vida útil, como reemplazo de geotextiles, reemplazo de vegetación, reemplazo de rehundido, actividades importantes de eliminación de sedimentos)
- Acciones de adaptación (por ejemplo, responder a los cambios en los requisitos de drenaje para el sitio, especialmente si la vida del esquema Dispositivos de infiltración se extenderá, aunque esto solo puede calcularse si se planifica).

Los costos de operación y mantenimiento normalmente comprenderán:

- Costos de mano de obra y equipo
- Material y / o costos de reemplazo del producto
- Costos de siembra de reemplazo y / o adicionales
- Costos de eliminación de, por ejemplo, sedimentos y vegetación contaminados.

El costo de las actividades de operación y mantenimiento puede variar sustancialmente, dependiendo de:

- Ubicación (esto influirá en los cargos por materiales, mano de obra y equipo)
- Facilidad de acceso (los sitios confinados pueden ser mucho más costosos de mantener debido a los requisitos para equipo especializado)

- Actividades aguas arriba (en particular, cualquier desarrollo en curso, ya que esto influirá en la velocidad del sedimento) acumulación en el sistema)
- Uso de los dispositivos de infiltración (donde es multifuncional, como un servicio adicional o función ecológica, puede requerirse un mantenimiento específico para garantizar que se mantenga la funcionalidad, pero estos costos pueden compartirse entre varios socios, como la autoridad local o grupos comunitarios voluntarios)
- Calidad de la construcción en el sitio o fabricación fuera del sitio de los productos
- La necesidad de eliminación de desechos fuera del sitio
- La efectividad del diseño del esquema para mitigar los costos anteriores.

Cuando los dispositivos de infiltración forman parte de o proporcionan funciones múltiples, puede haber importantes consideraciones sociales y riesgos asociados con su funcionamiento normal. Cuando, por ejemplo, un componente de Dispositivos de infiltración proporciona un área de almacenamiento para flujos de excedencia que funciona con poca frecuencia y también se usa para otros fines, como la recreación, puede haber una serie de costos adicionales a considerar, tales como:

- Provisión de señalización permanente para advertir sobre la infrecuente inundación del área

- Educar a la comunidad local sobre la función del componente Dispositivos de infiltración y fomentar la apropiación local y el uso apropiado
- Advirtiéndolo a la población local cuando la inundación es inminente y la construcción de señales de advertencia temporales o barreras
- Vigilar el área cuando el área está inundada, para garantizar la seguridad pública
- Donde el diseño no lo proporciona, bombeo y restauración del área temporalmente inundada, incluida la verificación de que el terreno no presenta un riesgo para la salud
- Compromiso con las comunidades locales antes, durante y después de un evento de inundación.

#### **6.1.2. Beneficios directos e indirectos de dispositivos de infiltración.**

Algunos beneficios son una consecuencia directa de los dispositivos de infiltración, como la reducción del riesgo de inundación (mediante la entrega del criterio de cantidad de agua) o la mejora de la biodiversidad (mediante la entrega de los criterios de biodiversidad).

Sin embargo, los beneficios generales de un esquema de los dispositivos de infiltración son más que simplemente los beneficios directos resultantes de la entrega de los criterios de diseño. Muchos beneficios son indirectos (a veces denominados beneficios secundarios o incidentales) y se producen además de

las razones principales para usar dispositivos de infiltración, como la salud y el bienestar, que es un producto de la calidad del aire, el confort térmico, la recreación mejorada, etc. En países como Estados Unidos, Japón y España, han realizado investigaciones sobre q beneficios han obtenido al emplear estos dispositivos de infiltración, entre algunos se pueden mencionar el desarrollo urbano en espacios con el sistema de alcantarillado colapsado, solución a la incapacidad hidráulica de la red de colectores convencional debida al rápido crecimiento urbano de una zona, evitando la necesidad de desdoblamiento de la red, disminución de pérdidas económicas por daños provocados por inundaciones, entre otras.

La resiliencia climática es una combinación de beneficios directos e indirectos, ya que la capacidad de los dispositivos de infiltración para hacer frente a las precipitaciones más frecuentes o más severas es un beneficio directo, por ejemplo, pero una regulación mejorada de las temperaturas del aire y del edificio, seguridad mejorada del suministro de agua, la reducción del riesgo de inundación, etc., todos contribuyen a la mejora de la resiliencia al clima actual y futuro, además de ser beneficios directos por derecho propio. Debido a estas relaciones y las dificultades de distinguir qué aspectos de los dispositivos de infiltración proporcionan qué beneficios, se debe tener cuidado para evitar el doble recuento del valor de los beneficios.

Un enfoque que tiene un valor particular cuando las relaciones entre los beneficios directos e indirectos son complejos, pero potencialmente significativos para determinar el beneficio general, es necesario considerar el impacto que estas puedan tener en la sociedad (Defra, 2007).

#### **6.1.2.1. Beneficios cuantificables**

Los beneficios directos e indirectos (como se describe arriba) no deben confundirse con aquellos beneficios que pueden o no pueden ser cuantificados.

Algunos de los beneficios de los Dispositivos de infiltración son fácilmente cuantificables: por ejemplo, cuando se mitigan las inundaciones, el daño reducido se puede calcular utilizando información estandarizada, como Penning-Rowsell et al (2013).

Algunos beneficios no se cuantifican tan fácilmente, especialmente en términos monetarios, pero esto no disminuye su importancia y no deben ignorarse simplemente porque no se les puede asignar un costo fácil.

Comprender los beneficios y métodos para estimar su valor monetario aún está en desarrollo. Los avances en áreas relevantes para Dispositivos de infiltración, como el valor de los servicios de los ecosistemas, ahora están proporcionando información clave de valoración de beneficios que se está utilizando en herramientas como Digman et al (2015).

### **6.1.2.2. Beneficios no cuantificables**

Cuando los beneficios no se pueden cuantificar en términos monetarios, aún se pueden evaluar de forma cualitativa. En qué medida esto es necesario (es decir, ¿la consideración de estos beneficios influye en la toma de decisiones?) Y cómo se hace esto debe ser acordado por los socios involucrados en la toma de la decisión. A menudo, esto es por negociación, ya que varios criterios (o beneficios) pueden ser de mayor o menor importancia para las distintas partes involucradas.

Como muchos de los beneficios se proporcionarán a la comunidad local, los ejercicios de participación comunitaria pueden proporcionar información útil para una evaluación cualitativa. Por ejemplo, a la comunidad se le pueden hacer preguntas como "¿Cuánta más actividad al aire libre crees que harías si tuvieras más espacio verde público?"

Las evaluaciones cualitativas deben considerarse por separado en el proceso de toma de decisiones de los resultados cuantitativos descritos anteriormente.

Sin embargo, en los casos en que algunos (pero no todos) los beneficios pueden monetizarse directamente, una evaluación cualitativa puede actuar como punto de partida para cuantificar los beneficios restantes al proporcionar valores monetarios.

Alternativamente, los beneficios monetizados se pueden usar como un punto de referencia para los beneficios que no son directamente cuantificables. Por ejemplo, la participación de las partes interesadas se puede utilizar para calificar y ponderar los beneficios no monetizados contra los beneficios que se han monetizado y proporcionan un valor monetario "implícito" estimado. Este proceso debe incluir un análisis de sensibilidad para verificar la importancia relativa de los resultados del ejercicio de puntuación y ponderación, y cualquier otra suposición utilizada. Luego, se puede aplicar un rango de incertidumbre apropiado a las estimaciones resultantes.

Este proceso es más útil si los beneficios no monetizados pueden tener un efecto significativo en la determinación de la opción preferida. Dependiendo de la información disponible para cuantificar algunos beneficios, también puede ser una alternativa menos costosa que el uso de métodos de valoración contingente, transferencia de beneficios, etc. o puede usarse para validar los resultados de estos métodos (Penning-Rowsell et al, 2013).

Algunos beneficios a veces se consideran inapropiados para monetizar, dependiendo del propósito del análisis y con quién se comunicará, en cuyo caso se puede adoptar un enfoque de análisis de costo-efectividad.



## **6.2. COMPARACIÓN DE COSTOS Y BENEFICIOS**

Para llevar a cabo una evaluación que compare costos y beneficios, es importante considerar los costos de toda la vida con base en el descuento apropiado, y también es importante considerar los beneficios junto con los costos de manera que puedan ser fácilmente comparados (análisis económico o de criterios múltiples).

Cada uno de los socios en un esquema puede adoptar un enfoque diferente del análisis económico (en algunos casos debido a requisitos del régimen reglamentario), por lo tanto, es importante establecer desde el principio cómo se llevará a cabo la evaluación económica. No existen normas reguladoras para el análisis económico de Dispositivos de infiltración, sino que existen normas establecidas para las diversas partes interesadas (por ejemplo, la Agencia de Medio Ambiente para la planificación de la gestión de cuencas hidrográficas o los proveedores de servicios de agua para la gestión de activos), cada una de las cuales deberá satisfacerse si su organización es ser un socio en un esquema particular.

Algunos de los métodos más comunes se describen a continuación. Estos a menudo se usan en combinación en evaluaciones de esquemas.

### **6.2.1. Relación costo-beneficio**

La relación costo-beneficio (BCR) es la relación entre los beneficios y los costos de un plan que se puede usar para determinar si es rentable. Este tipo de análisis requiere que se cuantifiquen todos los costos y beneficios (ya sea de manera directa o implícita), según el análisis del VAN.

Los beneficios incluidos en la evaluación deben ser acordados y aplicados consistentemente, si se están comparando diferentes esquemas, pero lo más importante es que pueden ser de naturaleza múltiple. Por ejemplo, una relación beneficio a costo (BCR) de 8: 1 se ha aplicado a la toma de decisiones relacionadas con la defensa contra inundaciones en Inglaterra durante varios años. En este caso, los beneficios incluyen consideraciones más amplias, incluidos los servicios culturales como parte de la valoración de los servicios eco-sistémicos.

### **6.2.2. Análisis de costo-efectividad**

El análisis de costo-efectividad (CEA) es una forma de análisis económico que compara el costo relativo con el beneficio, a veces descrito como el cambio en el resultado de una unidad de inversión. Por ejemplo, "¿Cuál es la reducción de las inundaciones como resultado de un aumento de la unidad en el volumen de almacenamiento?". Esto se usa típicamente cuando solo se mide un único criterio (o beneficio).

Este tipo de análisis puede ser particularmente útil cuando se considera el aumento gradual en el valor del beneficio a lo largo del tiempo, por ejemplo, el impacto del crecimiento del árbol de la calle en la mejora gradual de la calidad del aire.

### **6.3. ANALISIS DE COSTOS DE LOS DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN**

Para realizar los presupuestos de los dispositivos se utilizarán los precios promedios de materiales de construcción que publica CASALCO<sup>17</sup> correspondientes al mes de agosto del año 2018. Así como para el precio de mano de obra en el rubro de la construcción se utilizan los valores del Laudo Arbitral.

La metodología a utilizar para obtener el presupuesto de construcción del dispositivo de infiltración será el de suma global; en donde el contratista se compromete a completar el trabajo por un precio fijo y el propietario se compromete a pagar al contratista el precio global

---

<sup>17</sup> Precios promedios de elementos representativos puestos en el Área Metropolitana de San Salvador. [www.casalco.org.sv/contenido.php?superior=8&contenido=136](http://www.casalco.org.sv/contenido.php?superior=8&contenido=136)

### 6.3.1. Presupuesto de franja filtrante

➤ **Excavación**

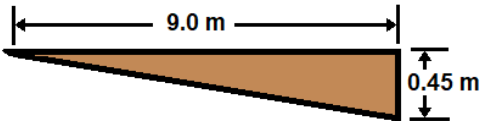
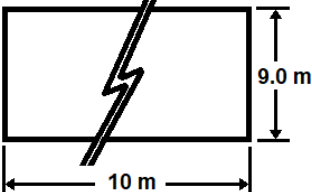
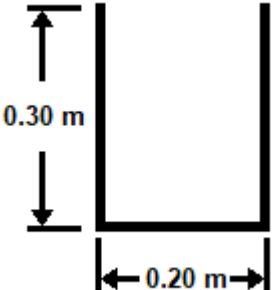
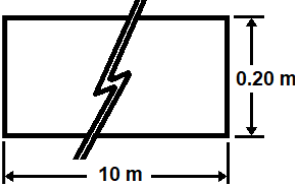
Volumen de franja filtrante		
Vista Frontal	Vista Lateral	Volumen (m <sup>3</sup> )
		$V = A \times L$ $V = \left( \frac{b \times h}{2} \right) \times L$ $V = \left( \frac{9 \times 0.45}{2} \right) \times 10$ $V = 20.25 \text{ m}^3$
		$V = A \times L$ $V = (0.30 \times 0.20) \times 10$ $V = 0.6 \text{ m}^3$
<b>VOLUMEN TOTAL</b>		$V = 20.85 \text{ m}^3$

Tabla 6.1. Hoja de metrado de excavación de franja filtrante.

➤ **Costo de mano de obra y herramientas**

Para excavaciones con h menor a 2.0 m el rendimiento es de 0.40 m<sup>3</sup>/h-h. Por lo que para un auxiliar el tiempo de excavación será:

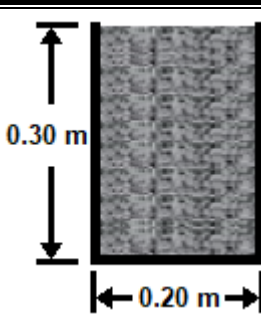
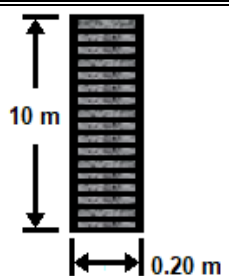
$$\text{Tiempo de trabajo} = \frac{20.85 \text{ m}^3}{0.40 \text{ m}^3/\text{h-h}} = 52.13 \text{ hrs}$$

$$\text{Tiempo de trabajo} = 52.13 \text{ hrs} \times \frac{1 \text{ dia}}{7 \text{ hrs}} = 7.45 \text{ dias}$$

Cargo	Días	Salario \$	Factor de Prestación	Total \$
Auxiliar	7.45	9.60	1.86	\$ 133.03
<b>Sub-total:</b>				<b>\$ 133.03</b>
Herramienta	Rendimiento	Horas de uso	Costo \$	
Pala	0.056	52.13	\$ 2.92	
Piocha	0.063	52.13	\$ 3.28	
<b>Sub total</b>				<b>\$ 6.20</b>

Tabla 6.2. Costos de personal y herramientas para excavación de franja filtrante.

➤ Colocación de materiales pétreos, grama y rejilla de acero

Volumen de Materiales Pétreos		
Material	Vista Lateral	Volumen (m <sup>3</sup> )
Grava Fina		$V = a \times h \times L$ $V = 0.20 \times 0.30 \times 10$ $V = 0.20 \times 0.30 \times 10$ $V = 0.60 \text{ m}^3$
Volumen total material petreo		$V = 0.60 \text{ m}^3$
Área donde ira colocada rejilla de acero		
Material	Vista Lateral	Área (m <sup>2</sup> )
Rejilla de Acero		$A = a \times h$ $A = 0.20 \times 10$ $A = 2.0 \text{ m}^2$
Area Total		$A = 2.0 \text{ m}^2$

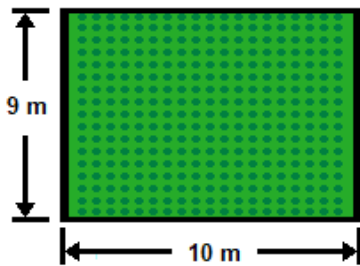
Área de grama		
Material	Vista Lateral	Área (m <sup>2</sup> )
Gramma		$A = a \times h$ $A = 9 \times 10$ $A = 90.0 \text{ m}^2$
Area Total		$A = 90.0 \text{ m}^2$

Tabla 6.3. Hoja de metrado de material de franja filtrante.

➤ **Costo de mano de obra, materiales y herramientas**

Para colocar material pétreo incluyendo acarreo, el rendimiento es de 0.45 m<sup>3</sup>/h-h. Por lo que para un auxiliar el tiempo de colocación será:

$$\textit{Tiempo de trabajo} = \frac{0.6 \text{ m}^3}{0.45 \text{ m}^3/\text{h} - \text{h}} = 1.33 \text{ hrs}$$

$$\textit{Tiempo de trabajo} = 1.33 \text{ hrs} \times \frac{1 \text{ dia}}{7 \text{ hrs}} = 0.19 \text{ dias}$$

Para la rejilla se tendrá un precio, por hechura y suministro, de 30 dólares por metro lineal, y para la grama se incluye la mano de obra con compras mayores a 10 metros cuadrados; por lo que se tiene:

Cargo	Días	Salario \$	Factor de Prestación	Total \$
Auxiliar	0.19	9.60	1.86	\$ 3.39
<b>Sub-total:</b>				<b>\$ 3.39</b>
Materiales	cantidad	Precio \$	Unidad	Costo \$
Grava	0.60 m3	37.15	m3	\$ 314.66
Grama	90.0 m2	6.00	m2	\$ 540.00
Rejilla de acero	10 ml	30.00	ml	\$ 300.00
<b>Sub-total</b>				<b>\$ 1,154.66</b>
Herramienta	Rendimiento	Horas de uso	Costo \$	
Pala	0.056	52.13	\$ 2.92	
Carretilla	0.030	52.13	\$ 1.56	
<b>Sub-total</b>			<b>\$ 4.48</b>	

Tabla 6.4. Costos de personal, materiales y herramientas para construir franja filtrante.

➤ Por lo que el presupuesto de construcción de zanja filtrante sería:

PRESUPUESTO TOTAL DE ZANJA FILTRANTE				
Actividad	Mano de Obra	Material	Herramienta	Sub Total
Excavación	\$ 133.03	----	\$ 6.20	\$ 139.23
Colocación de material	\$ 3.39	\$ 314.66	\$ 4.48	\$ 322.53
Instalación de Rejilla	----	\$ 300.00	----	\$ 300.00
Instalación de Grama	----	\$ 540.00	----	\$ 540.00
<b>TOTAL DE CONSTRUCCION DE LA OBRA</b>				<b>\$1,301.76</b>

Tabla 6.5. Total, de presupuesto para construcción de zanja filtrante.

### 6.3.2. Presupuesto de cuneta verde

➤ **Excavación**

Volumen de cuneta verde		
Vista Frontal	Vista Lateral	Volumen (m <sup>3</sup> )
		$V = (A_1 + A_2) \times L$ $V = \left[ \left( a \times \frac{h}{2} \right) + \left( \frac{a+b}{2} \times \frac{h}{2} \right) \right] \times L$ $V = [(0.5 \times 0.6) + (0.65 \times 0.6)] \times 100$ $V = 69.0 \text{ m}^3$
<b>VOLUMEN TOTAL</b>		<b>V = 69.0 m<sup>3</sup></b>

Tabla 6.6. Hoja de metrado de excavación de cuneta verde.

➤ **Costo de mano de obra y herramientas**

Para excavaciones con h menor a 2.0 m el rendimiento es de 0.40 m<sup>3</sup>/h-h. Por lo que para un auxiliar el tiempo de excavación será:

$$\text{Tiempo de trabajo} = \frac{69 \text{ m}^3}{0.40 \text{ m}^3/\text{h} - \text{h}} = 172.5 \text{ hrs}$$

$$\text{Tiempo de trabajo} = 172.5 \text{ hrs} \times \frac{1 \text{ dia}}{7 \text{ hrs}} = 24.64 \text{ dias}$$

Cargo	Días	Salario \$	Factor de Prestación	Total \$
Auxiliar	24.64	9.60	1.86	\$ 439.97
<b>Sub-total:</b>				<b>\$ 439.97</b>
Herramienta	Rendimiento	Horas de uso	Costo \$	
Pala	0.056	172.5	\$ 9.66	
Piocha	0.063	172.5	\$ 10.87	
<b>Sub total</b>				<b>\$ 20.53</b>

Tabla 6.7. Costos de personal y herramientas para excavación de cuneta verde.



➤ Colocación de materiales pétreos y tubería perforada

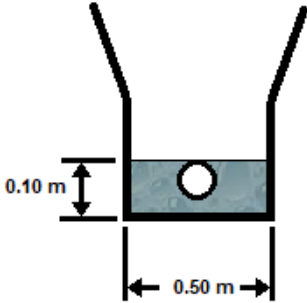
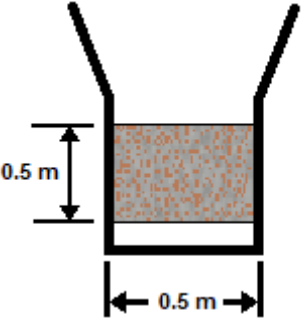
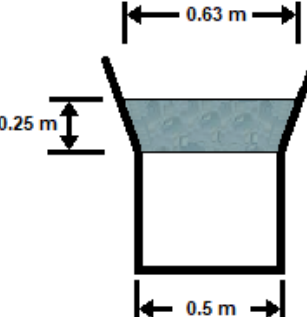
Volumen de Materiales Pétreos		
Material	Vista Lateral	Volumen (m <sup>3</sup> )
Grava Fina		$V = (A_g - A_t) \times L$ $V = (0.10 \times 0.5 - \pi \times 0.03^2) \times 100$ $V = (0.245 - 0.0314) \times 100$ $V = 4.72 \text{ m}^3$
Suelo Escoria Meteorizada		$V = a \times h \times L$ $V = 0.5 \times 0.5 \times 100$ $V = 25.0 \text{ m}^3$
Chispa del disipador de energía. * Serán tres disipadores.		$V = \left[ \left( \frac{a + b}{2} \times h \right) \times L \right]$ $V = 3 \left[ \left( \frac{0.5 + 0.63}{2} \times 0.25 \right) \times 2 \right]$ $V = 0.85 \text{ m}^3$
Volumen total Grava		$V = 4.72 \text{ m}^3$
Volumen de Suelo		$V = 25.0 \text{ m}^3$
Volumen total Chispa		$V = 0.85 \text{ m}^3$
Volumen total material petreo		$V = 30.57 \text{ m}^3$

Tabla 6.8. Hoja de metrado de material de cuneta verde.

➤ **Costo de mano de obra, materiales y herramientas**

Para colocar material pétreo incluyendo acarreo y compactado con pisón de forma manual, el rendimiento es de 0.30 m<sup>3</sup>/h-h. Por lo que para un auxiliar el tiempo de colocación será:

$$\textit{T tiempo de trabajo} = \frac{5.57 \text{ m}^3}{0.30 \text{ m}^3/\text{h} - \text{h}} = 18.57 \text{ hrs}$$

$$\textit{T tiempo de trabajo} = 18.57 \text{ hrs} \times \frac{1 \text{ dia}}{7 \text{ hrs}} = 2.65 \text{ dias}$$

Para colocar la tubería de 2 pulgadas se tiene un rendimiento de rendimiento 3.175 ml/h-h. Por lo que para un auxiliar el tiempo de colocación será:

$$\textit{T tiempo de trabajo} = \frac{100 \text{ ml}}{3.175 \text{ ml}/\text{h} - \text{h}} = 31.50 \text{ hrs}$$

$$\textit{T tiempo de trabajo} = 31.50 \text{ hrs} \times \frac{1 \text{ dia}}{7 \text{ hrs}} = 4.5 \text{ dias}$$

Cargo	Días	Salario \$	Factor de Prestación	Total \$
Auxiliar	2.65	9.60	1.86	\$ 47.32
<b>Sub-total:</b>				<b>\$ 47.32</b>
Cargo	Días	Salario \$	Factor de Prestación	Total \$
Auxiliar	4.5	9.60	1.86	\$ 80.35
<b>Sub-total:</b>				<b>\$ 80.35</b>

Tabla 6.9. Costos de personal para colocar materiales cuneta verde.

Volumen de Materiales Pétreos		
Material	Vista Lateral	Área (m <sup>2</sup> )
<b>Ladrillo de Obra</b>  * Serán tres disipadores.		$A_T = (A_1 - A_2) \times L$ $A_T = 3 \left[ \left( \frac{0.7 + 0.5}{2} \times 0.40 \right) - \left( \frac{0.3 + 0.08}{2} \times 0.15 \right) \right]$ $A_T = 0.48 \text{ m}^2$
<b>Area Total de Enladrillado</b>		<b>A = 0.48 m<sup>2</sup></b>
<b>Area Total de repello</b>		<b>A = 0.48 m<sup>2</sup></b>

Tabla 6.10. Hoja de metrodo de material de disipador de cuneta verde.

Para el pegado de ladrillo y repello, el rendimiento es de 0.27 m<sup>2</sup>/h-h. Por lo que para un auxiliar el tiempo de colocación será:

$$\text{Tiempo de trabajo} = \frac{0.48 \text{ m}^2}{0.27 \text{ m}^2/\text{h} - \text{h}} = 1.78 \text{ hrs}$$

$$\text{Tiempo de trabajo} = 1.78 \text{ hrs} \times \frac{1 \text{ dia}}{7 \text{ hrs}} = 0.25 \text{ dias}$$

El suelo que se ocupará para la capa de 0.50 m. será el mismo que se extrajo en la excavación (Escoria Meteorizada).

El total de capa de geotextil a utilizar será el siguiente:

$$\text{Capa de Geotextil} = 2[(0.5 + 0.62) \times 100] = 223.70 \text{ m}^2$$

El total del área a engramar será el siguiente:

$$\text{Area de engramado} = [2(0.62 \times 100) + (0.5 \times 100)] = 173.69 \text{ m}^2$$

El total ladrillos (de canto) a utilizar será de:

$$\text{Ladrillo de obra} = \left[ \frac{0.48 \text{ m}^2}{0.0392 \text{ m}^2} \right] \cong 13 \text{ ladrillos}$$

Cargo	Días	Salario \$	Factor de Prestación	Total \$
Auxiliar	0.25	9.60	1.86	\$ 4.46
			<b>Sub-total:</b>	<b>\$ 4.46</b>
Materiales	cantidad	Precio \$	Unidad	Costo \$
Grava	4.72 m <sup>3</sup>	37.15	m <sup>3</sup>	\$ 175.35
Chispa	0.85 m <sup>3</sup>	43.56	m <sup>3</sup>	\$ 37.06
Tubería PVC φ2"	17 u	13.50	Unidad	\$ 229.50
Unión para PVC φ 2"	16 u	6.45	Unidad	\$ 103.20
Geotextil	223.7 m <sup>2</sup>	1.50	m <sup>2</sup>	\$ 335.55
Grama	173.69 m <sup>2</sup>	6.00	m <sup>2</sup>	\$ 1042.14
Ladrillo	13	0.30	Unidad	\$ 3.90
Suelo	---	---	---	---
			<b>Sub-total</b>	<b>\$ 1926.70</b>
Herramienta	Rendimiento	Horas de uso	Costo \$	
Pala	0.056	18.57	\$ 1.04	
Pisón	0.042	18.57	\$ 0.78	
			<b>Sub-total</b>	<b>\$ 1.82</b>

Tabla 6.11. Costos de personal, materiales y herramientas para construir cuneta verde.

- Por lo que el presupuesto de construcción de una cuneta verde sería:

PRESUPUESTO TOTAL DE CUNETA VERDE				
Actividad	Mano de Obra	Material	Herramienta	Sub Total
Excavación	\$ 439.97	----	\$ 20.53	\$ 460.50
Colocación de material	\$ 47.32	\$ 1590.1	\$ 1.82	\$ 1639.24
Instalación de Tubería	\$ 80.35	\$ 332.7	----	\$ 413.05
Disipador tipo presa	\$ 4.46	\$ 3.90	----	\$ 8.36
<b>TOTAL DE CONSTRUCCION DE LA OBRA</b>				<b>\$2,521.15</b>

Tabla 6.12. Total, de presupuesto para construcción de cuneta verde.

### 6.3.3. Presupuesto de laguna de infiltración.

➤ Excavación

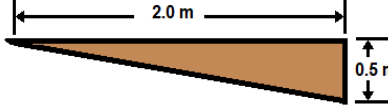
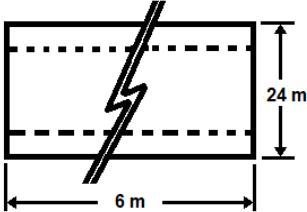
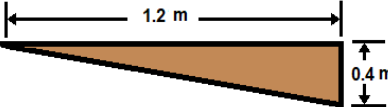
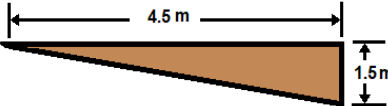
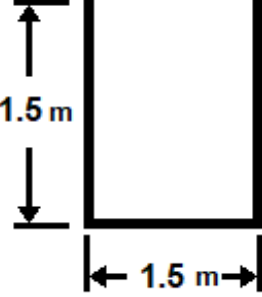
Volumen de laguna de infiltración		
Vista Frontal	Vista Lateral	Volumen (m <sup>3</sup> )
		$V = (A_1) \times L$ $V = \left[ \left( a \times \frac{h}{2} \right) \right] \times L$ $V = 2 * 0.5 * 1/2 \times 24$ $V = 12.0 \text{ m}^3$
	MISMA SECCION	$V = (A_1) \times L$ $V = \left[ \left( a \times \frac{h}{2} \right) \right] \times L$ $V = 1.2 * 0.4 * 1/2 \times 24$ $V = 5.76 \text{ m}^3$
	MISMA SECCION	$V = (A_1) \times L$ $V = \left[ \left( a \times \frac{h}{2} \right) \right] \times L$ $V = 4.5 * 1.5 * 1/2 \times 24$ $V = 81.0 \text{ m}^3$
	MISMA SECCION	$V = (A_1) \times L$ $V = [(a \times h)] \times L$ $V = 1.5 * 1.5 \times 24$ $V = 54.0 \text{ m}^3$
<b>VOLUMEN TOTAL</b>		$V = 152.76 \text{ m}^3$

Tabla 6.13. Hoja de metrado de excavación de laguna de infiltración.

➤ **Costo de mano de obra y herramientas**

Para excavaciones con h menor a 2.0 m el rendimiento es de 0.40 m<sup>3</sup>/h-h. Por lo que para un auxiliar el tiempo de excavación será:

$$\text{Tiempo de trabajo} = \frac{152.76 \text{ m}^3}{0.40 \text{ m}^3/\text{h} - \text{h}} = 381.9 \text{ hrs}$$

$$\text{Tiempo de trabajo} = 381.9 \text{ hrs} \times \frac{1 \text{ dia}}{7 \text{ hrs}} = 54.56 \text{ dias}$$

Cargo	Días	Salario \$	Factor de Prestación	Total \$
Auxiliar	54.56	9.60	1.86	\$ 974.22
<b>Sub-total:</b>				<b>\$ 974.22</b>
Herramienta	Rendimiento	Horas de uso	Costo \$	
Pala	0.056	381.9	\$ 21.39	
Piocha	0.063	381.9	\$ 24.06	
<b>Sub total</b>				<b>\$ 189.36</b>

Tabla 6.14. Costos de personal y herramientas para excavación de laguna de infiltración.

➤ Colocación de materiales pétreos.

Volumen de Materiales Pétreos		
Material	Vista Lateral	Volumen (m <sup>3</sup> )
Grava Media		$V = (B) \times h \times L$ $B = \sqrt{a^2 + b^2}$ $B = \sqrt{2^2 + 0.5^2} = 2.06$ $V = (2.06) \times 0.15 \times 24$ $V = 7.42 \text{ m}^3$
Grava Media		$V = (B) \times h \times L$ $B = \sqrt{a^2 + b^2}$ $B = \sqrt{1.2^2 + 0.4^2} = 1.26$ $V = (1.26) \times 0.15 \times 24$ $V = 4.54 \text{ m}^3$
Grava Media		$V = (B) \times h \times L$ $B = \sqrt{a^2 + b^2}$ $B = \sqrt{4.5^2 + 1.5^2} = 4.74$ $V = (4.74) \times 0.15 \times 24$ $V = 17.06 \text{ m}^3$
Grava Media		$V = (B) \times h \times L$ $V = (1.5) \times 0.15 \times 24$ $V = 5.4 \text{ m}^3$
Volumen total Grava Media		$V = 34.42 \text{ m}^3$

Tabla 6.15. Hoja de metrado de material de laguna de infiltración.

➤ **Costo de mano de obra, materiales y herramientas**

Para colocar material pétreo incluyendo acarreo y compactado con pisón de forma manual, el rendimiento es de 0.30 m<sup>3</sup>/h-h. Por lo que para un auxiliar el tiempo de colocación será:

$$\text{Tiempo de trabajo} = \frac{34.42 \text{ m}^3}{0.30 \text{ m}^3/\text{h} - \text{h}} = 114.73 \text{ hrs}$$

$$\text{Tiempo de trabajo} = 114.73 \text{ hrs} \times \frac{1 \text{ dia}}{7 \text{ hrs}} = 16.39 \text{ dias}$$

Cargo	Días	Salario \$	Factor de Prestación	Total \$
Auxiliar	16.39	9.60	1.86	\$ 292.66
<b>Sub-total:</b>				<b>\$ 292.66</b>
Herramienta	Rendimiento	Horas de uso	Costo \$	
Pala	0.056	114.73	\$ 6.43	
Piocha	0.063	114.73	\$ 7.23	
<b>Sub total</b>				<b>\$ 13.66</b>

Tabla 6.16. Costos de personal y herramientas para laguna de infiltración.

➤ **Colocación de vegetación**

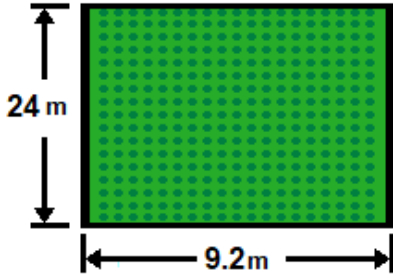
Área de grama		
Material	Vista Lateral	Área (m <sup>2</sup> )
Grama		$A = a \times h$ $A = 9.2 \times 24$ $A = 220.8 \text{ m}^2$
<b>Area Total</b>		<b><math>A = 220.8 \text{ m}^2</math></b>

Tabla 6.17. Hoja de metrado de área de engramado de laguna de infiltración.



➤ **Costo de mano de obra, materiales y herramientas**

Para colocar material pétreo incluyendo acarreo, el rendimiento es de 0.75 m<sup>2</sup>/h-h. Por lo que para un auxiliar el tiempo de colocación será:

$$\text{Tiempo de trabajo} = \frac{220.8 \text{ m}^2}{0.75 \text{ m}^2/\text{h} - \text{h}} = 294.4 \text{ hrs}$$

$$\text{Tiempo de trabajo} = 294.4 \text{ hrs} \times \frac{1 \text{ dia}}{7 \text{ hrs}} = 42.05 \text{ dias}$$

Cargo	Días	Salario \$	Factor de Prestación	Total \$
Auxiliar	42.05	9.60	1.86	\$ 750.84
<b>Sub-total:</b>				<b>\$ 750.84</b>
Materiales	cantidad	Precio \$	Unidad	Costo \$
Grava Media	34.42 m3	35.50	m3	\$ 1221.91
Grava	220.8 m2	6.00	m2	\$ 1324.8
<b>Sub-total</b>				<b>\$ 2546.71</b>
Herramienta	Rendimiento		Horas de uso	Costo \$
Pala	0.056		294.4	\$ 16.49
Azadón	0.042		294.4	\$ 12.36
<b>Sub-total</b>				<b>\$ 28.85</b>

Tabla 6.18. Costos de personal, materiales y herramientas para construir laguna filtrante.

➤ **Por lo que el presupuesto de construcción de una laguna de infiltración sería:**

<b>PRESUPUESTO TOTAL DE LAGUNA DE INFILTRACION</b>				
Actividad	Mano de Obra	Material	Herramienta	Sub Total
Excavación	\$ 974.22	----	\$ 189.36	\$ 1163.58
Colocación de grava	\$ 292.66	\$ 1221.91	\$ 13.66	\$ 1528.23
Plantado de Vegetación	\$ 750.84	\$ 1324.8	\$ 28.85	\$ 2104.49
<b>TOTAL DE CONSTRUCCION DE LA OBRA</b>				<b>\$4796.3</b>

Tabla 6.19. Total, de presupuesto para construcción de laguna de infiltración.

### 6.3.4. Presupuesto de pozo de infiltración

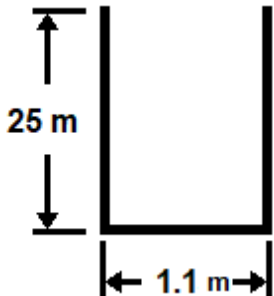
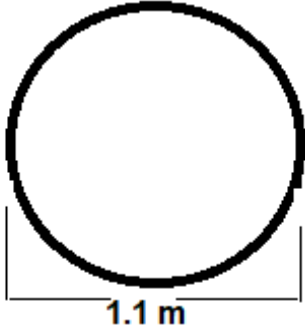
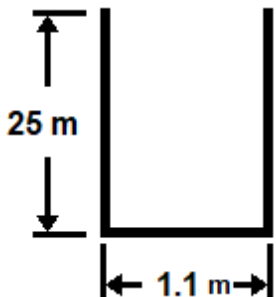
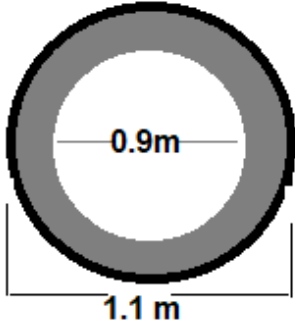
Volumen de excavación		
Vista Frontal	Vista superior	Volumen (m <sup>3</sup> )
		$V = (A_1) \times L$ $A = \pi * \frac{D^2}{4}$ $A = \pi * \frac{1.1^2}{4} = 0.95$ $V = 0.95 \times 25$ $V = 23.76 \text{ m}^3$
<b>VOLUMEN TOTAL</b>		$V = 23.76 \text{ m}^3$

Tabla 6.20. Hoja de metrado de excavación de pozo de infiltración.

\* La excavación se hará con maquinaria. Por lo que no se saca costo de mano de obra como tal.

### Volumen de grava.

Volumen de grava		
Vista Frontal	Vista superior	Volumen (m <sup>3</sup> )
	 <p style="text-align: center;">Espesor de 10 cm</p>	$V = (A_1 - A_2) \times L$ $A_1 = \pi * \frac{D^2}{4}$ $A_1 = \pi * \frac{1.1^2}{4} = 0.95$ $A_2 = \pi * \frac{0.9^2}{4} = 0.63$ $V = (0.95 - 0.63) * 25$ $V = 8.0 \text{ m}^3$

		$V = (A_1) \times L$ $A_2 = \pi * \frac{D^2}{4}$ $A_2 = \pi * \frac{0.9^2}{4} = 0.63$ $V = (0.63) * 0.5$ $V = 0.315 m^3$
<b>VOLUMEN TOTAL</b>		$V = 8.315 m^3$

Tabla 6.21. Hoja de metrado para material pétreo de pozo de infiltración.

➤ **Costo de mano de obra, materiales y herramientas**

Para colocar material pétreo incluyendo acarreo y compactado con pisón de forma manual, el rendimiento es de 0.30 m<sup>3</sup>/h-h. Por lo que para un auxiliar el tiempo de colocación será:

$$\text{Tiempo de trabajo} = \frac{8.315 m^3}{0.30 m^3/h-h} = 27.72 \text{ hrs}$$

$$\text{Tiempo de trabajo} = 27.72 \text{ hrs} \times \frac{1 \text{ dia}}{7 \text{ hrs}} = 3.96 \text{ dias}$$

Cargo	Días	Salario \$	Factor de Prestación	Total \$	
Auxiliar	3.96	9.60	1.86	\$ 70.71	
<b>Sub-total:</b>				<b>\$ 70.71</b>	
Materiales		cantidad	Precio \$	Unidad	Costo \$
Grava		8.315 m <sup>3</sup>	35.50	m <sup>3</sup>	\$ 295.18
Excavación y colocación de tuberías		25 m	350.00	ml	\$ 8750.00
<b>Sub-total</b>				<b>\$ 9045.18</b>	
Herramienta	Rendimiento	Horas de uso		Costo \$	
Pala	0.056	27.72		\$ 1.55	
Piocha	0.063	27.72		\$ 1.75	
<b>Sub total</b>				<b>\$ 3.30</b>	

Tabla 6.22. Costos de personal, materiales y herramientas para construir pozo de infiltración.

- Por lo que el presupuesto de construcción del pozo de infiltración sería:

PRESUPUESTO TOTAL DEL POZO DE INFILTRACION				
Actividad	Mano de Obra	Material	Herramienta	Sub Total
Excavación y colocación de tuberías.	----	----	----	\$ 9045.18
Colocación de grava	\$ 70.71	\$ 295.18	\$ 3.30	\$ 369.19
Hechura de losa para tapadera	----	-----	-----	\$ 475.00
Suministro e instalación de tapadera de HoFo.	----	-----	----	\$ 200.00
Suministro e instalación de peldaños.	-----	-----	-----	\$ 450.00
<b>TOTAL DE CONSTRUCCION DE LA OBRA</b>				<b>\$10539.37</b>

Tabla 6.23. Total, de presupuesto para construcción de pozo de infiltración.

### 6.3.5. Presupuesto trinchera de infiltración

➤ **Excavación**

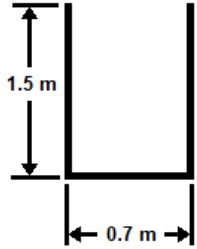
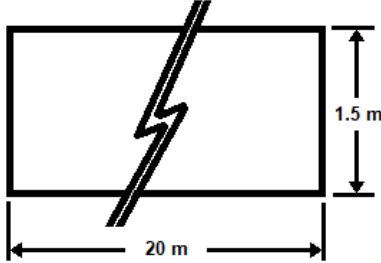
Volumen de Trinchera		
Vista Frontal	Vista Lateral	Volumen (m <sup>3</sup> )
		$V = A \times L$ $V = (a \times h) \times L$ $V = (0.7 \times 1.5) \times 20$ $V = 21.0$
<b>VOLUMEN TOTAL</b>		<b><math>V = 21.0 \text{ m}^3</math></b>

Tabla 6.24. Hoja de metrado de excavación de trinchera de infiltración.

➤ **Costo de mano de obra y herramientas**

Para excavaciones con h menor a 2.0 m el rendimiento es de 0.40 m<sup>3</sup>/h-h. Por lo que para un auxiliar el tiempo de colocación será:

$$\text{Tiempos de trabajo} = \frac{21 \text{ m}^3}{0.40 \text{ m}^3/\text{h} - \text{h}} = 52.5 \text{ hrs}$$

$$\text{Tiempos de trabajo} = 52.5 \text{ hrs} \times \frac{1 \text{ dia}}{7 \text{ hrs}} = 7.5 \text{ dias}$$

Cargo	Días	Salario \$	Factor de Prestación	Total \$
Auxiliar	7.5	9.60	1.86	\$131.04
			<b>Sub-total:</b>	<b>\$ 131.04</b>
Herramienta	Rendimiento	Horas de uso	Costo \$	
Pala	0.056	52.5	\$ 2.94	
Piocha	0.063	52.5	\$ 3.31	
			<b>Sub total</b>	<b>\$ 6.25</b>

Tabla 6.25. Costos de personal y herramientas para excavación de trinchera de infiltración.

➤ Colocación de materiales pétreos y tubería perforada

Volumen de Materiales Pétreos		
Material	Vista Lateral	Volumen (m <sup>3</sup> )
Grava Gruesa		$V = (A_g - A_t) \times L$ $V = (0.35 \times 0.7 - \pi \times 0.10^2) \times 20$ $V = (0.245 - 0.0314) \times 20$ $V = 4.27$
Grava Fina		$V = a \times (h_1 + h_2) \times L$ $V = 0.7 \times (0.15 + 0.15) \times 20$ $V = 0.7 \times 0.30 \times 20$ $V = 4.20$
Volumen total Grava		$V = 8.47 \text{ m}^3$
Arena Limpia		$V = a \times h \times L$ $V = 0.7 \times 0.75 \times 20$ $V = 10.5$
Volumen total Arena		$V = 10.5 \text{ m}^3$
Volumen de Suelo		$V = 1.4 \text{ m}^3$
Volumen total material petreo		$V = 20.37 \text{ m}^3$

Tabla 6.26. Hoja de metrado de material de trinchera de infiltración.

➤ **Costo de mano de obra, materiales y herramientas**

Para colocar material pétreo incluyendo acarreo y compactado con pisón de forma manual, el rendimiento es de 0.30 m<sup>3</sup>/h-h. Por lo que para un auxiliar el tiempo de colocación será:

$$\textit{T tiempo de trabajo} = \frac{20.37 \text{ m}^3}{0.30 \text{ m}^3/\text{h} - \text{h}} = 67.90 \text{ hrs}$$

$$\textit{T tiempo de trabajo} = 67.90 \text{ hrs} \times \frac{1 \text{ dia}}{7 \text{ hrs}} = 9.7 \text{ dias}$$

Para colocar la tubería de 8 pulgadas se tiene un rendimiento de rendimiento 3.175 ml/h-h. Por lo que para un auxiliar el tiempo de colocación será:

$$\textit{T tiempo de trabajo} = \frac{20.0 \text{ ml}}{3.175 \text{ ml}/\text{h} - \text{h}} = 6.30 \text{ hrs}$$

$$\textit{T tiempo de trabajo} = 6.30 \text{ hrs} \times \frac{1 \text{ dia}}{7 \text{ hrs}} = 0.9 \text{ dias}$$

El suelo que se ocupará para el relleno de 10 cm en la capa superior de la trinchera será el mismo que se extrajo en la excavación. Y el total de capa de geotextil a utilizar será el siguiente:

$$\textit{Capa de Geotextil} = 0.7 \text{ m} \times 20 \text{ m} = 14 \text{ m}^2$$

Cargo	Días	Salario \$	Factor de Prestación	Total \$
Auxiliar	9.7	9.60	1.86	\$ 173.20
Auxiliar	0.9	9.60	1.86	\$ 16.07
<b>Sub-total:</b>				<b>\$ 16.07</b>
<b>Materiales</b>				
	cantidad	Precio \$	Unidad	Costo \$
Grava	8.47 m <sup>3</sup>	37.15	m <sup>3</sup>	314.66
Arena	10.5 m <sup>3</sup>	15.15	m <sup>3</sup>	159.08
Tubería PVC φ8"	4 unidades	39.95	Unidad	159.80
Unión para PVC φ 8"	3 unidades	20.05	Unidad	60.15
Geotextil	14 m <sup>2</sup>	1.50	m <sup>2</sup>	21.00
Suelo	---		---	---
<b>Sub-total</b>				<b>\$ 714.69</b>
Herramienta	Rendimiento	Horas de uso	Costo \$	
Pala	0.056	63.23	3.54	
Pisón	0.042	63.23	2.66	
<b>Sub-total</b>				<b>\$ 6.20</b>

Tabla 6.27. Costos de personal, materiales y herramientas para construir trinchera filtrante.

➤ Por lo que el presupuesto de construcción de la trinchera sería:

<b>PRESUPUESTO TOTAL DE TRINCHERA DE INFILTRACION</b>				
Actividad	Mano de Obra	Material	Herramienta	Sub Total
Excavación	\$ 131.04	----	\$ 6.25	\$ 137.29
Colocación de material	\$ 173.20	\$ 494.74	\$ 6.20	\$ 674.14
Instalación de Tubería	\$ 16.07	\$ 219.95	----	\$ 236.02
<b>TOTAL DE CONSTRUCCION DE LA OBRA</b>				<b>\$1,047.45</b>

Tabla 6.28. Total, de presupuesto para construcción de trinchera de infiltración.

El costo de mantenimiento no se incluye en el presupuesto ya que no estamos enfocando en si del costo de solo la elaboración de estos dispositivos, pero este costo será en proporción de la frecuencia en que se ejecute o sea necesario. Más allá del valor de este mantenimiento, lo importante de esta radica en la eliminación de sedimentos producidos por la lluvia lo cual genera que la capa



donde se infiltrara se impermeabilice parcialmente, esto se conoce como colmatación y una vez avanzada esta no se corrige, se genera el azolvamiento, la cual es la impermeabilización completa de la superficie.

### 6.3.6. Cuadros resumen de costos de dispositivos de infiltración

Dispositivo	Suelo utilizado	Permeabilidad del suelo	Costo
Trinchera de infiltración	TBJ Unidad F	Semipermeable	\$ 1,047.45
Franja filtrante	TBJ Unidad F	Semipermeable	\$ 1,301.76
Cuneta verde	Escoria Meteorizada	Permeable	\$ 2,521.15
Laguna de infiltración	TBJ-Flujo de escombros	Semipermeable	\$ 4,796.30
Pozo de infiltración	TB4	Permeable	\$ 10,539.37

Tabla 6.29. Cuadro resumen de costos de dispositivos de infiltración.

Dispositivo	Costo	Volumen Infiltrado (m <sup>3</sup> )	Tiempo que tarda en infiltrar (Horas)	Caudal infiltrado (m <sup>3</sup> /s)
Trinchera de infiltración	\$ 1,047.45	0.71	139.44	1.4143x10 <sup>-6</sup>
Franja filtrante	\$ 1,301.76	0.21	278749.18	2.0926x10 <sup>-10</sup>
Cuneta verde	\$ 2,521.15	6.50	15.22	0.00011863
Laguna de infiltración	\$ 4,796.30	2.73	36.13	2.0989x10 <sup>-5</sup>
Pozo de infiltración	\$ 10,539.37	13.51	7.33	0.00051198

Tabla 6.30. Cuadro resumen de efectividad del caudal infiltrado por cada dispositivo.

#### 6.4. ANALISIS COSTO-BENEFICIO DE LOS DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN

Haciendo un análisis del costo de cada elemento y los beneficios se puede hacer una valoración de que dispositivo es conveniente, el tipo de suelo es influyente en la elección de dispositivo de infiltración, combinando estos dos podemos obtener la siguiente matriz:

PARAMETROS		DISPOSITIVOS DE INFILTRACION PROPUESTOS				
Tipo de suelo	K de campo (cm/s)	POZOS	LAGUNAS	TRINCHERA	CUNETAS VERDES	FRANJA FILTRANTES
Cantón el Carmen (TBJ-Flujo de escombros)	1,06E-03		X	X	X	X
Cantón el Carmen (Flujo de escombros)	1,36E-05		X			
Calle a Huisachar (Arcilla)	1,48E-05					
75 AVE. Norte (Paleosuelo)	8,09E-05					
75 AVE. Norte (Unión-estratos)	2,30E-06		X			
75 AVE. Norte (Escoria Meteorizada)	7,23E-03	X	X	X	X	X
Cumbres de Cuscatlán (TB4)	5,07E-02	X	X	X	X	X

<b>Tenerife Santa Tecla (Plan de la laguna)</b>	<b>2,06E-05</b>					
<b>Talud UES (TBJ estrato superior)</b>	<b>1,32E-04</b>		<b>X</b>	<b>X</b>		
<b>Talud UES (TBJ estrato inferior)</b>	<b>4,48E-04</b>	<b>X</b>	<b>X</b>	<b>X</b>	<b>X</b>	<b>X</b>
<b>Jardines de la Sabana (Flujo de escombros.)</b>	<b>1,05E-04</b>		<b>X</b>	<b>X</b>	<b>X</b>	

Tabla 6.31. Matriz de análisis costo beneficio de dispositivos de infiltración.

\*Nota: Para el caso de la TBJ se debe analizar la posible licuefacción que estos suelos generan al estar saturados y vibrarse, ya que este suelo es inestable con cierto grado de humedad y este estudio se debe ser más minucioso si se encuentra obras civiles de gran tamaño cercanos al dispositivo.

En el diseño de los dispositivos de infiltración no se tomó en cuenta la calidad del agua, ni el diseño de tuberías desde la zona impermeable hasta donde estará colocado el dispositivo de infiltración. Uno de los costos que debe tomarse en cuenta también son las pruebas de campo y de laboratorio, las cuales son las más importantes para el diseño y la colocación de estos.

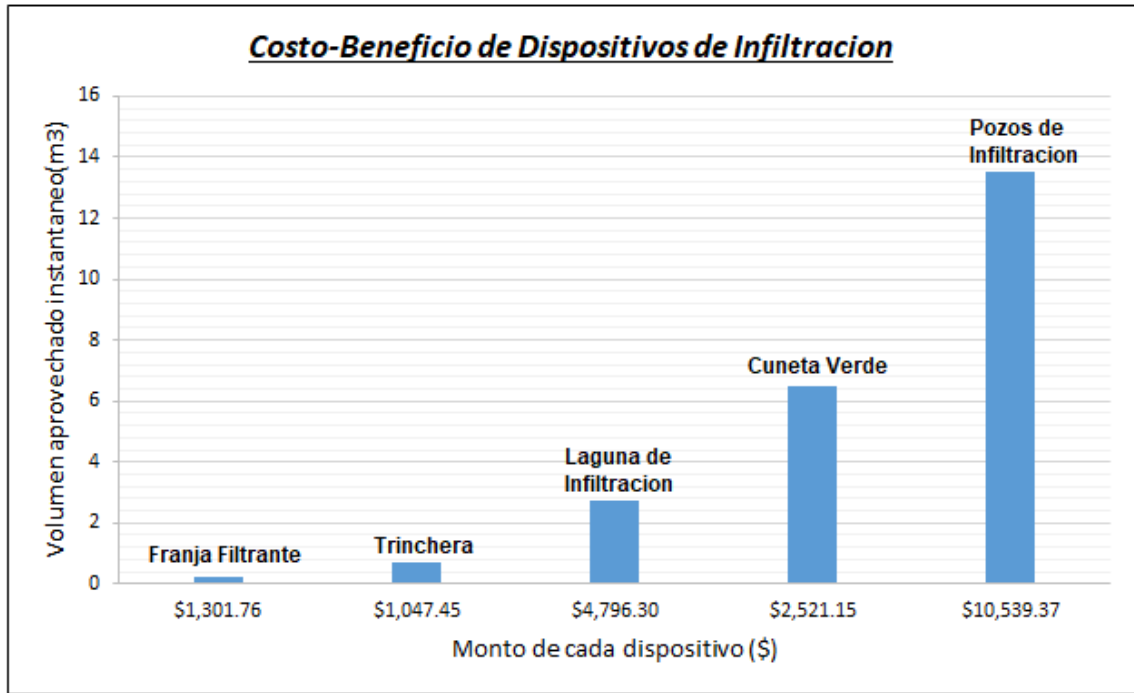


Figura 6.1. Gráfico beneficio-costo de los dispositivos de infiltración.

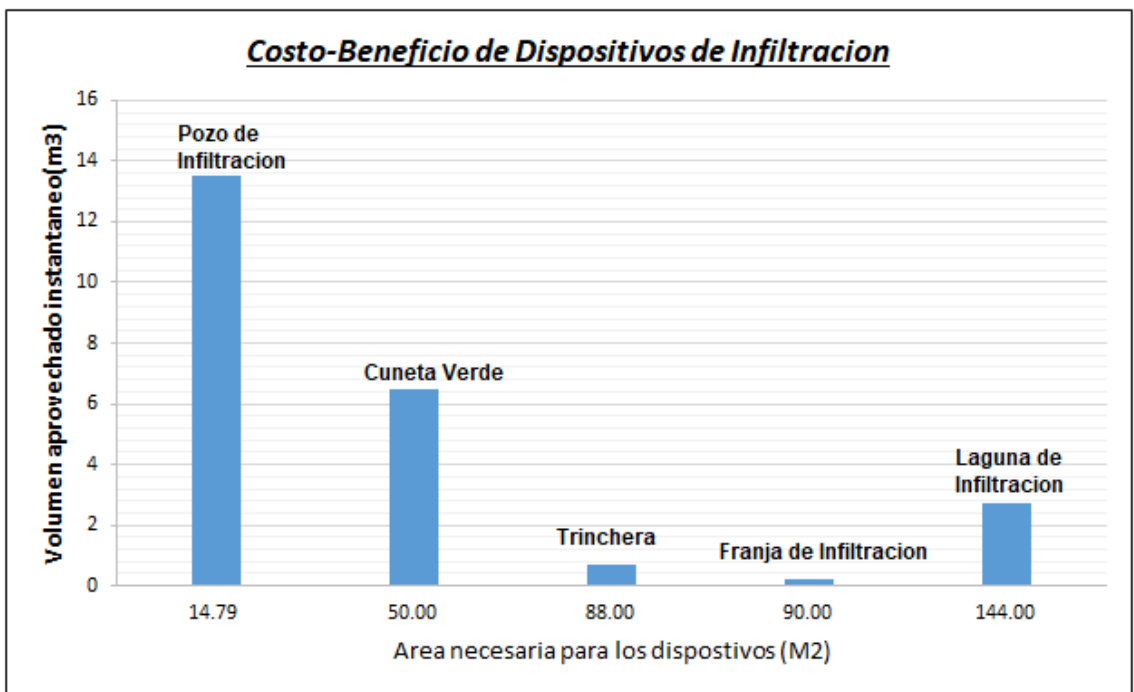


Figura 6.2. Gráfico beneficio-costo de los dispositivos de infiltración, en base a su área

Analizando la información de los cuadros anteriores podemos decir con propiedad que, el volumen infiltrado depende del tipo de suelo con el que se cuenta y su capacidad hidráulica, el espacio que ocuparan los dispositivos depende de la forma de estos y de la permeabilidad del suelo. La selección donde se ubicará cada elemento será en aquellas donde no se encuentre falla o se vea afectada la construcción. Los costos para la implementación de los dispositivos de infiltración, no se considera como antes se mencionó los de manteamiento, ni tampoco el costo del espacio, el costo del diseño, la ejecución de pruebas de laboratorio y campo. Los costos de los dispositivos que se presentan son enteramente solo en la ejecución y todo lo que tenga que ver en la ejecución directa.

# **CAPÍTULO VII**

---

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## 7.0. CONCLUSIONES

- ❖ La urbanización en zonas donde no se debía construir, genera el crecimiento de áreas impermeables, en donde los suelos ya no infiltran agua de forma natural, provocando problemas en temas de inestabilidad de taludes, suelos sin capacidad de carga, inestabilidad en los suelos donde se encuentran cimentadas las edificaciones, reducción en los niveles de acuíferos, inundaciones en áreas urbanas entre otros. Debido a esto se tiene que realizar un estudio del movimiento e infiltración de agua en los estratos de suelos en áreas urbanizadas y en donde se plantea realizar urbanizaciones; un estudio que es muy acertado para obtener una solución para compensar la pérdida de infiltración por medio de dispositivos de infiltración.
  
- ❖ Actualmente el Área Metropolitana de San Salvador es la zona que más daños sufre debido a problemas en la afectación del ciclo hidrológico natural por la falta de infiltración en el suelo, por lo que la investigación y análisis desde un enfoque del comportamiento del suelo es esencial para detallar que lugares son factibles para construir dispositivos de infiltración que contribuyan con la reducción de infiltración debido al crecimiento de área impermeable antes mencionado.
  
- ❖ Los diseños de los dispositivos de infiltración se basan en el tipo de suelo y la permeabilidad de este, aunque la base fundamental es este último

elemento. También, se conjugan elementos como espacio y disponibilidad de recursos. Todo esto se debe de llevar a la mano con el análisis del impacto que podrá tener alguna estructura aledaña o el proyecto donde está aplicando, por lo que el estudio de factibilidad es primordial para su aplicación.

- ❖ El movimiento del agua entre los estratos del suelo es sumamente complicado de establecer; por lo que es importante someter muestras de suelo a análisis de laboratorio en donde es posible observar de forma precisa el recorrido y dirección que tiene el agua mientras se infiltra en ellas. Teniendo movimientos de forma vertical en los estratos de suelos como los TBJ's, Tb4, escoria meteorizada y flujos de escombros cambiando a dirección sub-horizontal en la unión de los estratos, esto ocurre en los estratos de TBJ's con flujos de escombros y en la unión de paleosuelo con escoria meteorizada. De forma generalizada el movimiento de suelos se da en forma vertical en estratos de suelos permeables y en forma sub-horizontal en la unión entre estratos en donde se genera una franja impermeable.
- ❖ Las pruebas de infiltración en campo fueron realizadas con un permeámetro de Guelph y con los resultados de pruebas en laboratorio, se clasifico a los suelos Tb4 y escoria meteoriza como suelos permeables, estratos excelentes para la infiltración, a los estratos de TBJ's, flujos de escombros y



paleosuelos como estratos semipermeables, buenos para la infiltración y a los estratos de suelos de Arcilla y Plan de La laguna como suelos impermeables que son malos para infiltrar agua.

- ❖ A través de los ensayos de infiltración en laboratorio se pudo comprobar que, los estratos de suelos TBJ's son susceptibles a colapsar cuando están completamente saturados durante un movimiento del suelo causado por sismos. En estos suelos se genera el efecto de licuefacción. En el caso de suelos como la arcilla, al llegar a un punto de saturación y ser sometidos a movimientos laterales, se generan grietas dentro de su estrato, que pueden causar fenómenos de desprendimientos en taludes. Los tipos de suelos Tb4, escoria meteorizada, flujo de escombros, paleosuelo y Plan de La Laguna no sufren un mayor cambio al ser sometidos a movimientos horizontales (simulados como sismos), teniendo en ellos solo pequeños asentamientos.
- ❖ Actualmente, para el diseño de dispositivos de infiltración, no se tiene ningún reglamento que normalice su diseño, ni tampoco los estudios mínimos que deben de realizarse; así mismo, las pocas normas y acuerdos que están disponible para los dispositivos de infiltración son de tipo general.
- ❖ Como todo elemento de ingeniería, los dispositivos de infiltración ofrecen ventajas y desventajas, estas se deben analizar antes de ser

implementados, ya que cada elemento se adapta a ciertas características, tales como permeabilidad del lugar, espacio, tamaño del proyecto, etc.

- ❖ El suelo TBJ es usual encontrarlo en muchas zonas del país, su conductividad hidráulica es bastante buena, pero para uso de dispositivos de infiltración sería una limitante en el diseño,, ya que se pudo comprobar que el tiempo de infiltración de la TBJ para un dispositivo de infiltración era demasiado grande, lo cual la hace ineficiente (Franjas Filtrante) y éste solo funciona adecuadamente si se aumenta el área de influencia (Humedales), esto indica que para la aplicabilidad del dispositivo con TBJ requiere disponibilidad de espacio y que pueda retener la suficiente agua. Para el caso de los demás suelos como el caso de flujo de escombros, plan de laguna, arcilla y paleosuelo poseen una permeabilidad baja, lo que hace que implementar un dispositivo de infiltración en ese tipo de suelo, sería de poco provecho a menos que se use grande espacio de terreno para hacer que el volumen infiltrado sea mayor lo cual es un inconveniente, caso contrario en suelo como TB4 y escoria meteorizada, los cuales poseen una permeabilidad alta, haciendo más fácil la aplicación de los dispositivos de infiltración.
  
- ❖ Las Franjas Filtrantes tienen un costo aproximado de \$ **1,301.76** y un volumen que se aprovecha de  $0.21\text{m}^3$ , Este dispositivo tiene la ventaja que usa poco espacio y su costo en general es bajo al igual que su

mantenimiento. Por si solo no ayuda a disipar el volumen generado por una tormenta, por lo que para que funcione, se tiene necesariamente que combinar con otros dispositivos de infiltración. Las Franjas Filtrantes ayudan como un tratamiento primario en un sistema de infiltración, también reducen considerablemente la velocidad de flujo.

- ❖ En el caso de las Cunetas Verdes, tienen un costo aproximado de **\$ 2,521.15** y prácticamente todo el volumen producido por la lluvia es aprovechado; su mayor funcionalidad es a lo largo de la carretera, pero perfectamente pueden adaptarse a urbanizaciones, con la desventaja que genera cuerpo de agua retenido (Encharcamientos) haciendo que en cierta medida se generen vectores como mosquitos y moscas. El costo de mantenimiento es bajo, ya que solo se tiene que controlar el tamaño de la vegetación junto con los sedimentos arrastrados. En el diseño propuesto se propuso un suelo cuya conductividad hidráulica es muy buena, por lo que con suelos como TBJ funcionan excelentes, pero en medida que el suelo posea poca permeabilidad la sección se aumenta proporcionalmente.
  
- ❖ Las Trincheras de Infiltración poseen condiciones similares al de las Cunetas Verdes, el valor es menor que el de la Franja Filtrante (**\$ 1,301.76** vs. **\$ 2,521.15**) las trincheras se pueden colocar en paralelo (las que sean necesarias) hasta que el volumen generado a causa de la lluvia sea completamente aprovechado, por lo que es recomendable utilizarlas como

último lugar en una combinación de dispositivos de infiltración o sección intermedia. El volumen que las Trincheras aprovecha es todo el generado por la lluvia, de modo que el suelo puede tener una infiltración baja, como en una TBJ.

- ❖ El valor del dispositivo mayor costo es el del Pozo de Infiltración (**\$ 10,539.37**), debido al volumen de excavación, la principal ventaja es que se adapta a espacios pequeños, por su construcción se debe considerar elementos cercanos al pozo y que no se verán afectadas por este. El volumen que este disipa en el instante es de 13.51 m<sup>3</sup>, siendo un volumen total que se aprovecha de 29.51 m<sup>3</sup> esto con la consideración que el agua lluvia se descarga directamente. El Pozo de Infiltración necesita que el estrato en donde llegará el agua, posea un valor de infiltración bastante buena, en el caso de las TBJ se puede adecuar, pero se debe tener en cuenta que, si se desea aprovechar buena parte de esta agua, aumente su profundidad y el mantenimiento constate de este, ya que el TBJ genera una capa de sedimento conocida como colmatación en primera parte, luego siguiendo con la etapa de azolvamiento, la cual genera que se impermeabilice el Pozo de Infiltración.
  
- ❖ Una de los dispositivos de infiltración que más utiliza espacio es la Laguna de Infiltración cuyo valor se estima en **\$ 4,796.30** (costo por suma global), este dispositivo almacena completamente el agua generada por la lluvia, se

puede usar con un suelo que tenga baja conductividad hidráulica. La desventaja de esta es el espacio como se exponía al inicio de este párrafo, en una zona residencial o comercial prácticamente es imposible colocar un elemento de gran tamaño. En donde se tiene disponibilidad de espacio este dispositivo funciona perfectamente, aunque consigo lleva un regular mantenimiento.

- ❖ Con lo desarrollado en el Capítulo VI, se puede inferir que si tiene una urbanización de 5,000 m<sup>2</sup> (como la que se tomó para el diseño) y se requiere implementar franjas filtrantes para mitigar la escorrentía de agua lluvia; esto sería una mala inversión, ya que el volumen aprovechable es bastante mínimo y el costo es elevado en comparación con las Cunetas Verdes, las que tienen una mayor ventaja y se puede ocupar el espacio de las Franjas Filtrantes para adecuar las Cunetas y se genere un mayor volumen aprovechable y en su defecto las Trincheras de Infiltración, cuyo costo es aún menor que el de las Cunetas Verdes y tienen las mismas ventajas. En el caso de los Pozos de Infiltración, que es el que mayor costo tiene (aunque se aprovecha buena parte del agua lluvia), se tiene que evaluar si se cuenta con los recursos necesarios, al igual que las Lagunas de Infiltración (las cuales son los mejores para grandes volúmenes de escorrentía), pero están limitadas a espacios grandes.

- ❖ Las Franjas Filtrantes solo pueden ser utilizadas en áreas pequeñas de terrenos, ya que por sus características no almacenan agua y el volumen aprovechable es bajo y su costo es alto en comparación con su utilidad. Para el caso de las Cunetas Verdes, la cual un costo medio y sus beneficios son buenos, se necesitan secciones largas para poder tener un excelente desempeño y la permeabilidad del suelo tiene que ser muy buena. Las trincheras tienen un costo bajo con funcionamiento muy bueno y que pueden aprovechar el volumen total generado por la lluvia y puede usarse con suelos que tenga baja conductividad hidráulica; en comparación, las Lagunas de Infiltración aprovechan el máximo volumen de escorrentía pluvial, pero necesitan grandes espacios de terreno y su costo es considerablemente alto. Los Pozos de Infiltración pueden aprovechar volúmenes de lluvia considerables; para el caso de las urbanizaciones, en donde se tiene poco espacio libre para su ejecución; no obstante, y debido a su difícil construcción, su costo de construcción se vuelve elevado. Este dispositivo de infiltración, requiere un suelo con valores de permeabilidades de medias a altas y su imprescindible mantenimiento.
  
- ❖ Con el desarrollo del trabajo de investigación los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera de Ingeniería Civil como hidráulica, hidrología, geología entre otros, se pusieron en práctica y se reforzó toda la formación de las disciplinas antes dichas.

## 7.1. RECOMENDACIONES

- ❖ Debido a que la investigación ha demostrado, por medio de los resultados, ser de suma importancia para obtener soluciones a los problemas causados por el crecimiento del área impermeable es muy recomendable proseguir con la investigación del movimiento e infiltración de agua en otros tipos de suelos que existen en el Área Metropolitana de San Salvador, tomando en cuenta las diferentes pendientes que estos poseen en el terreno natural y así también expandirlo a las demás zonas del país donde se planea realizar urbanizaciones y otros tipos de obras de construcción. Ya que con los que se hizo en este trabajo de investigación son pocos, para el tamaño que tiene el AMSS y la variabilidad de condiciones del suelo. Con el estudio de más suelos se tendría un panorama de la conductividad hidráulica en la región del AMSS junto con un diseño más técnico y con mucho más criterio para el diseño de los dispositivos.
- ❖ Realizar otros estudios que se combinen con los resultados de la investigación de infiltración de suelos como la determinación de la permeabilidad de los suelos a través de un análisis químico del suelo; así como también un estudio del fenómeno de licuefacción que se da en los suelos saturados; puesto que en base a los resultados obtenidos en la investigación los suelos que son permeables se demostró que se puede realizar un dispositivo que ayude a la infiltración de agua a través de estos

suelos, pero se desconocen su totalidad el comportamiento que estos puedan tener en un estado de saturación sometidos a esfuerzos y movimientos en su entorno natural. Por ejemplo: Para el diseño de dispositivos donde esté involucrado la tierra blanca joven (TBJ's), al ser un suelo colapsable en presencia de humedad, se recomienda tener en cuenta el fenómeno de licuefacción, para que en la implementación del dispositivo de infiltración no afecte a estructuras cercanas.

- ❖ Es recomendable extraer las muestras de campo en época seca con la finalidad de obtener muestras de suelos completamente inalteradas, para así obtener resultados mucho más apegados y precisos de acuerdo a las características y comportamiento del suelo con su estado inalterado, durante las pruebas de infiltración en Laboratorio.
  
- ❖ Los ensayos de Laboratorio se realizaron en 4 cajas de acrílico y de acuerdo con esta experiencia, es recomendable que en futuros Trabajos de Graduación se considere hacer mayor cantidad de ensayos utilizando más cajas acrílicas, ya que los periodos de las pruebas de infiltración de muestras de suelo en laboratorio toman tiempos bastante prolongados y de esta forma se aumentaría la eficiencia en cuanto a reducción de tiempo en otra eventual investigación.



- ❖ Se recomienda realizar las pruebas de infiltración en campo tanto en época seca como en época lluviosa, con la finalidad de comparar los resultados y obtener y analizar las diferencias en la Tasa de infiltración utilizando el permeámetro de Guelph.
  
- ❖ Se recomienda hacer llegar los resultados de este Estudio a las autoridades correspondientes, para evaluar implementar una normativa en donde se valoren los análisis y resultados para que se plasmen en una Normativa que regule la aplicación e implementación de los dispositivos de infiltración, ya que se considera que estos dispositivos son una de las mejores medidas para el control de inundaciones.
  
- ❖ Los diseños de los dispositivos de infiltración se limitaron a la infiltración a partir del suelo y su conductividad hidráulica. debido a que la investigación está enfocada en el comportamiento y características de los suelos ante la infiltración, y cómo se comporta en estado saturado. Por lo que se recomienda que en trabajos posteriores se deberían incluir, la calidad del agua a infiltrar, junto con el drenaje de conducción a estos y los detalles estéticos.

- ❖ Se recomienda realizar un análisis de costo beneficio en el que se incluyan los costos no solo de construcción de los dispositivos sino también los costos de operación y mantenimiento que estos deben de tener. Ya que esto aumentara la precisión en los resultados de dicho análisis.
  
- ❖ Es recomendable ampliar la investigación en cuanto al diseño de dispositivos de infiltración que se complementen con los estudios que no son parte de esta investigación, ya que en la actualidad existen dispositivos de infiltración que están implementando en países con más desarrollo en el tema, tomando estudios como por ejemplo la calidad de agua a infiltrar.
  
- ❖ Proseguir con una investigación que sea enfocada en el estudio de Sistemas de Dispositivos de Infiltración, en el cual se puedan incluir uno o más de los dispositivos diseñados para que funcionen de manera conjunta y así obtener un plus en cuanto al aprovechamiento del agua pluvial a infiltrar y para que a su vez el agua infiltrada sea de mejor calidad. Por ejemplo, en base a los resultados obtenidos en el diseño de cunetas Verdes y pozos de infiltración se recomienda que se use las Cunetas Verdes combinado con un Pozo de Infiltración, y se requiere que el agua tenga mayor calidad se combina a la entrada del sistema una zanja de infiltración, lo cual hará que la calidad que se infiltrara o aprovechara sea mejor.

- **BIBLIOGRAFÍA**

Adriana María Erazo Ch. MSc. - Investigadora Hidróloga. Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales MARN / Servicio Nacional de Estudios Territoriales SNET – El Salvador (2010). IMPACTOS DE CAMBIOS DE USO DE SUELO EN LA ESCORRENTIA SUPERFICIAL EN LA CUENCA DEL ARENAL MONTSERRAT EN LA CIUDAD DE SAN SALVADOR EN EL PERIODO 1992-2009 – EL SALVADOR.

Allen Bateman (2007). HIDROLOGIA BASICA Y APLICADA. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.

American Society of Testing Materials, ASTM D-5126, Standard Guide for Comparison of Field Methods for Determining Hydraulic Conductivity in Vadose Zone.

Aparicio M, Francisco J, (1989) FUNDAMENTOS DE HIDROLOGIA DE SUPERFICIE, México.

ASTM D 422-63, Determinación de las partículas del suelo. American Society of Testing Materials (ASTM).

ASTM D 854-02, Determinación de la gravedad específica de los sólidos por el método del picnómetro con agua. American Society of Testing Materials (ASTM).

Balbín L, Roció. s.f. PERMEABILIDAD E INFILTRACION. Universidad Peruana de Los Andes.

Bertoni, JC; Catalani, CG; OPAMSS (Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador, El Salvador). 2005. Dispositivos de regulación y control del drenaje pluvial urbano. San Salvador, El Salvador, p. 74-94, 207-255, 255-276.

Chávez J, Hernández W, Kopecky L (2012) Problemática y conocimiento actual de las tefras Tierra Blanca Joven en el Área Metropolitana de San Salvador, El Salvador. RevGeolAmér Central 47: 117–132.

CIRIA (Construction Industry Research and Information Association). 2015. The SuDS Manual (en línea). London, UK. Consultado 2 jun. 2018. Disponible en: [https://www.ciria.org/Resources/Free\\_publications/SuDS\\_manual\\_C753.aspx](https://www.ciria.org/Resources/Free_publications/SuDS_manual_C753.aspx)

COAMSS OPAMSS–UES (Consejo de Alcaldes y Oficinas de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador- Universidad de El Salvador) (2017). INVESTIGACIÓN PILOTO DE INFILTRACIÓN DE AGUA LLUVIA COMO DISPOSITIVO DE CONTROL DEL ESCURRIMIENTO PLUVIAL.

Control de esorrentías urbanas mediante pozos de infiltración: Aplicación práctica a un tramo del Colector de aguas lluvias de la localidad de Fontibón Bogotá D.C. (Elkin Duván Cubides Castro, Bogotá, D.C., 02 de Noviembre de 2016).

FAO (Food and Agriculture Organization, United Nations). s.f. Permeabilidad del Suelo (En línea). Naciones Unidas. Disponible en: [http://www.fao.org/fishery/static/FAO\\_Training/FAO\\_Training/General/x6706s/x6706s09.htm](http://www.fao.org/fishery/static/FAO_Training/FAO_Training/General/x6706s/x6706s09.htm).

Ferrer M (2004) ESTRATIGRAFÍA, GEOLOGÍA Y EVALUACIÓN DE PELIGROS VOLCÁNICOS DEL COMPLEJO VOLCÁNICO DE SAN SALVADOR (EL SALVADOR). Tesis de doctorado, Universidad Nacional Autónoma de México.

FORGAES – OPAMSS (Fortalecimiento de la Gestión Ambiental en El Salvador- Oficinas de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador) (2006). ELABORACIÓN DE CARTOGRAFÍA GEOMORFOLÓGICA PARA INCORPORAR EL ANÁLISIS DE RIESGO EN EL PLAN DE DESARROLLO URBANO DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR.

Hernández W (2004) CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS Y VULCANOLÓGICAS DE LAS TEFRAS DE TIERRA BLANCA JOVEN, DE ILOPANGO, EL SALVADOR. Tesis, Universidad Politécnica de El Salvador, San Salvador, El Salvador.

Ibáñez A, Gisbert B. (2012) Movimiento del agua en el suelo, España.

MARN (Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales, El Salvador). 2013. Geología del Área Metropolitana de San Salvador (En línea). San Salvador,

El Salvador. Pág. 1-22. Consultado 21 de Mar 2017. Disponible en:  
<http://www.marn.gob.sv/geologia-del-area-metropolitana-de-san-salvador>.

Memoria del proyecto: Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible (Arturo Tripote  
Jaume, Héctor Fernández Rodríguez, noviembre de 2016)

Molina, B. & Pérez, G. & Vásquez, M. (2008). CARACTERIZACIÓN  
GEOTÉCNICA DE LA UNIDAD "G" DE LA TIERRA BLANCA JOVEN. Tesis  
de grado. Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas", San  
Salvador, El salvador.

North Carolina, Stormwater Control Measure, Credit Document (en línea).  
Disponible en: <https://deq.nc.gov/sw-bmp-manual>

Observatorio Metropolitano. 2015. INDICADORES METROPOLITANOS (En  
línea). San Salvador, El Salvador. Consultado 1 mayo 2017. Disponible en:  
<http://observatoriometropolitano.org.sv/observatorio/>.

Serie: Hidrogeología hoy. Coord. A. Enrique Fernández Escalante, 2010. Título  
6: DINA-MAR. La gestión de la recarga artificial de acuíferos en el marco del  
desarrollo sostenible. Desarrollo tecnológico. Autores: Equipo investigador del  
proyecto de I+D+i DINA-MAR .Edita e imprime: GRAFINAT. C/ Albasanz, 14 B  
28.037, Madrid.

Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenibles. Una Alternativa de Futuro. (Trabajo Fin de Grado Autor: Antonio Jesús Fuentes Roldán G<sup>o</sup>5 Director: Jaime Navarro Casas Grado en Fundamentos de la Arquitectura Escuela Técnica Superior de Arquitectura Sevilla 2-7-2015)

Stormwater Design Manual. 2017 (en línea). Disponible en: <https://deq.nc.gov/about/divisions/energy-mineral-land-resources/energy-mineral-land-permit-guidance/stormwater-bmp-manual>

SuDS Sostenible (en línea). Disponible en: <http://sudsostenible.com/>

Tesis: Diseño del sistema de alcantarillado sanitario, Aguas Lluvias y planta de tratamiento de aguas Residuales para el área urbana del municipio de San isidro, departamento de cabañas. Presentado por: Jenny mercedes Alfaro Melgar, José Luis Carranza Cisneros, Ítalo González reyes. Ciudad universitaria, agosto de 2012.

Universidad de la Coruña (UDC). s.f. Guía de materia HIDROLOGIA I. CICLO HIDROLÓGICO “cap.5 Escorrentía”, “cap. 6 Infiltración”. Coruña, España.

- **GLOSARIO**

**Acuífero:** es aquella masa de rocas permeables que permite la circulación y la acumulación del agua subterránea en sus poros o grietas.

**Acequia:** es una zanja o canal a cielo abierto construido para el regadío, abastecimiento o similares fines.

**Azolvamiento:** Aumento del depósito de limo o arena en el fondo de un mar o de un río por acarreo natural o voluntario, que impermeabiliza la zona donde se deposita el limo.

**Agua anoxia:** son zonas de agua marina, agua dulce o de aguas subterráneas en las que el oxígeno disuelto está agotado. Esta condición se encuentra generalmente en las áreas con un limitado intercambio de agua y con procesos de eutrofización en progreso

**Badland:** Áreas densas formadas por la erosión.

**Capa freática:** es una acumulación de agua subterránea que se encuentra a una profundidad relativamente pequeña bajo el nivel del suelo.

**Ciclo Hidrológico:** es el proceso de circulación del agua entre los distintos compartimentos que forman la hidrosfera.

**Ciénaga:** gran masa de agua estancada y poco profunda en la cual crece una vegetación acuática a veces muy densa.



**Colmatación:** cuando su permeabilidad original se ha reducido sustancialmente, a causa del progresivo asolvamiento de los poros existentes entre sus partículas con materiales finos transportados en suspensión por el agua que se va infiltrando, en las etapas iniciales del proceso.

**Corto Circuito Hidráulico:** es fallo del sistema que comprende un conjunto interconectado de componentes separados que transporta líquido. Este sistema se usa para controlar el flujo del fluido (como en una red de tuberías de enfriamiento en un sistema termodinámico) o controlar la presión del fluido (como en los amplificadores hidráulicos).

**Escorrentía:** lámina de agua que circula sobre la superficie en una cuenca de drenaje, es decir, la altura en milímetros del agua de lluvia escurrida y extendida.

**Estratigrafía:** es la rama de la geología que trata del estudio e interpretación de las rocas sedimentarias, metamórficas y volcánicas estratificadas, y de la identificación, descripción, secuencia, tanto vertical como horizontal, cartografía y correlación de las unidades estratificadas de rocas.

**Eutrofización:** La eutrofización es el enriquecimiento de nutrientes en un ecosistema acuático lo cual incrementa el desarrollo de plantas acuáticas.

**Francobordo:** borde libre del máximo de nivel de agua diseñado.

**Infiltración:** La infiltración es el proceso por el cual el agua en la superficie de la tierra entra en el suelo. La tasa de infiltración, en la ciencia del suelo, es una medida de la tasa a la cual el suelo es capaz de absorber la precipitación o la irrigación.

**Lixiviación:** es un proceso en el que un disolvente líquido pasa a través de un sólido pulverizado para que se produzca la disolución de uno o más de los componentes solubles del sólido

**Parteaguas:** Línea imaginaria que separa las aguas pluviales de dos cuencas hidrográficas contiguas.

**Permeabilidad:** Es la capacidad que tiene un material de permitirle a un flujo que lo atraviese sin alterar su estructura interna.

**Polución:** contaminación del agua es una modificación de esta, generalmente provocada por el ser humano, que la vuelve impropia o peligrosa para el consumo humano, la industria, la agricultura, la pesca y las actividades recreativas, así como para los animales.

**Porosidad:** La porosidad del suelo viene representada por el porcentaje de huecos existentes en el mismo frente al volumen total.

**Recarga acuifera:** Es un método de gestión hídrica que permite introducir agua en los acuíferos subterráneos (en general, agua de buena calidad y pre-tratada).

**Unidad Geológica:** es una unidad litoestratigráfica formal que define cuerpos de rocas caracterizados por unas propiedades litológicas comunes (composición y estructura) que las diferencian de las adyacentes.

# ANEXOS

---

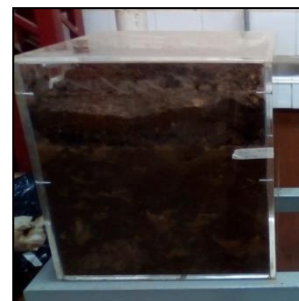
---

• **ANEXO A. FICHAS DE RESULTADOS DE MUESTRAS ENSAYADAS**

FICHA DE REGISTRO DE RESULTADOS DE LAS MUESTRAS ENSAYADAS			
Trabajo de Graduación	“ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUBSUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR”		
Datos Generales			
N° de Muestra	Coordenadas	Latitud	13°42'45.88"N
M-1		Longitud	89°15'18.47"O
Lugar de extracción	Cantón El Carmen, San Salvador, San Salvador		
Tipo de Suelo	TBJ en contacto con Flujo de Escombros		
Tipo de Muestra	Semi-Alterada		
Descripción	Muestra de suelo compuesto por dos estratos, el superior por TBJ color gris claro y el segundo denominado Flujo de Escombros con color café oscuro. Presentaban bastante humedad.		
Resultados de Ensayos			
Humedad natural	Estrato de TBJ		44%
	Contacto entre estratos		39%
	Estrato de Flujo de Escoria		34%
Granulometría	Gravedad específica TBJ		2.15
	Gravedad específica Flujo de Escombros		2.80
	Distribución de TBJ		Uniforme
	Distribución de Flujo de Escombros		Uniforme
	Clasificación de TBJ		Limo
	Clasificación de Flujo de Escombros		Limo con arena
Proceso de Infiltración en laboratorio	Tasa de infiltración		$4.24 \times 10^{-3}$ cm/s
Sobrecarga	Carga de 0.02 kg/cm <sup>2</sup>		No asentó
	Carga de 0.05 kg/cm <sup>2</sup>		Asentó 2 mm
Vibrado	Humedad antes de vibrado		33%
	Humedad después de vibrado		34%
	Descripción		La parte superior del estrato se notó brillo superficial. No se produjo licuefacción.
Permeabilidad en Campo	Perm. TBJ		$1.06 \times 10^{-3}$ cm/s
	Perm. Flujo de Escombros		$1.36 \times 10^{-5}$ cm/s




FICHA DE REGISTRO DE RESULTADOS DE LAS MUESTRAS ENSAYADAS			
Trabajo de Graduación	“ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUBSUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR”		
Datos Generales			
N° de Muestra	Coordenadas	Latitud	13°42'45.88"N
M-2		Longitud	89°15'18.47"O
Lugar de extracción	Cantón El Carmen, San Salvador, San Salvador		
Tipo de Suelo	Flujo de Escombros		
Tipo de Muestra	Alterada		
Descripción	Muestra de suelo de un estrato denominado Flujo de Escombros de color café bastante oscuro. Por estar en época lluviosa el estrato presentaba bastante humedad		
Resultados de Ensayos			
Humedad natural	Flujo de Escoria		34%
Granulometría	Gravedad específica Flujo de Escombros		2.80
	Distribución de Flujo de Escombros		Uniforme
	Clasificación de Flujo de Escombros		Limo con arena
Proceso de Infiltración en laboratorio	Tasa de infiltración		$2.46 \times 10^{-3}$ cm/s
Sobrecarga	Carga de 0.02 kg/cm <sup>2</sup>		Asentó 5 mm
	Carga de 0.05 kg/cm <sup>2</sup>		Asentó 14 mm
Vibrado	Humedad antes de vibrado		43%
	Humedad después de vibrado		47%
	Descripción		En las paredes de la caja de acrílico el suelo estaba más húmedo. No se produjo licuefacción.
Permeabilidad en Campo	Permeabilidad		$1.36 \times 10^{-5}$ cm/s




FICHA DE REGISTRO DE RESULTADOS DE LAS MUESTRAS ENSAYADAS			
Trabajo de Graduación	“ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUBSUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR”		
Datos Generales			
N° de Muestra	Coordenadas	Latitud	13°38'31.29''N
M-3		Longitud	89°14'4.91''O
Lugar de extracción	Calle a Huizúcar, San Marcos, San Salvador		
Tipo de Suelo	Arcilla		
Tipo de Muestra	Semi-Alterada		
Descripción	Muestra de suelo compuesto por un estrato de arcilla de color rojizo, en la parte inferior del estrato presentaba roca meteorizada y bastante humedad.		
Resultados de Ensayos			
Humedad natural	Arcilla		53%
Granulometría	Gravedad específica arcilla		2.76
	Distribución de arcilla		Bien graduado
	Clasificación de arcilla		Arcilla bien graduada
Proceso de Infiltración en laboratorio	Tasa de infiltración	2.27x10 <sup>-5</sup> cm/s	
Sobrecarga	Carga de 0.02 kg/cm <sup>2</sup>	No asentó	
	Carga de 0.05 kg/cm <sup>2</sup>	Asentó 4 mm	
Vibrado	Humedad antes de vibrado	44%	
	Humedad después de vibrado	48%	
	Descripción	Se produjeron pequeñas grietas en los costados del suelo y se notó brillo superficial.	
Permeabilidad en Campo	Permeabilidad	1.48x10 <sup>-5</sup> cm/s	



FICHA DE REGISTRO DE RESULTADOS DE LAS MUESTRAS ENSAYADAS			
Trabajo de Graduación	"ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUBSUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR"		
Datos Generales			
N° de Muestra	Coordenadas	Latitud	13°43'3.87"N
M-4		Longitud	89°13'51.49"O
Lugar de extracción	Costado Norte de 75 av. Norte, San Salvador		
Tipo de Suelo	Paleosuelo en contacto con Escoria de S.S.		
Tipo de Muestra	Alterada		
Descripción	Muestra de suelo compuesto por dos estratos, el superior por Paleosuelo y el inferior de Escoria meteorizada con presencia de óxido en la unión, con poca plasticidad de color café oscuro en la parte superior y l segunda es una escoria bastante suelta y granular.		
Resultados de Ensayos			
Humedad natural	Estrato de Paleosuelo		35%
	Contacto entre estratos		36%
	Estrato de Escoria meteorizada		37%
Granulometría	Gravedad específica Paleosuelo		2.47
	Gravedad específica Escoria meteorizada		2.55
	Distribución de Paleosuelo		Uniforme en fracción de gruesos
	Distribución de Escoria meteorizada		Bien graduada
	Clasificación de Paleosuelo		Arena con limo
	Clasificación de Escoria meteorizada		Arena medio graduada
Proceso de Infiltración en laboratorio	Tasa de infiltración		$4.55 \times 10^{-4}$ cm/s
Sobrecarga	Carga de 0.02 kg/cm <sup>2</sup>		No asentó
	Carga de 0.05 kg/cm <sup>2</sup>		Asentó 4 mm
Vibrado	Humedad antes de vibrado		36%
	Humedad después de vibrado		39%
	Descripción		La escoria superficial no sufrió cambio, el paleosuelo se notó brillo superficial.
Permeabilidad en Campo	Permeabilidad Paleosuelo		$8.09 \times 10^{-5}$ cm/s
	Permeabilidad Escoria		$7.23 \times 10^{-3}$ cm/s



FICHA DE REGISTRO DE RESULTADOS DE LAS MUESTRAS ENSAYADAS							
Trabajo de Graduación		“ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUBSUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR”					
Datos Generales							
N° de Muestra	Coordenadas	Latitud	13°39'47.55"N				
M-5		Longitud	89°14'28.00"O				
Lugar de extracción	Cumbres de Cuscatlán, Antiguo Cuscatlán, La Libertad						
Tipo de Suelo	TB4						
Tipo de Muestra	Inalterada						
Descripción	Muestra de suelo compuesto por un estrato de suelo clasificado como TB4, material bastante suelto, de consistencia porosa y color café claro						
							
				Resultados de Ensayos			
				Humedad natural	Estrato de TB4	45%	
				Granulometría	Gravedad específica TB4		2.13
					Distribución de TB4		Uniforme
					Clasificación de TB4		Arena bien graduada
				Proceso de Infiltración en laboratorio	Tasa de infiltración	1.057x10 <sup>1</sup> cm/s	
				Sobrecarga	Carga de 0.02 kg/cm <sup>2</sup>	Asentó 3 mm	
					Carga de 0.05 kg/cm <sup>2</sup>	Asentó 4 mm	
				Vibrado	Humedad antes de vibrado	58%	
Humedad después de vibrado	51%						
Descripción	Se produjo salida de agua por manguera y se asentaron sectores cerca a las paredes de la caja de acrílico.						
Permeabilidad en Campo	Permeabilidad	5.07x10 <sup>-2</sup> cm/s					

FICHA DE REGISTRO DE RESULTADOS DE LAS MUESTRAS ENSAYADAS			
Trabajo de Graduación	"ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUBSUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR"		
Datos Generales			
N° de Muestra	Coordenadas	Latitud	13°39'7.83"N
M-6		Longitud	89°17'22.30"O
Lugar de extracción	Alturas de Tenerife, Santa Tecla, La Libertad		
Tipo de Suelo	Plan de La Laguna		
Tipo de Muestra	Semi-Alterada		
Descripción	Muestra de suelo compuesto por un estrato de material de Plan de La Laguna, en su parte superior bastante duro y en la parte inferior suelo parecido a la Escoria meteorizada de consistencia porosa de color café oscuro.		
Resultados de Ensayos			
Humedad natural	Estrato de Plan de La Laguna		23%
Granulometría	Gravedad de Plan de La Laguna		2.73
	Distribución de Plan de La Laguna		Uniforme
	Clasificación de Plan de La Laguna		Arena mal graduada con limos
Proceso de Infiltración en laboratorio	Tasa de infiltración	2.89x10 <sup>-3</sup> cm/s	
Sobrecarga	Carga de 0.02 kg/cm <sup>2</sup>		Asentó 3 mm
	Carga de 0.05 kg/cm <sup>2</sup>		Asentó 4 mm
Vibrado	Humedad antes de vibrado		44%
	Humedad después de vibrado		40%
	Descripción		Las paredes de la muestra se comenzaron a fracturar y se colapsaron pequeños bloques del suelo y la muestra soltó agua por la parte inferior así como también asentó en pequeñas cantidades.
Permeabilidad en Campo	Permeabilidad		2.06x10 <sup>-5</sup> cm/s



FICHA DE REGISTRO DE RESULTADOS DE LAS MUESTRAS ENSAYADAS			
Trabajo de Graduación	"ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUBSUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR"		
Datos Generales			
N° de Muestra	Coordenadas	Latitud	13°43'15.50"N
M-7		Longitud	89°12'3.44"O
Lugar de extracción	Universidad de El Salvador, San Salvador, San Salvador		
Tipo de Suelo	TBJ		
Tipo de Muestra	Inalterada		
Descripción	Muestra de suelo compuesto por dos estratos de TBJ, el superior de un color gris claro y el segundo con un color gris más oscuro, se presenta abundantes raíces y en la parte inferior se encuentra piedra pómez en descomposición.		
Resultados de Ensayos			
Humedad natural	Estrato de TBJ superior		17%
	Estrato de TBJ inferior		16%
Granulometría	Gravedad específica de TBJ superior		2.05
	Gravedad específica de TBJ inferior		2.33
	Distribución de TBJ superior		Bien graduada
	Distribución de TBJ inferior		Bien graduada
	Clasificación de TBJ superior		Limo arenoso
	Clasificación de TBJ inferior		Limo arenoso
Proceso de Infiltración en laboratorio	Tasa de infiltración		$8.05 \times 10^{-4}$ cm/s
Sobrecarga	Carga de 0.02 kg/cm <sup>2</sup>		No asentó
	Carga de 0.05 kg/cm <sup>2</sup>		Asentó 2 mm
Vibrado	Humedad antes de vibrado		38%
	Humedad después de vibrado		37%
	Descripción		Se presentaron fracturas que fueron incrementando conforme al vibrado. Se produjo licuefacción que evacuó por la manguera.
Permeabilidad en Campo	Permeabilidad TBJ superior		$1.32 \times 10^{-4}$ cm/s
	Permeabilidad TBJ inferior		$4.48 \times 10^{-4}$ cm/s



FICHA DE REGISTRO DE RESULTADOS DE LAS MUESTRAS ENSAYADAS			
Trabajo de Graduación	"ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTÍA SUBSUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR"		
Datos Generales			
N° de Muestra	Coordenadas	Latitud	13°41'6.30"N
M-8		Longitud	89°16'6.09"O
Lugar de extracción	Jardines de la Sabana, Santa Tecla, La Libertad		
Tipo de Suelo	TBJ en contacto con Flujo de Escombros		
Tipo de Muestra	Alterada		
Descripción	Muestra de suelo compuesto por dos estratos, el superior por TBJ color gris pardo y el segundo denominado Flujo de Escombros con color café oscuro. Presentaban poca humedad, este estrato posee mucha roca madre que están en descomposición por sectores.		
Resultados de Ensayos			
Humedad natural	Estrato de TBJ		7%
	Contacto entre estratos		9%
	Estrato de Flujo de Escoria		25%
Granulometría	Gravedad específica TBJ		2.52
	Gravedad específica Flujo de Escombros		2.47
	Distribución de TBJ		Uniforme
	Distribución de Flujo de Escombros		Bien graduado
	Clasificación de TBJ		Limo arenoso
	Clasificación de Flujo de Escombros		Arena con limo
Proceso de Infiltración en laboratorio	Tasa de infiltración		$1.49 \times 10^{-3}$ cm/s
Sobrecarga	Carga de 0.02 kg/cm <sup>2</sup>		No asentó
	Carga de 0.05 kg/cm <sup>2</sup>		Asentó 4 mm
Vibrado	Humedad antes de vibrado		37%
	Humedad después de vibrado		36%
	Descripción		Se presentaron fracturas. Se produjo licuefacción en gran cantidad.
Permeabilidad en Campo	Permeabilidad		$1.05 \times 10^{-4}$ cm/s



- ANEXO B. CUADRO CON PARAMETROS DE DISEÑO PARA TODOS LOS SUELOS EN LOS DIFERENTES CINCO DISPOSITIVOS DE INFILTRACION CONSIDERADOS

<i>Diseño Preliminar, con datos de diseño según manual para Franja Filtrante</i>								
Muestra	Caudal (m3/s) Q	Volumen de escorrentia (m3)	Permeabilidad de suelo, k (m/s)	Area (m2)	Ancho (m)	Largo (m)	Pendiente (%)	Velocidad de flujo (m/s)
M-1	0.11	198	0.000010572	10404.8	83.3	124.9	0.5403	0.1233
M-2	0.11	198	1.3588E-07	809537.8	734.6	1102.0	0.0613	0.0415
M-3	0.11	198	1.4835E-07	741489.7	703.1	1054.6	0.0640	0.0424
M-4	0.11	198	8.0926E-07	135926.6	301.0	451.5	0.1495	0.0649
M-4	0.11	198	2.3005E-08	4781569.2	1785.4	2678.1	0.0252	0.0266
M-4	0.11	198	0.000072264	1522.2	31.9	47.8	1.4126	0.1994
M-5	0.11	198	0.00050734	216.8	12.0	18.0	3.7429	0.3246
M-6	0.11	198	2.0597E-07	534058.4	596.7	895.0	0.0754	0.0461
M-7	0.11	198	1.3154E-06	83624.8	236.1	354.2	0.1906	0.0732
M-7	0.11	198	4.4821E-06	24542.1	127.9	191.9	0.3518	0.0995
M-8	0.11	198	1.0497E-06	104791.8	264.3	396.5	0.1703	0.0692
M-8	0.11	198	1.0497E-06	104791.8	264.3	396.5	0.1703	0.0692

<i>Diseño Definitivo, con datos de diseño según manual para Franja Filtrante</i>							
Muestra	Ancho (m), 10% del ancho	Largo (m)	Area (m2)	Pendiente (%)	Velocidad de flujo (m/s)	Volumen Infiltrato	Tiempo en disipar el volumen
M-1	8.3	16.7	139	5.4031	0.3900	2.64	135000
M-2	73.5	146.9	10794	0.6125	0.1313	2.64	135000
M-3	70.3	140.6	9887	0.6400	0.1342	2.64	135000
M-4	30.1	60.2	1812	1.4949	0.2051	2.64	135000
M-4	178.5	357.1	63754	0.2520	0.0842	2.64	135000
M-4	11.0	22.0	242	4.0909	0.3394	31.478198	11322.1219
M-5	10.0	20.0	200	4.5000	0.3559	182.6424	1951.35412
M-6	59.7	119.3	7121	0.7542	0.1457	2.64	135000
M-7	9.0	10.0	90	5.0000	0.3752	0.21	1672495
M-7	12.8	25.6	327	3.5181	0.3147	2.64	135000
M-8	26.4	52.9	1397	1.7025	0.2189	2.64	135000
M-8	26.4	52.9	1397	1.7025	0.2189	2.64	135000

<i>Diseño Preliminar, con datos de diseño según manual para Cunetas Verdes</i>						
Muestra	Caudal (m3/s) Q	Volumen de escorrentia (m3)	Permeabilidad de suelo, k (m/s)	Area (m2)	Ancho (m)	Largo (m)
M-1	0.11	198	0.000010572	10404.8	0.5	20809.7
M-2	0.11	198	1.3588E-07	809537.8	0.5	1619075.7
M-3	0.11	198	1.4835E-07	741489.7	0.5	1482979.4
M-4	0.11	198	8.0926E-07	135926.6	0.5	271853.3
M-4	0.11	198	2.3005E-08	4781569.2	0.5	9563138.4
M-4	0.11	198	0.000072264	1522.2	0.5	3044.4
M-5	0.11	198	0.00050734	216.8	0.5	433.6
M-6	0.11	198	2.0597E-07	534058.4	0.5	1068116.7
M-7	0.11	198	1.3154E-06	83624.8	0.5	167249.5
M-7	0.11	198	4.4821E-06	24542.1	0.5	49084.1
M-8	0.11	198	1.0497E-06	104791.8	0.5	209583.7
M-8	0.11	198	1.0497E-06	104791.8	0.5	209583.7

<i>Diseño Definitivo, con datos de diseño según manual para Cunetas Verde</i>											
Muestra	Ancho (m),	Largo (m), 2.5 % del anterior	Area (m2)	Pendiente lateral (%)	Altura de cuneta	Radio Hidraulico	Pendiente de Flujo	Velocidad de flujo (m/s)	Volumen Infiltrato	Tpo en disipar el vol de escorrentia (hrs)	Tiempo de viaje (min)
M-1	0.5	520.2	260	25%	0.5000	0.2704	3%	0.2069	4.95	20	42
M-2	0.5	40476.9	20238	25%	0.5000	0.2704	3%	0.2069	4.95	20	3260
M-3	0.5	37074.5	18537	25%	0.5000	0.2704	3%	0.2069	4.95	20	2986
M-4	0.5	6796.3	3398	25%	0.5000	0.2704	3%	0.2069	4.95	20	547
M-4	0.5	239078.5	119539	25%	0.5000	0.2704	3%	0.2069	4.95	20	19257
M-4	0.5	100.0	50	25%	0.4000	0.2211	3%	0.1810	6.50376	15	9
M-5	0.5	10.8	5	25%	0.5000	0.2704	3%	0.2069	4.95	20	1
M-6	0.5	26702.9	13351	25%	0.5000	0.2704	3%	0.2069	4.95	20	2151
M-7	0.5	4181.2	2091	25%	0.5000	0.2704	3%	0.2069	4.95	20	337
M-7	0.5	1227.1	614	25%	0.5000	0.2704	3%	0.2069	4.95	20	99
M-8	0.5	5239.6	2620	25%	0.5000	0.2704	3%	0.2069	4.95	20	422
M-8	0.5	5239.6	2620	25%	0.5000	0.2704	3%	0.2069	4.95	20	422

<i>Diseño Preliminar, con datos de diseño según manual para Lagunas de Infiltración</i>						
Muestra	Caudal (m <sup>3</sup> /s) Q	Volumen de escorrentia (m <sup>3</sup> )	Permeabilidad de suelo, k (m/s)	Area (m <sup>2</sup> )	Ancho (m)	Largo (m)
<b>M-1</b>	0.11	198	0.000010572	132.0	6	23.0
<b>M-2</b>	0.11	198	1.3588E-07	132.0	5.7	23.0
<b>M-3</b>	0.11	198	1.4835E-07	132.0	5.7	23.0
<b>M-4</b>	0.11	198	8.0926E-07	132.0	5.7	23.0
<b>M-4</b>	0.11	198	2.3005E-08	132.0	5.7	23.0
<b>M-4</b>	0.11	198	0.000072264	132.0	5.7	23.0
<b>M-5</b>	0.11	198	0.00050734	132.0	5.7	23.0
<b>M-6</b>	0.11	198	2.0597E-07	132.0	5.7	23.0
<b>M-7</b>	0.11	198	1.3154E-06	132.0	5.7	23.0
<b>M-7</b>	0.11	198	4.4821E-06	132.0	5.7	23.0
<b>M-8</b>	0.11	198	1.0497E-06	132.0	5.7	23.0
<b>M-8</b>	0.11	198	1.0497E-06	132.0	5.7	23.0

<i>Diseño Definitivo , con datos de diseño según manual para Lagunas de Infiltración</i>			
Muestra	Area m <sup>2</sup>	Volumen Infiltrato, m <sup>3</sup>	Tiempo en disipar el volumen de escorrentia (h)
<b>M-1</b>	132.0	2.5	39
<b>M-2</b>	132.0	0.0	3066
<b>M-3</b>	132.0	0.0	2809
<b>M-4</b>	132.0	0.2	515
<b>M-4</b>	132.0	0.0	18112
<b>M-4</b>	132.0	17.2	6
<b>M-5</b>	132.0	120.5	1
<b>M-6</b>	132.0	0.0	2023
<b>M-7</b>	132.0	0.3	317
<b>M-7</b>	132.0	1.1	93
<b>M-8</b>	132.0	0.2	397
<b>M-8</b>	132.0	0.2	397

<i>Diseño Preliminar, con datos de diseño según manual para Pozo de Infiltracion</i>					
Muestra	Caudal (m3/s) Q	Volumen de escorrentia (m3)	Permeabilidad de suelo, k (m/s)	Area (m2)	Radio (m)
M-1	0.11	198	0.000010572	10404.8	57.5
M-2	0.11	198	1.3588E-07	809537.8	507.6
M-3	0.11	198	1.4835E-07	741489.7	485.8
M-4	0.11	198	8.0926E-07	135926.6	208.0
M-4	0.11	198	2.3005E-08	4781569.2	1233.7
M-4	0.11	198	0.000072264	1522.2	22.0
M-5	0.11	198	0.00050734	216.8	8.3
M-6	0.11	198	2.0597E-07	534058.4	412.3
M-7	0.11	198	1.3154E-06	83624.8	163.2
M-7	0.11	198	4.4821E-06	24542.1	88.4
M-8	0.11	198	1.0497E-06	104791.8	182.6
M-8	0.11	198	1.0497E-06	104791.8	182.6

<i>Diseño Definitivo, con datos de diseño según manual para pozo de Infiltracion</i>							
Muestra	Radio(m), 5% del Radio Anterior	Area, de 5 m de altura de pozo	Area de Infiltracion total	Vol. Infiltrato	Profundidad de pozo (m)	Tiempo en disipar el volumen de escorrentia (h)	Area construida de pozo
M-1	2.9	90.4	116.4	2.2153	7.5267	44.69	136.08
M-2	25.4	797.4	2821.2	0.6900	0.0975	143.47	15.55
M-3	24.3	763.1	2616.9	0.6988	0.1064	141.68	16.24
M-4	10.4	326.7	666.6	0.9709	0.5798	101.96	37.89
M-4	61.7	1937.9	13891.8	0.5752	0.0165	172.10	6.40
M-4	1.1	34.6	38.4	4.9925	50.7181	19.83	350.73
M-5	0.5	14.1	14.8	13.4912	25.0000	7.34	70.69
M-6	20.6	647.6	1982.8	0.7351	0.1477	134.67	19.14
M-7	8.2	256.3	465.3	1.1018	0.9418	89.85	48.27
M-7	4.4	138.8	200.2	1.6151	3.2008	61.30	88.88
M-8	9.1	286.9	548.9	1.0371	0.7518	95.46	43.14
M-8	9.1	286.9	548.9	1.0371	0.7518	95.46	43.14

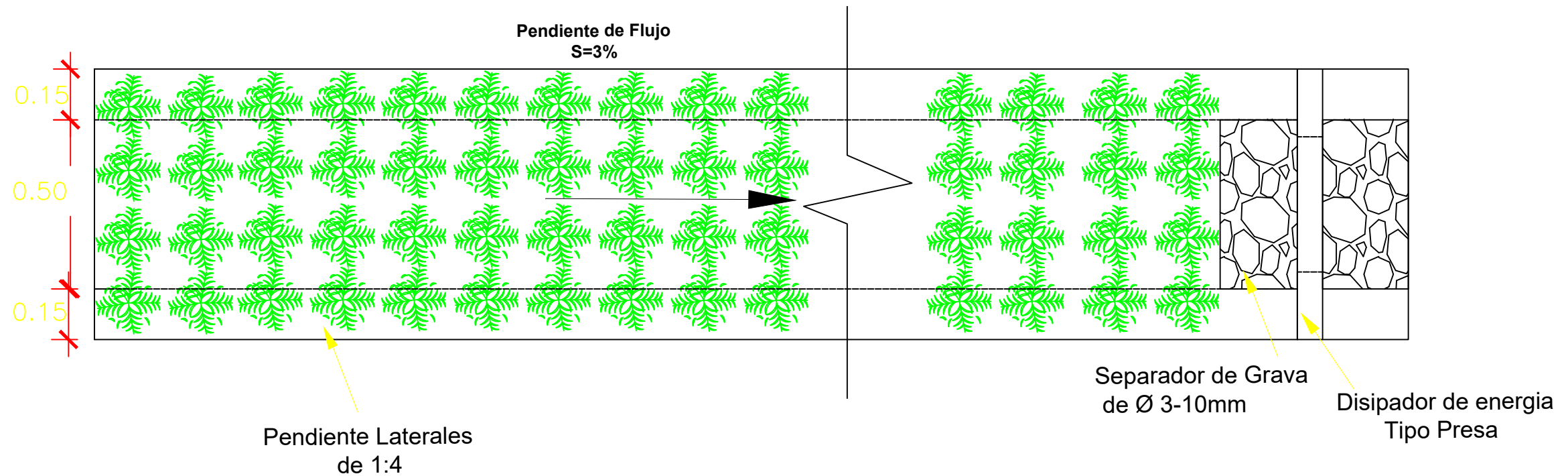


<i>Diseño Preliminar, con datos de diseño según manual para Trinchera</i>						
Muestra	Caudal (m3/s) Q	Volumen de escorrentia (m3)	Permeabilidad de suelo, k (m/s)	Area necesaria (m2)	Area de tubo	Diametro de Tuberia (pulg)
M-1	0.11	198	0.000010572	10404.8	0.0306	7.8
M-2	0.11	198	1.3588E-07	809537.8	0.0306	7.8
M-3	0.11	198	1.4835E-07	741489.7	0.0306	7.8
M-4	0.11	198	8.0926E-07	135926.6	0.0306	7.8
M-4	0.11	198	2.3005E-08	4781569.2	0.0306	7.8
M-4	0.11	198	0.000072264	1522.2	0.0306	7.8
M-5	0.11	198	0.00050734	216.8	0.0306	7.8
M-6	0.11	198	2.0597E-07	534058.4	0.0306	7.8
M-7	0.11	198	1.3154E-06	83624.8	0.0306	7.8
M-7	0.11	198	4.4821E-06	24542.1	0.0306	8
M-8	0.11	198	1.0497E-06	104791.8	0.0306	7.8
M-8	0.11	198	1.0497E-06	104791.8	0.0306	7.8

<i>Diseño Definitivo, con datos de diseño según manual para Trinchera</i>							
Muestra	Ancho de Trinchera	Largo (m)	Area	Altura Inicial	Altura tomada	Volumen Infiltrato	Tiempo en disipar el volumen de escorrentia (hrs)
M-1	0.7	20.0	14	14.1429	1.8000	1.637	60
M-2	0.7	20.0	14	14.1429	1.8000	0.021	4707
M-3	0.7	20.0	14	14.1429	1.8000	0.023	4311
M-4	0.7	20.0	14	14.1429	1.8000	0.125	790
M-4	0.7	20.0	14	14.1429	1.8000	0.004	27800
M-4	0.7	20.0	14	14.1429	1.8000	11.186	9
M-5	0.7	20.0	14	14.1429	1.8000	78.536	1
M-6	0.7	20.0	14	14.1429	1.8000	0.032	3105
M-7	0.7	20.0	14	14.1429	1.8000	0.204	486
M-7	0.7	20.0	14	1.5000	1.5000	0.597	166
M-8	0.7	20.0	14	14.1429	1.8000	0.162	609
M-8	0.7	20.0	14	14.1429	1.8000	0.162	609

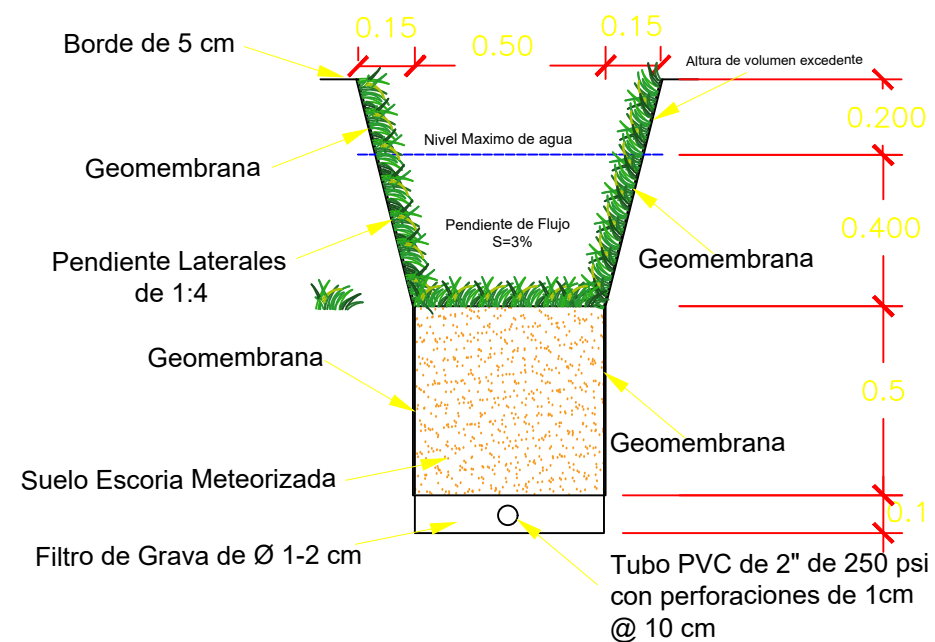
- **ANEXO C. TABLA RESUMEN DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SUELOS EXTRAIDOS.**

Muestra	Temperatura de T°C	Masa de frasco volumetrico calibrado(g)	Volumen del frasco calibrado(ml)	Densidad del agua a la temperatura de ensayo	Masa del frasco a Temp. De ensayo(g)	Peso frasco + suelo a temperatura de ensayo(g)	Peso suelo +tara(g)	Peso de tara(g)	Peso de suelo seco(g)	Gravedad Especifica
TBJ Ues Inf	25.6	692.6	500	0.99669	1190.95	720.5	148.2	99.4	48.8	2.33
TBJ jard. 2	26.1	690.3	500	0.99676	1188.68	719.3	119	70.9	48.1	2.52
TB4	26.2	676.1	500	0.99673	1174.47	715.6	153.3	78.8	74.5	2.13
Flujo de Esc 2	25.2	690.4	500	0.997	1188.90	734.5	143.7	69.5	74.2	2.47
Arcilla	25.1	692.65	500	0.99702	1191.16	723	217.1	169.5	47.6	2.76
TBJ jard. 1	25.1	676.2	500	0.99702	1174.71	704.1	128.6	79.4	49.2	2.31
TBJ Ues Sup	26.2	690.3	500	0.99673	1188.67	715.8	149.1	99.4	49.7	2.05
Flujo de Esc 1	26.1	692.5	500	0.99676	1190.88	718.4	126.5	78.8	47.7	2.19
TBJ Carmen	26.9	675.9	500	0.99654	1174.17	700.5	116.9	70.9	46	2.15
Union 75 Ave	25.7	692.55	500	0.99687	1190.99	736.4	141.4	70.9	70.5	2.65
Plan de la Lag.	25.8	690.3	500	0.99663	1188.62	721.7	128.9	79.4	49.5	2.73
Paleosuelo	25.6	676.15	500	0.99669	1174.50	706.2	220	169.5	50.5	2.47
Escom. Carm	26.6	675.95	500	0.99663	1174.27	720	165.5	97	68.5	2.80
Escoria de SS	25.6	676.15	500	0.99663	1174.465	721	243.3	169.5	73.8	2.55

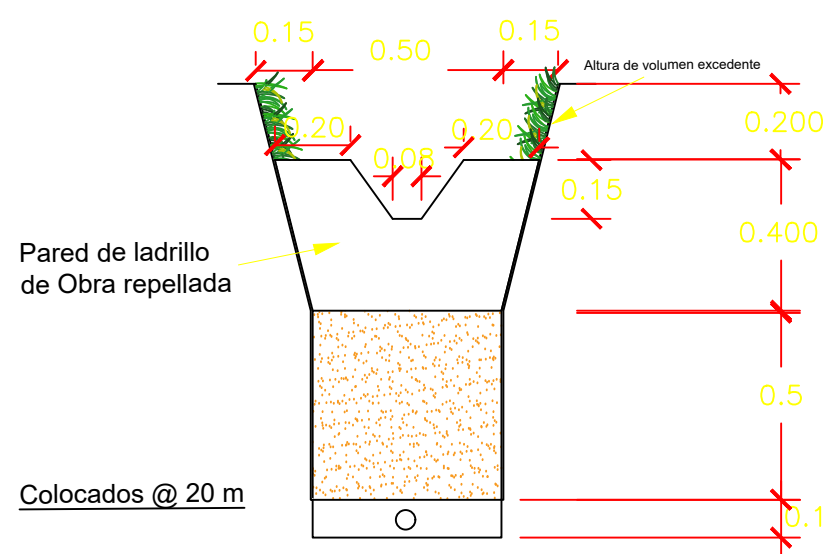


### VISTA EN PLANTA CUNETA VERDE

ESCALA 1:15



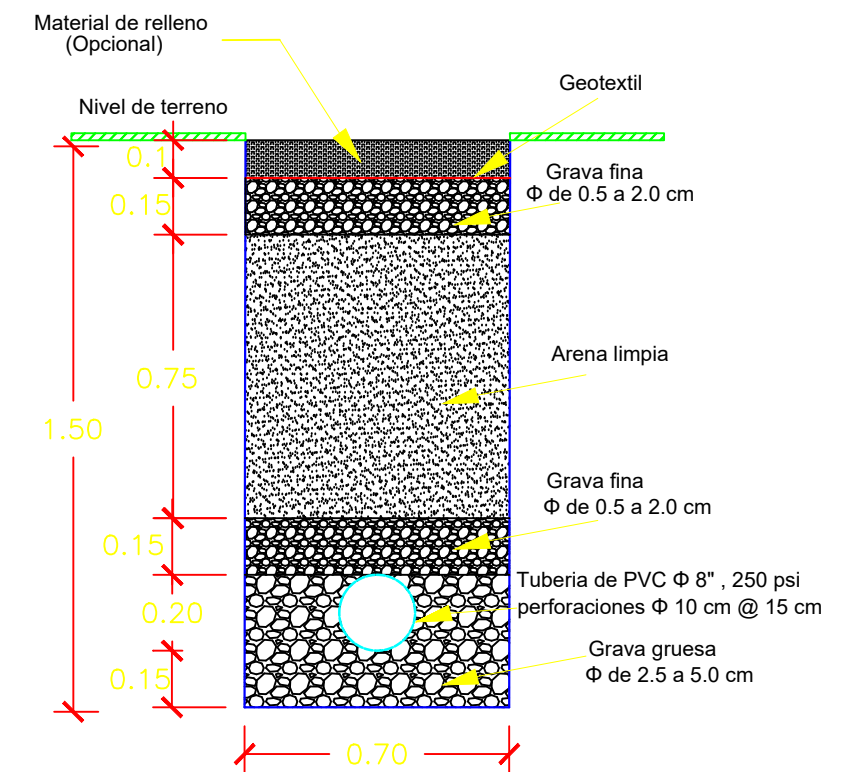
### SECCION TRANSVERSAL



### Detalle de Elemento disipador tipo Presa

### DETALLE DE CUNETA VERDE

ESCALA 1:20



### SECCION TRANSVERSAL TRINCHERA

ESCALA 1:20



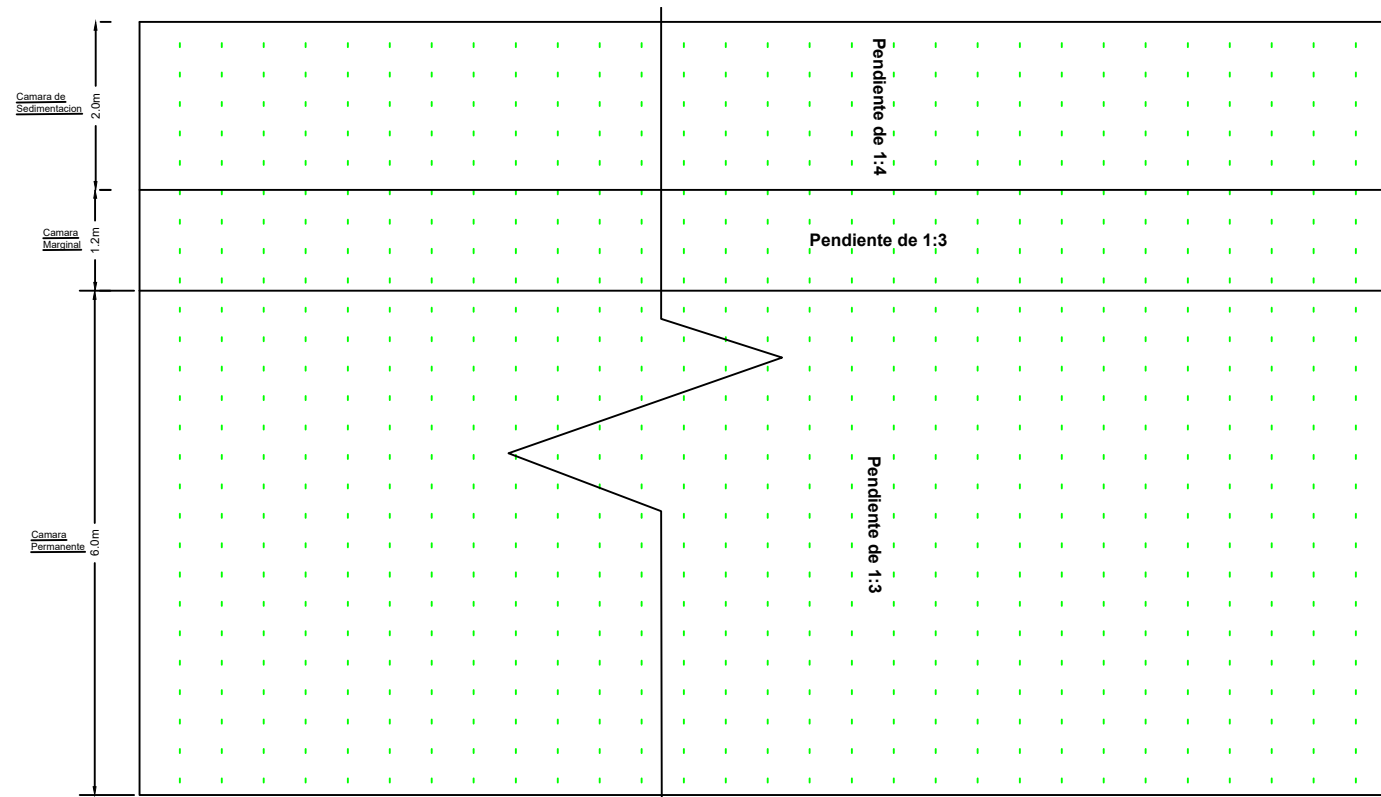
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:  
"ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTIA SUB-SUPERFICIAL Y TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR"

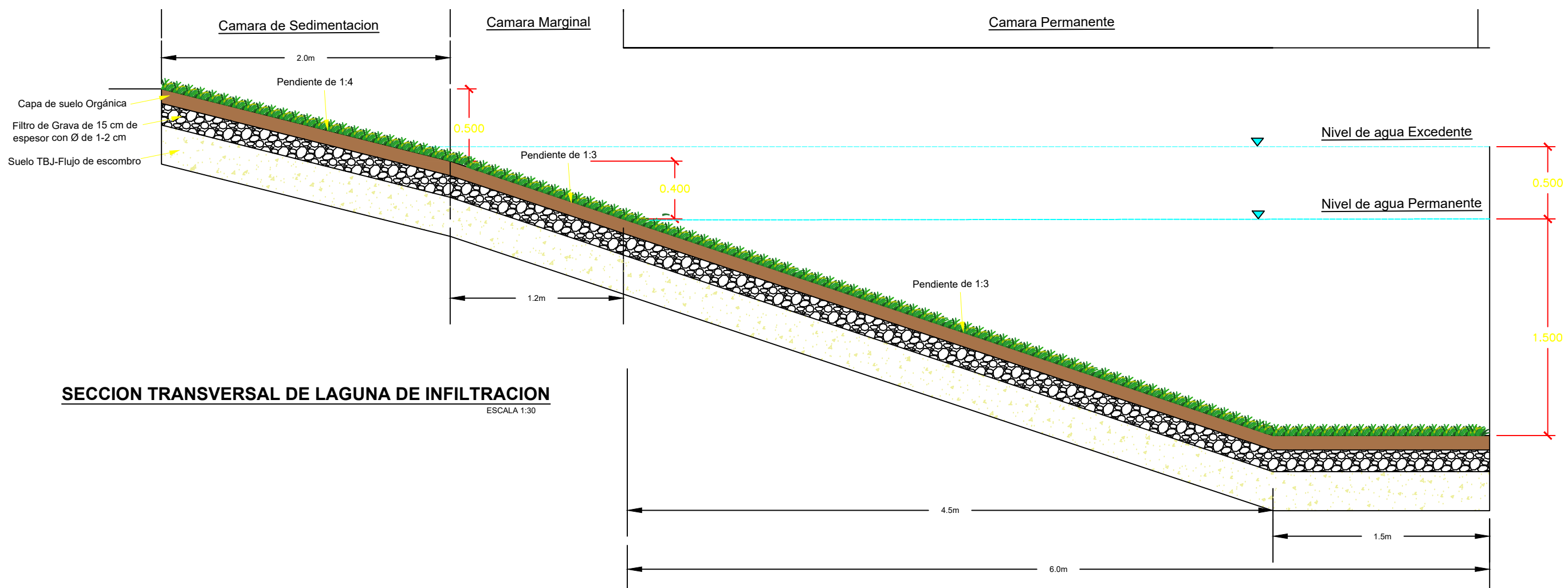
ANEXO D.  
PLANO DE DISPOSITIVO DE INFILTRACIÓN DISEÑADOS

ESCALAS:  
INDICADAS  
FECHA:  
AGOSTO 2018

Nº DE HOJA:  
1/4



**VISTA EN PLANTA LAGUNA DE INFILTRACION**  
ESCALA 1:90



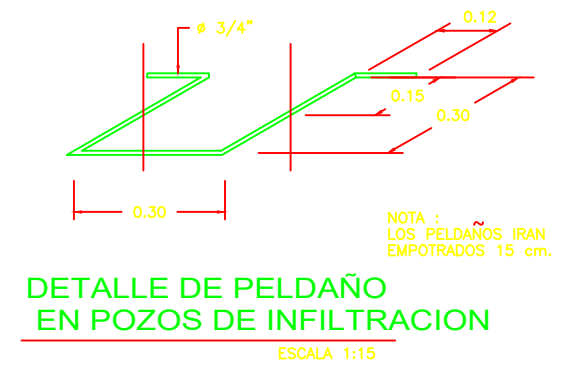
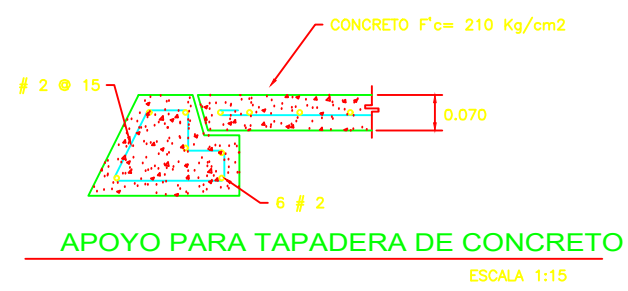
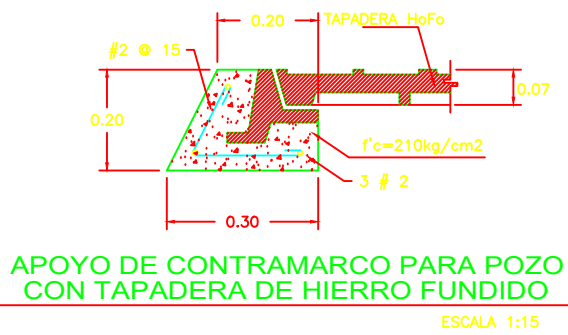
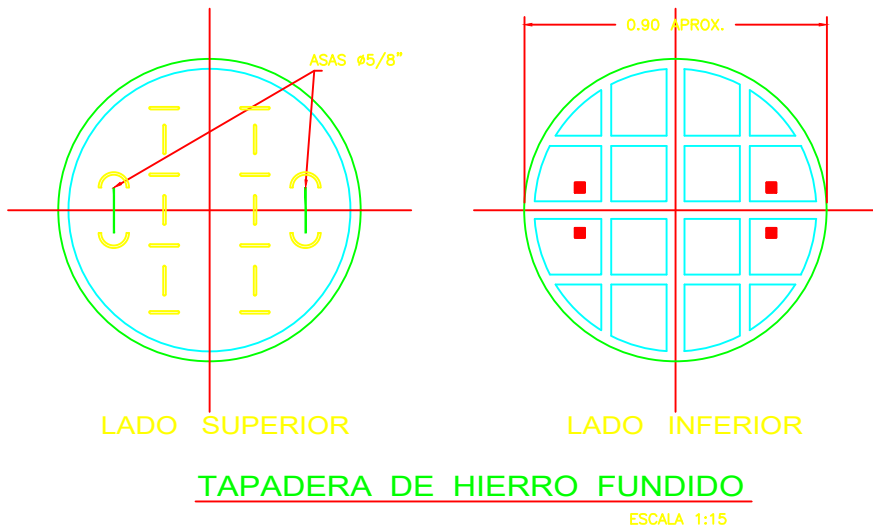
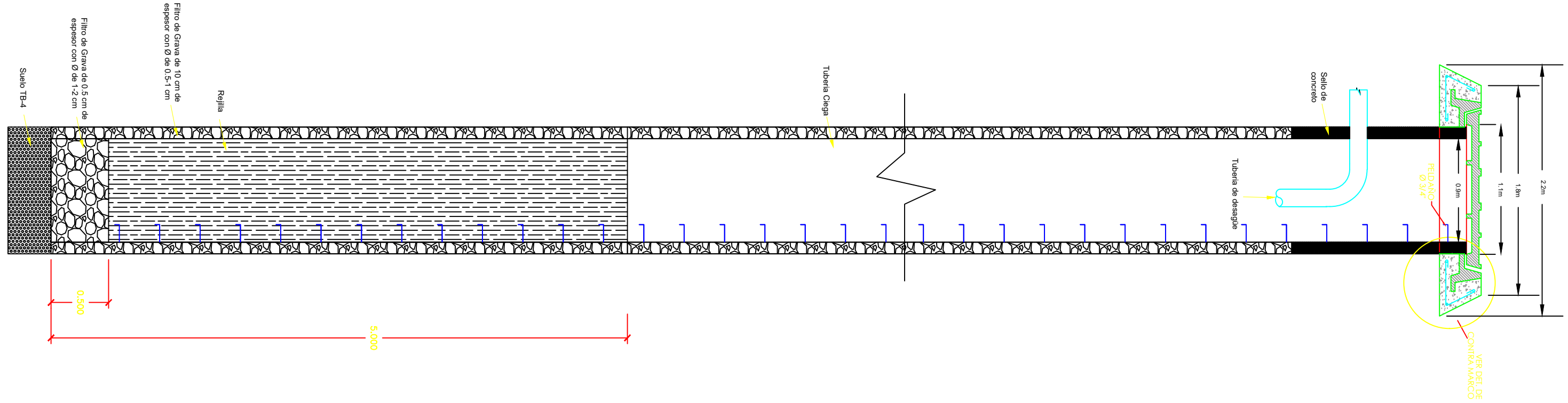
**SECCION TRANSVERSAL DE LAGUNA DE INFILTRACION**  
ESCALA 1:30



**DETALLE DE POZO DE INFILTRACION**

**SECCION TRANSVERSAL**

ESCALA 1:25



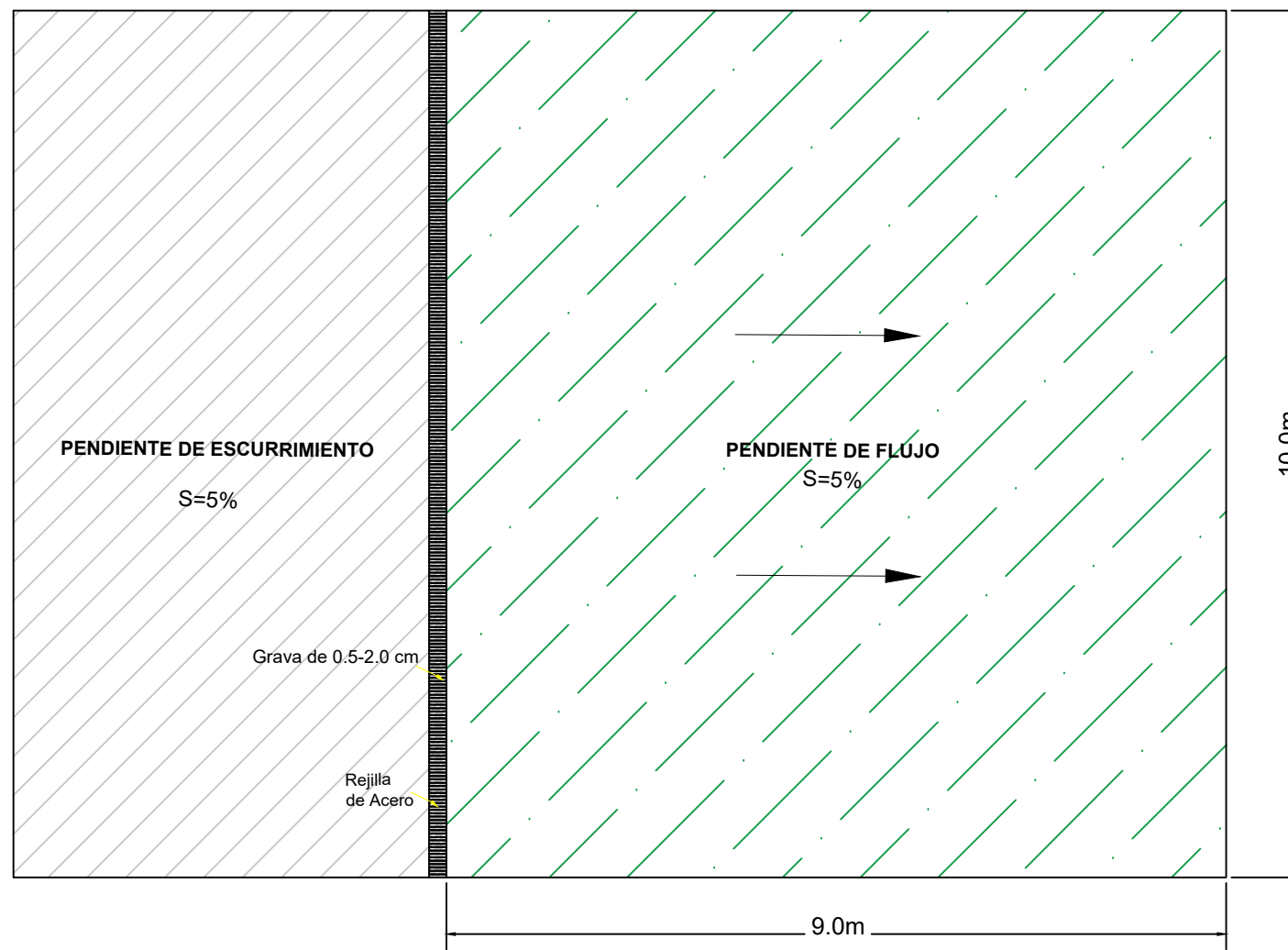
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:  
"ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTIA SUB-SUPERFICIAL Y  
TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS  
EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR"

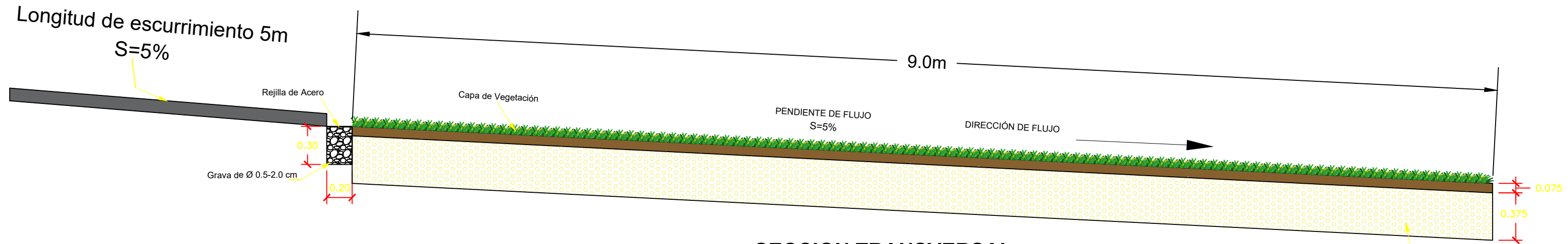
**ANEXO D.**  
PLANO DE DISPOSITIVO  
DE  
INFILTRACIÓN DISEÑADOS

ESCALAS:  
**INDICADAS**  
FECHA:  
AGOSTO  
2018

Nº DE HOJA:  
**3/4**



**VISTA EN PLANTA FRANJA FILTRANTE**  
ESCALA 1:80



**SECCION TRANSVERSAL**  
ESCALA 1:30

**DETALLE DE FRANJA FILTRANTE**



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:  
"ANÁLISIS DE LA INFILTRACIÓN, ESCORRENTIA SUB-SUPERFICIAL Y  
TENDENCIA DIRECCIONAL DEL MOVIMIENTO DEL AGUA ENTRE ESTRATOS DE SUELOS  
EN SECTORES DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR

**ANEXO D.**  
PLANO DE DISPOSITIVO  
DE  
INFILTRACIÓN DISEÑADOS

ESCALAS:  
**INDICADAS**  
FECHA:  
AGOSTO  
2018

Nº DE HOJA:  
**4/4**