

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

“PAVIMENTO Y SISTEMA DE EVACUACIÓN DE AGUAS LLUVIAS COMO
SOLUCIÓN DE CONTROL DE INUNDACIONES EN LA COMUNIDAD LOS
TAMARINDOS, MILAGRO”

PROYECTO INTEGRADOR

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

Carol Fátima Pacheco Vidal

Daniel Marx Petroche Sánchez

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año: 2016

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por las bendiciones y fortaleza concedida.

A mis padres, por ser y seguir siendo las personas incondicionales en mi vida. A mi mamá por enseñarme el amor al trabajo arduo y constante. A mi papá por no sólo apoyarme en la elección de mis carreras universitarias, sino también por interesarse en ellas. A mi hermano por enseñarme a soñar.

A mis tíos y tías, que me han acompañado y siempre estuvieron prestos a ayudarme.

A mi compañero de titulación por compartir sus fortalezas en el desarrollo de este trabajo.

A mis amigos por haber estado siempre. A mis profesores y compañeros, por sus enseñanzas tanto académicas como personales.

A todos los que me dieron la mano y supieron darme palabras de aliento cuando más las necesité.

Carol Pacheco Vidal

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios, el Gran Ingeniero de la naturaleza, por inspirarme, por darme un corazón recto que ninguna maldad desvíe, por enseñarme a sonreír y a cantar en mis dificultades y por darme la voluntad del caminante de seguir siempre adelante y servir.

A mi padre Daniel, quien me inculcó que la educación es nuestra nueva revolución y que tenemos la responsabilidad de construir un Ecuador mejor, a mi madre Beatriz por inculcarme el valor del trabajo, de superación y a mi hermana Samantha por verme como un ejemplo a seguir.

A mis profesores, Juan Carlos Pindo, Mijaíl Arias, Ángel Ramírez y Carlos Rodríguez, quienes además de ser docentes, fueron

mis mentores, guías y amigos para desarrollarme académicamente.

A todos y cada uno que me apoyaron a lo largo de mi carrera universitaria, fueron mi soporte para no retroceder y a todas las personas que pusieron obstáculos para poder culminar este logro, fueron mi impulso para demostrarles lo contrario.

Daniel Petroche Sánchez

DEDICATORIA

A mis padres Manuel Pacheco y Fátima Vidal.

A mi hermano Saúl Pacheco.

A mis seres amados, a los que me incentivaron y en especial a los que me inspiraron amar la Arquitectura e Ingeniería Civil.

Carol Pacheco Vidal

DEDICATORIA

A Dios por ser mi inspiración diaria.

A mis padres por la confianza, el amor y el esfuerzo incondicional.

A mis hermanos, quienes me acompañaron en este largo camino, nunca dejándome rendir.

A mis familiares y amigos por sus palabras de apoyo.

A mi compañera de proyecto, Carol Pacheco, por compartir su conocimiento, apoyarme altruistamente e irradiar alegría con su sonrisa cuando más lo necesité.

A mi abuelita Bachita, quien desde el cielo me acompañó en cada examen que rendí, en cada exposición que sustente, en cada

proyecto que realicé, este proyecto de titulación no es la excepción.

Daniel Petroche Sánchez

TRIBUNAL DE GRADUACIÓN

Ing. Miguel Chávez M., M.Sc. Ph.D
DIRECTOR DE PROYECTO

Ing. Alby Aguilar P., M.Sc.
COORDINADORA DE INGENIERÍA CIVIL

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de este Trabajo de Titulación, nos corresponde exclusivamente, y el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL”

(Reglamento de Graduación de la ESPOL)

Carol Fátima Pacheco Vidal

Daniel Marx Petroche Sánchez

RESUMEN

El presente proyecto abarca la prefactibilidad de un sistema de evacuación de aguas lluvias junto a la tipología de pavimento que se ajuste a las características topográficas, hidrológicas y geotécnicas de la ciudadela “Los Tamarindos”, como medida de solución para la problemática de inundaciones anuales que enfrenta el sector.

Actualmente la ciudadela no cuenta con pavimentación de vías, ni con un sistema de evacuación del sector. Provisionalmente fueron construidos canales perimetrales de AALL como medida provisional de desalojo, sin embargo la sección de los mismos resulta deficiente, por lo que fueron rediseñados como parte de este proyecto.

Se desarrollaron tres alternativas de evacuación de AALL considerando la aplicación de pavimento permeable o no permeable: Un sistema tradicional mediante cunetas y sumideros, un sistema mixto en el que se aplica la capacidad hidráulica de las calzadas y un sistema de evacuación por pavimento permeable.

A su vez, para complementar el sistema de evacuación de AALL, se propone el almacenamiento de la esorrentía captada en un embalse para el riego de

las plantaciones circundantes, supliendo el déficit hídrico que se tiene durante la época seca, llegando a cumplir una demanda social y económica mediante una propuesta de carácter sustentable.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	XI
CAPÍTULO 1	24
1. GENERALIDADES	24
1.1. Introducción	24
1.2. Antecedentes.....	25
1.3. Justificación	26
1.4. Ubicación.....	27
1.5. Objetivos.....	29
1.5.1. Objetivo General.....	29
1.5.2. Objetivos Específicos	29
CAPÍTULO 2	30
2.CARACTERÍSTICAS DEL ENTORNO DE APLICACIÓN	30
2.1. Topografía	31
2.2. Geología	32
2.3. Aspectos hidrológicos.....	34
2.3.1. Recursos hídricos superficiales	34
2.3.2. Recursos hídricos subterráneos	36
2.3.3. Datos de precipitaciones	36
2.3.4. Temperatura y humedad	39
2.4. Estudio Demográfico	40
CAPÍTULO 3	43

3.CONSIDERACIONES	DE	DISEÑO
.....		43
3.1. Estimación del caudal de lluvia.....		43
3.1.1. Intensidad de lluvia (I)		43
3.1.2. Área de aportación (A)		46
3.1.3. Coeficiente de escorrentía (C).....		47
3.2. Parámetros de diseño del pavimento		49
3.2.1. Clasificación de la vía.....		49
3.2.2. Parámetros de diseño de pavimento rígido		50
3.2.3. Parámetros de diseño de pavimento permeable		52
3.3. Sistemas de evacuación de AALL		56
3.3.1. Período de diseño		56
3.3.2. Ecurrimiento en vías públicas		56
3.3.3. Metodología de diseño aplicando Manning		58
3.4. Canales de evacuación de AALL.....		64
3.4.1. Factores de diseño para canales no erosionables		64
3.4.2. Factores de diseño para canales erosionables, pero que no se sedimentan		68
3.4.3. Radios mínimos en canales		69
3.5. Captación de AALL.....		70
3.5.1. Macrocaptación o captación externa al área de cultivo.		71
3.5.2. Pérdidas por evaporación y filtración.....		73
CAPÍTULO 4.....		76
4.PLANTEAMIENTO	DE	ALTERNATIVAS
.....		76

4.1.	Alternativas de pavimento	76
4.1.1.	Vías de pavimento rígido	76
4.1.2.	Vías de pavimento permeable	77
4.2.	Alternativas de sistema de evacuación de aguas lluvias	80
4.2.1.	Sistema tradicional de evacuación de aguas lluvias.....	80
4.2.2.	Sistema de evacuación por pavimento permeable	86
4.2.3.	Sistema de evacuación mixto: Aplicación de capacidad hidráulica de calzada y sistema tradicional.....	90
4.3.	Conducción de AALL al depósito final a través de canales	95
4.3.1.	Sección de canal existente	95
4.3.2.	Rediseño de canales de AALL	97
4.3.3.	Rediseño de canales de AALL: Sin revestimiento.....	100
4.3.4.	Rediseño de canales de AALL: Con revestimiento.....	101
4.4.	Alternativas de desagüe final de aguas lluvias	105
4.4.1.	Embalse: Almacenamiento de AALL	105
4.4.2.	Desague final en Estero Belín	111
CAPÍTULO 5	112
5.Estudio	de	Impacto
		Ambiental
.....		112
5.1.	Identificación y Descripción de Impactos	112
5.2.	Análisis y Valoración de Impactos Ambientales	114
5.2.1.	Identificación, valoración y jerarquización de impactos ambientales:	114
5.2.2.	Determinación del carácter del impacto:	114
5.2.3.	Carácter Genérico	115

5.2.4.	Duración	115
5.2.5.	Intensidad:.....	117
5.2.6.	Extensión:.....	117
5.2.7.	Plazo:	118
5.2.8.	Reversibilidad:.....	118
5.2.9.	Riesgo:	119
5.2.10.	Magnitud:.....	119
5.2.11.	Valor de Índice Ambiental Ponderado	120
5.3.	Dictamen Ambiental o Valoración Global del Efecto	122
5.4.	Recuperación	123
5.5.	Determinación de Matrices	124
5.6.	Interpretación de Resultados de Matriz de Evaluación de Impactos	128
5.7.	Evaluación de Impactos Ambientales	132
CAPÍTULO 6	134
6.ANÁLISIS	DE	ALTERNATIVAS
.....	134
6.1.	Análisis de pavimento de vías	134
6.2.	Análisis de sistema de evacuación de AALL	135
6.3.	Análisis de rediseño de canales de AALL.....	140
6.4.	Análisis del desagüe final de AALL	141
6.5.	Elección de alternativa.....	143
6.5.1.	Ventajas y desventajas: Ponderación de alternativas de pavimento.	144
6.5.2.	Ventajas y desventajas: Ponderación de alternativas de sistema de evacuación de AALL.....	145

6.5.3. Ventajas y desventajas: Ponderación de alternativas de rediseño de canal de AALL.	147
6.5.4. Ventajas y desventajas: Ponderación de alternativas de desagüe final de AALL.	148
6.6. Restricciones.	149
CAPÍTULO 7	151
7.ANÁLISIS DE COSTO DE OBRA	151
CAPÍTULO 8	152
8.CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	152
8.1. CONCLUSIONES	152
8.2. RECOMENDACIONES.....	155
BIBLIOGRAFÍA	

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I Registro de precipitaciones: Suma mensual, estación M0037 Milagro (Ingenio Valdez).....	37
Tabla II Registro de precipitaciones: Máxima en 24 horas, estación M0037 Milagro (Ingenio Valdez)	38
Tabla III Registro de precipitaciones: Número de días lluviosos, estación M0037 Milagro (Ingenio Valdez).	39
Tabla IV Datos meteorológicos de estación M0037 Milagro (Ingenio Valdez)	40
Tabla V Intensidades máximas diarias para un tiempo de retorno, Estación M037.....	44
Tabla VI Intensidades de lluvia para un tiempo de retorno de 10 años.	46
Tabla VII Cuantificación de áreas del proyecto según el uso del suelo.	46
Tabla VIII Coeficientes de escorrentía, según tipo de suelo, cobertura vegetal y pendiente.	48
Tabla IX Ponderación del coeficiente de escorrentía (C).	48
Tabla X Coeficiente de escorrentía según usos de suelo.....	49
Tabla XI Clasificación funcional de las vías en base al T.P.D.A.....	49
Tabla XII Definición de Periodo de Diseño por Número de Habitantes.	56
Tabla XIII Condiciones máximas de inundación permitida para tormentas mayores.....	57
Tabla XIV Parámetros de diseño de cunetas.	57
Tabla XV Coeficientes de Rugosidad recomendados y velocidades máximas permisibles.....	61
Tabla XVI Relación entre tirante de tubería y número de Manning.	61
Tabla XVII Valores de Infiltraciones.....	64

Tabla XVIII Taludes recomendados para canales de varios tipos de materiales.	65
Tabla XIX Borde libre recomendado en consideración al caudal de carga. .	66
Tabla XX Coeficiente de rugosidad de Manning para canales abiertos.	68
Tabla XXI Velocidad permisible recomendada según el material del canal.	69
Tabla XXII Radio mínimo en canales abiertos para caudales menores a 20 m ³ /s.....	70
Tabla XXIII Cuantificación de áreas de cultivo adyacentes al área de captación.	71
Tabla XXIV Valores referenciales a la necesidad promedio de agua diaria (mm) para las condiciones de evapotranspiración referencial.	72
Tabla XXV Valores de Kc referenciales para tipos de cultivos.	72
Tabla XXVI Demanda de agua diaria según cultivo.	73
Tabla XXVII Evaporación potencial (mm/mes).	74
Tabla XXVIII Evaporación efectiva según estaciones climáticas (mm).	75
Tabla XXIX Pérdida por filtración (mm/día) según tipo de suelo.	75
Tabla XXX Entrada de Variables de Cálculo AASHTO93.	76
Tabla XXXI Cálculo de coeficiente de escorrentía de pavimento permeable.	78
Tabla XXXII Resultado de la Dosificación de Hormigón Permeable.....	78
Tabla XXXIII Cálculo de la resistencia a la compresión del hormigón permeable.....	79
Tabla XXXIV Cálculo de resistencia a la flexión en vigas de hormigón permeable.....	79
Tabla XXXV Entrada de Variables de Cálculo AASHTO93.	79
Tabla XXXVI Caudales máximos de lluvia de acuerdo a la tipología de pavimento no permeable.	82

Tabla XXXVII Caudales máximos de lluvia de acuerdo a la tipología de pavimento permeable.	82
Tabla XXXVIII Cálculo de colectores alternativa 1: Sistema tradicional.	84
Tabla XXXIX Cálculo de áreas por coeficiente decorrentía.	86
Tabla XL Cálculo del tiempo de lluvia de equilibrio.	87
Tabla XLI Cálculo de colectores alternativa 2: Sistema de evacuación de AALL por pavimento permeable.	89
Tabla XLII Caudales de diseño para conducción de AALL por calzadas.	91
Tabla XLIII Análisis de capacidad hidráulica de calzada.	92
Tabla XLIV Cálculo de colectores de AALL alternativa 3.- Sistema mixto: Capacidad hidráulica de calzada y sistema tradicional.	93
Tabla XLV Caudales de diseño para conducción de AALL según alternativa.	100
Tabla XLVI Resultados de rediseño de canales de AALL sin revestimiento.	100
Tabla XLVII Resultados de rediseño de canales de AALL con revestimiento.	101
Tabla XLVIII Pérdida por evaporación del embalse según estación climática.	107
Tabla XLIX Pérdida por evaporación del embalse según estación climática.	108
Tabla L Volúmenes hídricos efectivos acumulados según estación climática.	109
Tabla LI Volúmenes hídricos efectivos acumulados según estación climática.	110
Tabla LII Escala de valoración de acuerdo al plazo del impacto ambiental.	118
Tabla LIII Escala de valoración de acuerdo a la reversibilidad del impacto ambiental.	119

Tabla LIV Escala de valoración de acuerdo a la probabilidad de riesgo del impacto ambiental.....	119
Tabla LV Factores y atributos ambientales afectados de acuerdo a las actividades durante la etapa de construcción del proyecto.....	125
Tabla LVI Factores y atributos ambientales afectados de acuerdo a las actividades durante la etapa de operación del proyecto	127
Tabla LVII Ponderación de alternativas: Sistemas de evacuación de AALL.	144
Tabla LVIII Ponderación de alternativas: Sistemas de evacuación de AALL (parte 1).	145
Tabla LIX Ponderación de alternativas: Sistemas de evacuación de AALL (parte 2).	146
Tabla LX Ponderación de alternativas: Rediseño de canal de AALL.	147
Tabla LXI Ponderación de alternativas: Desagüe final de AALL.	148

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Ubicación general y específica de la ciudadela “Los Tamarindos”, Milagro.	28
Figura 2.1: Levantamiento planimétrico del sector “Los Tamarindos”	32
Figura 2.2: Formación Geológica de la zona correspondiente al proyecto. .	33
Figura 2.3: Datos Provinciales, cantonales y de la zona de estudio.	41
Figura 2.4: Datos de N° de Habitantes por vivienda.	41
Figura 2.5: Clasificación de viviendas por su material predominante.	42
Figura 3.1: Curva frecuencia-intensidad-duración para la ciudad de Milagro, Estación M037.	45
Figura 3.2: Relación volumen de pasta - asunción de porcentajes de vacíos a tener.....	55
Figura 3.3: Diagrama de tubería parcialmente llena.	60
Figura 3.4: Monograma del BI y Hr para canales trapezoidales.....	66
Figura 3.5: Ábaco para encontrar tirante normal (y_n) de acuerdo al factor de forma (Z), para canales trapezoidales y tuberías circulares.	67
Figura 4.1: Sección de vía de pavimento permeable.	77
Figura 4.2 Sección de vía de pavimento permeable.	80
Figura 4.3: Sistema de evacuación de AALL alternativa 1.- Sistema tradicional.	85
Figura 4.4: Figura 4.4 Sección de vías (Calles 2 – Calle 6).	92
Figura 4.5: Sistema de evacuación de AALL alternativa 3.- Sistema mixto: Capacidad hidráulica de calzada y sistema tradicional.....	94
Figura 4.6: Sección del canal de AALL existente.....	95
Figura 4.7: Perfil del canal de AALL existente.	96

- Figura 4.8:** Sección del canal de AALL rediseñado para alternativa 1: Sistema tradicional de evacuación de AALL..... 102
- Figura 4.9:** Sección del canal de AALL rediseñado para alternativa 3: Sistema mixto: Capacidad hidráulica de calzada y sistema tradicional. 103
- Figura 4.10:** Diseño longitudinal del canal de AALL rediseñado para alternativa 1: Sistema tradicional de evacuación de AALL..... 104
- Figura 4.11:** Diseño longitudinal del canal de AALL rediseñado para alternativa 3: Capacidad hidráulica de calzada. 104
- Figura 4.12:** Sección del embalse de almacenamiento de AALL. 106

CAPÍTULO 1

1. GENERALIDADES

1.1. Introducción

El incremento de la población dentro del área rural, ha originado una demanda creciente de los servicios básicos, que son los componentes indispensables que deben ser provistos a todo conglomerado social para garantizar su habitabilidad y bienestar. Sin embargo dentro de esta dotación de servicios se debe contemplar aspectos como la preservación de los recursos ambientales, el diseño urbanístico, y el mantenimiento de la infraestructura.

A su vez, para que un proyecto se ajuste a las condiciones socioeconómicas y brinde los mejores beneficios, es necesario identificar la solución más adecuada a las condiciones particulares del área del proyecto, para garantizar su implementación, su sostenibilidad financiera, su facilidad operativa a lo largo del tiempo del servicio y la sustentabilidad ambiental del entorno al mitigar los impactos negativos constructivos y operacionales.

1.2. Antecedentes

La comunidad “Los Tamarindos” es un asentamiento rural ubicado en el cantón Milagro, provincia de Guayas. En el cual residen 486 habitantes distribuidos en 140 viviendas.

Al ser una comunidad de asentamiento rural existe una problemática de carácter social por la falta de servicios básicos como alcantarillado de aguas residuales y aguas lluvias. A su vez por estar emplazado en una zona baja se presentan problemas de inundaciones, mismas que pueden generar problemas de salud como parasitosis, enfermedades intestinales y problemas en la piel.

Los problemas sociales por los que atraviesa la comunidad están relacionados con la pobreza y la insalubridad. La falta de atención de organismos gubernamentales en el pasado, han ahondado más este problema, por lo que se registra un gran crecimiento de asentamientos ilegales, mismos que en la actualidad entraron en un proceso de legalización teniendo como resultado 192 solares ya legalizados. (Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Milagro, 2016)

1.3. Justificación

En los asentamientos irregulares ya sean urbano marginales o rurales, la falta de una planeación urbana previa que considere los aspectos ingenieriles intrínsecos para la factibilidad en la vialidad, dotación de agua potable, evacuación de aguas residuales, conducción de energía eléctrica y telecomunicaciones, acarrear patologías constructivas que producen problemáticas para la habitabilidad de la población.

Al no considerar aspectos necesarios ingenieriles como la topografía, la geotecnia y la hidrología del sector en donde se va a implantar el proyecto, se producen problemas de asentamientos, inundaciones, deslaves, sin mencionar condiciones precarias para la salud y bienestar de los habitantes.

Responder efectivamente a las necesidades de habitabilidad de una población cuando está ya se encuentra asentada, tiene un mayor grado de dificultad no sólo a nivel económico sino también por los impactos que la solución puede ocasionar a los residentes y al sector en general, por lo que una alternativa de proyecto ingenieril que responda a la problemática de una población ya asentada, es de importancia en el ámbito de obras públicas presentes en los distintos municipios y gobiernos descentralizados del país.

El proyecto específicamente se enfocará en la ciudadela “Los Tamarindos”, Milagro, un asentamiento que no cuenta con pavimentación de vías, ni con un sistema de evacuación de aguas lluvias, por lo que enfrenta problemas de inundación anuales.(EL UNIVERSO, 2016)

En consecuencia, el presente estudio de pre-factibilidad concebirá un proyecto como alternativa de solución integral a la problemática de vialidad y de inundación, logrando elevar la condición de habitabilidad del sector.

1.4. Ubicación

La ciudadela “Los Tamarindos”, se encuentra ubicada en la ZONA 4 al sur oeste de la ciudad de Milagro, en la provincia del Guayas. Con una ubicación geográfica comprendida entre los puntos UTM:

Norte: 654638.23 ; 9764974.68

Sur: 654827.54 ; 9762828.02

Este: 654759.33 ; 9762935.63

Oeste: 654464.55 ; 9762870.49

Limita al norte con Calle Río Pifo, continuación de la Av. Cristóbal Colón, que es la vía de acceso principal; al sur y al oeste con lotes de plantaciones privadas; y al este con la ciudadela “La Floresta”.

A su vez, tanto al sur, como al este y al oeste se encuentra delimitada por canales de aguas lluvias sin revestimiento.

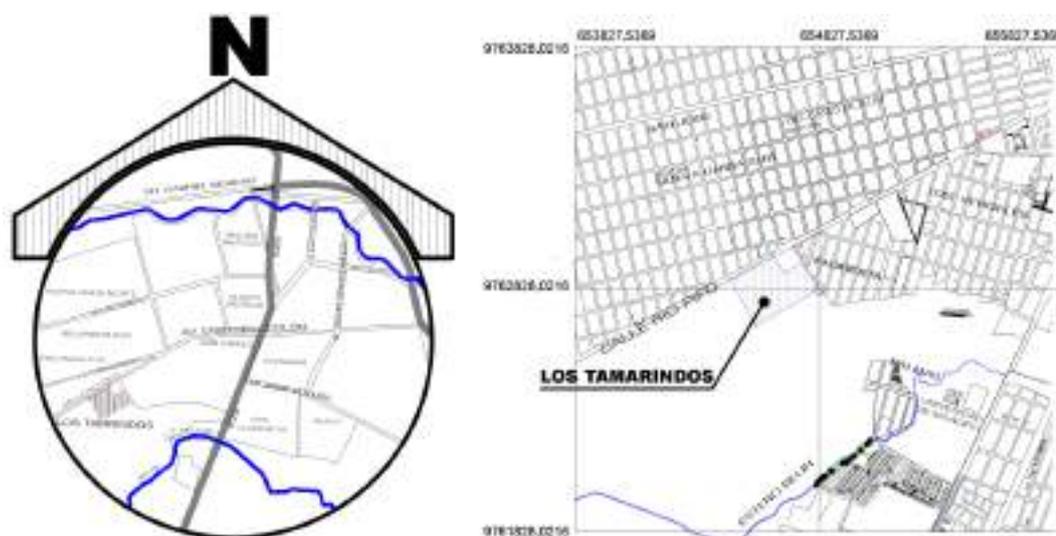


Figura 1.1: Ubicación general y específica de la ciudadela “Los Tamarindos”, Milagro.
Fuente: Autores.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo General

Proponer una solución urbanística de evacuación de aguas lluvias a nivel de prefactibilidad como medida de control de inundaciones del sector “Los Tamarindos”.

1.5.2. Objetivos Específicos

- Cuantificar el caudal de agua lluvia a evacuar en el sector “Los Tamarindos”.
- Realizar el trazado de vías locales para el sector “Los Tamarindos”.
- Plantear tres soluciones de sistema de evacuación de aguas lluvias, siendo estas de carácter tradicional (sumideros y tuberías), a través de pavimento permeable y por un sistema mixto (aprovechamiento de la capacidad hidráulica de calzadas y sistema tradicional).

CAPÍTULO 2

2. CARACTERÍSTICAS DEL ENTORNO DE APLICACIÓN

En el presente estudio de prefactibilidad se dispone de la siguiente información:

- Datos Hidrológicos solicitados al Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI).
- Levantamiento Georeferenciado del cantón Milagro a escala 1:750 , otorgada por el departamento de Avalúos y Catastro del Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Milagro
- Levantamiento topográfico del sector Los Tamarindos a escala 1:750, realizada por los estudiantes

Esta información de entrada ha sido analizada para poder definir los datos relevantes y limitantes para la concepción de las alternativas de solución.

2.1. Topografía

La topografía de la región es plana con pendientes que no superan el 5%. Sin embargo, debido a la presencia de ríos que discurren en planicie, la falta de permeabilidad de ciertos sectores, el drenaje de la escorrentía superficial lento y el nivel freático elevado significa un mayor tiempo de desalojo natural de las aguas por lo que la problemática principal que ocasiona una topografía con pendientes mínimas con este tipo de condicionantes son las inundaciones en épocas invernales (GYPAM, 2012).

Dentro del contexto específico del proyecto, se realizó un levantamiento planimétrico y altimétrico del sector “Los Tamarindos” presentado en los planos anexados, se resume que el área total es de 5.465 Ha. y tiene una pendiente longitudinal representativa del 0.3%. desde la Calle Rio Pifo (vía de acceso) hasta la Calle B se tiene un desnivel de 80 cm.



Figura 2.1: Levantamiento planimétrico del sector “Los Tamarindos”
Fuente: Autores.

2.2. Geología

El cantón Milagro se asienta sobre la llanura oriental de la Cuenca del Guayas, donde su formación geológica predominante son los depósitos aluviales, que conforman la acumulación de materiales detríticos de origen cuaternario compuestos generalmente de arcillas, limos y arenas transportados por cuerpos aluviales hasta ser depositados en capas. (Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Milagro, 2015)

Durante la época invernal (Diciembre-Abril) una gran cantidad de sedimentos es transportada desde la zona alta desforestada, lo cual influye el aumento de caudal de desbordamiento provocando inundaciones (Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Milagro, 2015).

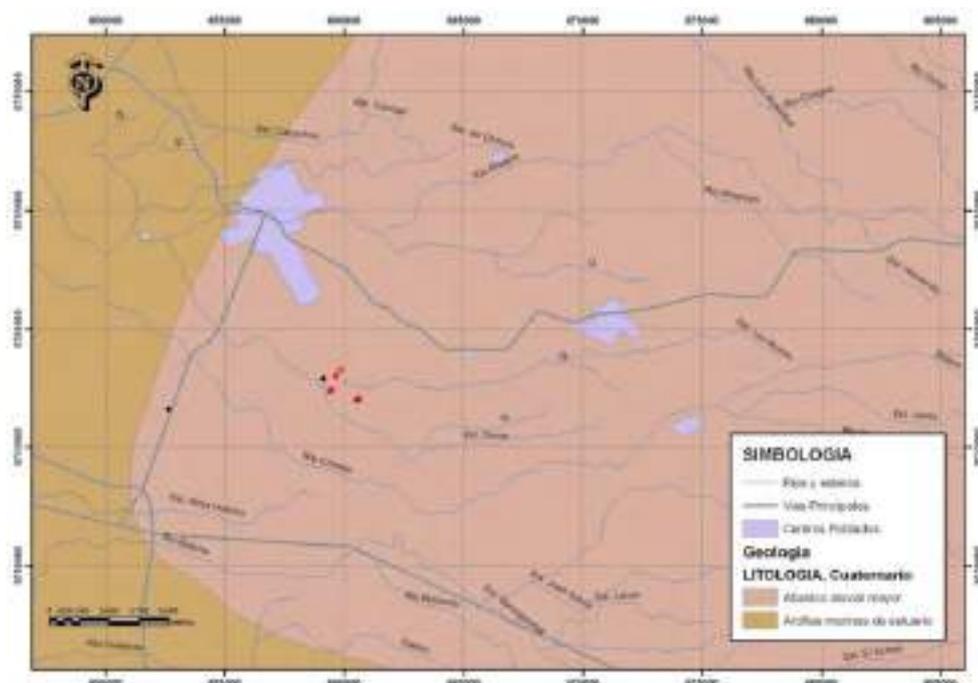


Figura 2.2: Formación Geológica de la zona correspondiente al proyecto.
Fuente: Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Milagro (2010).

2.3. Aspectos hidrológicos

2.3.1. Recursos hídricos superficiales

Los ríos de influencia del cantón Milagro son el río Chimbo, el río Milagro y el río Chagüe (Amarillo). Estos ríos presentan grandes picos de crecidas durante la época invernal y largos estiajes durante la época seca.

Limitando al sur del cantón se encuentre el río Chimbo, el cual nace en la cordillera de los Andes y desciende atravesando la planicie, este río toma el nombre de Yaguachi al formar la confluencia con el Río Milagro y desemboca al río Babahoyo.

Atravesando la zona urbana de este a oeste se encuentra El río Milagro, el cual nace en la zona Oeste de la Parroquia Chagüe. Los esteros Chirijos (Norte), Los Monos (Sur) y los desbordamientos de los ríos Chagüe y Chimbo son los principales tributarios del río Milagro.

Como límite cantonal al norte, se encuentra el río Chagüe (Amarillo), que nace en la zona alta de la provincia de Bolívar con el nombre de río Limón y que luego de atravesar el cantón Naranjito y llegar a la parroquia Mariscal Sucre, recibe el nombre de río Amarillo.

Una de la problemática perenne son los desbordamientos naturales de las aguas, anegando sectores, lo cual ocurre en épocas de invierno incrementándose su impacto con acontecimientos puntuales como lo es el fenómeno del Niño.

Estos desbordamientos se efectúan de la siguiente forma: El río Chimbo desborda por su margen derecha al estero los Monos y el río Milagro, a través de la llanura de inundación que se crea en el área denominada Venecia.

A su vez el río Chimbo desborda por su margen izquierda en el sitio llamado Soledad, llegando hasta los esteros Payo y Mojahuevo inundando zonas vastas que incluso llegan hasta Durán. (Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Milagro, 2015)

El río Yaguachi es el de mayor incidencia en las inundaciones de la región por la falta de capacidad de acarreo del cauce natural y el limitado arrastre de grandes cantidades de sedimentos por el gradiente bajo que presenta este sistema fluvial. (Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Milagro, 2015)

Adyacente al sector que comprende Los Tamarindos, comunidad de objeto de estudio se encuentra el Estero Belin que también conforma un tributario del río Milagro.

2.3.2. Recursos hídricos subterráneos

Debido a que los depósitos cuaternarios aluviales que afloran en el área mantienen diferentes coeficientes de permeabilidad y grados de fracturación que permiten la infiltración del agua, se han formado acuíferos de varias características, los cuales se recargan periódicamente durante la estación lluviosa (Noviembre-Mayo).

Los acuíferos más comunes en la cuenca del Guayas son los acuíferos aislados debido a la permeabilidad heterogénea o compleja de los sedimentos.

Específicamente en el cantón Milagro, la superficie aflorante del acuífero Milagro es de 12000 km²; obteniendo un caudal aproximado de 200 L/s en los pozos presentes en el sector, lo cual demuestra la importancia del caudal que se puede obtener. (Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Milagro, 2015)

2.3.3. Datos de precipitaciones

Los registros anuales recobrados en la estación del INAMHI M037 desde 1982 al 2012, para la ciudad de Milagro correspondiente a la ubicada dentro de la Compañía Azucarera Valdez S.A. se muestran en la **Tabla I**. En la cual se puede denotar que los años con picos de precipitación corresponden a los

años 1997 y 1998, debido al fenómeno del niño, a su vez se evidencia que el mes de febrero es el de mayor acumulación de precipitación con un promedio de 410,66 mm (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI, 2012).

Tabla I Registro de precipitaciones: Suma mensual, estación M0037 Milagro (Ingenio Valdez)

ESTACIÓN INAMHI MILAGRO: ESTACIÓN VALDEZ (M037)												
AÑO	MESES											
	PRECIPITACIONES MENSUALES											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1982	127,7	133,6	30,8	27	7,8	0,8	0,4		2,3	50,5	218,9	367,3
1983	436,5	418,1	661,7	790	431,7	446,7	456,4	8,5	89,3	5,6	6,7	84
1984	8,5	621	304	266,5	8,5	22,3	0,5		1,9	2,6	0,8	70,5
1985	559,2	216,8	56,7	174,9	3,4	0,1	0,1	0,6	1,4	3	0,9	153,7
1986	119,4	67,8	208,7	42,3	2,3	0,1			0,6			83,6
1987	476,4	696,9	531,7	392,3	103,6		0,3	6,5	0,2	2,4		62,5
1988	434,1	277	29,8	262,3	124,3	0,7	0,8		0,2	0,6		44,7
1989	520,3	471,1	305	234	36	3,5				1,1	1,1	1,6
1990	56,3	302,7	177,6	110,8	28,4	43,8	0,2	0,1	0,4	4,5	0,5	67,9
1991	60,5	448,4	222,4	10,8	25,7	1,4	1,4	0,4	0,9	0,6	1,7	58,8
1992	127,3	628,7	687,5	506,4	382,4	11,8	5,9	0,3	0,1	0,7	3,7	4,2
1993	237,6	668,5	389,5	275,2	59	0,5	1,1			2	0,4	147
1994	255	318,1	264,2	198,9	43,9	0,2			0,2	0,6	4,4	139
1995	308,1	203,2	159,7	108	15,6		3,9	0,1	0,6	0,2	2,1	17,6
1996	79,5	355,7	338,6	42	0,8	0,1	0,5		0,1		1	8,6
1997	208,6	487,2	680	381,5	99,5	200,5	156,3	31,7	127,1	30,5	551,2	595,5
1998	712,7	846	966,4	957,3	517,8	91,4	33,8		0,5	0,4	0,9	3,2
1999	113,5	519,8		207,5	60,3	2,1			2,9	3,5	3,8	82
2000	110,1	221,4	284,9	164,1	134,1	5,9			3,5	2	0,1	4
2001	376	386,6	748,4	179,5	16,7		0,5			0,1		0,7
2002	57,1	590,2	594	278,8	6,5	5,8				5,3		55,9
2003	115,2	337	173,1	90,7	51,9	0,8	0,4			1,3		28,2
2004	101,7	275,4	332,7	145,6	66	2,3	1		5,9	1,5	0,4	20,6
2005	131	201,5	263,8	120	25			0,1			1,1	44
2006	316,9	573,8	339	20	56	2,1		1,4		0,1	2,7	23,2
2007	211,1	97,5	481,6	162	15,9	3	1,2			2,9	5,1	3
2008	468	669,8	619,2	272,9	48,4	1	0,2	0,6	2,9	2,5	0,4	0,1
2009	456,9	380,8	187,6	49,1	66,1	2,4	0,3	0,3		0,1		18
2010	163,5	464,9	238,4	330,5	34,8	1,3	3,3	0,7		0,2	7,1	124,8
2011	158,1	263,2	39,2	393,8	0,6	18,3	31,5	0,1			0,5	6,8
2012	457,5	806,2	494,1	223,1	85	0,4				4,9	0,4	6,1
Promedio	241,97	410,66	364,59	239,46	92,29	40,14	39,03	4,97	13,23	5,41	42,23	86,73

Fuente: INAMHI (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología).

En la **Tabla II** se recobran los datos de precipitación máxima en 24 horas, siendo la precipitación acumulada máxima en 24 horas la registrada en el mes de febrero de 1998 con 194,5 mm. (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI, 2012)

Tabla II Registro de precipitaciones: Máxima en 24 horas, estación M0037 Milagro (Ingenio Valdez)

ESTACIÓN INAMHI MILAGRO: ESTACIÓN VALDEZ (M037)												
AÑO	MESES											
	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1997	71	106,9	124	92	47,1	120,8	112,5	6,5	33	9,8	108	106
1998	115,3	194,5	120,7	110,7	129	19,4	27,7		0,5	0,5	0,9	2,8
1999	58,8			89,5	26,3	1	0	0	1,5	2,2	2,1	40,9
2000	36,4	43,6	111,8	33,8	60,3	4,8	0	0	2,3	2	0,1	2,8
2001	112,5	169	158,6	46,9	4,4	0	0	0	0	0,1	0	0,4
2002	30,5	178	111,4	56,7	3	5,1	0	0	0	3,3	0	14,3
2003	45,2	113,9	102	33,4	50	0,5	0,4	0	0	1	0	19,8
2004	44,4	65	78,7	34,5	42,8	1,8	0,5	0	2,9	1,1	0,2	12,5
2005	112,2	53	74,4	51,4	25	0	0	0,1	0	0	1	
2006	111,9	119,7	83,7	11,3	51,4	1,2	0	1	0	0,1	0,8	12,4
2007	43,6	25,3	100,9	100,2	5,5	1,7	1	0	0	2,8	4	1,4
2008	69,2	104,1	116	64,8	23,1	0,3	0	0,3	2,6	0,5	0,3	0,1
2009	93,5	61,5	93,2	11,8	40,1	2	0,3	0,3	0	0,1	0	16,9
2010	75,2	75	39,7	112,5	24,7	0,4	1	0,5	0	0,2	5,5	27,5
2011	34,5	87,8	32,5	89,7	0,6	13,3	13	0,1	0	0	0,4	2,8
2012	88,7	143,2	105,3	45,1	30,2	0,3	0	0	0	1,8	0,4	5,7

Fuente: INAMHI (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología)

En la **Tabla III** se muestran el número de días en que se registró precipitación en la estación de Milagro, recobrando datos del 2000 al 2012. Se identifican que los meses de la época lluviosa comprenden de Enero a Mayo y los de la época seca de Junio a Diciembre. En total se tiene un promedio de 87 días lluviosos anuales (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI, 2012).

Tabla III Registro de precipitaciones: Número de días lluviosos, estación M0037 Milagro (Ingenio Valdez).

ESTACIÓN INAMHI MILAGRO: ESTACIÓN VALDEZ (M037)												
AÑO	MESES											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
2000	13	19	21	19	12	4	0	0	3	1	1	6
2001	25	22	26	22	9	0	0	0	-	1	0	3
2002	12	25	28	27	4	3	0	0	0	6	0	10
2003	18	22	18	8	5	2	1	0	0	2	0	6
2004	8	18	20	12	8	2	4	0	6	4	3	6
2005	12	16	24	14	1	0	0	1	0	0	2	-
2006	20	26	22	6	7	2	0	3	0	1	6	6
2007	23	9	25	18	10	4	3	0	0	2	3	4
2008	28	23	25	18	15	6	-	4	3	9	2	1
2009	22	25	21	12	6	2	1	1	0	1	0	4
2010	21	27	26	21	7	5	6	3	0	1	3	15
2011	16	18	5	24	1	6	9	1	0	0	2	5
2012	29	29	24	22	12	2	0	0	0	4	1	2
PROMEDIO	19	21	22	17	7							

Fuente: INAMHI (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología).

2.3.4. Temperatura y humedad

La zona a la que pertenece el cantón Milagro es de un clima tropical monzónico, con una temperatura media de 25 grados centígrados, llegando a temperaturas máximas que superan los 35 grados centígrados y una humedad relativa máxima media de 97% (GYPAM, 2012).

Tabla IV Datos meteorológicos de estación M0037 Milagro (Ingenio Valdez)

PERIODO: 1959-2000	
PARÁMETRO	ANUAL
TEMPERATURA MEDIA (°C)	25,1
Temperatura Máxima	36,0
Temperatura Mínima	14,0
Temperatura Máxima Media	30,1
Temperatura Min. Media	21,5
Humedad Relativa Media (%)	80
Humedad Relativa Máxima Media	97
Humedad Relativa Mínima Media	54
Punto de Rocío (°C)	21,5
Tensión del Vapor (Hpa)	25,7
Precipitación (mm)	1.342,0
Precipitación Máxima (mm)	1.083,2
Precipitación Máxima 24hs (mm)	194,5
Días con Precipitación	110
Nubosidad (Octavos)	7
Heliofania (Horas)	1.017,2
Evaporación (Tanque "A") (mm)	1.311,1
Viento Velocidad Media (m/s)	0,8
Viento Velocidad Máxima Media	6,3

Fuente: INAMHI (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología).

2.4. Estudio Demográfico

Para poder apreciar los aspectos socio-culturales de la población, se aplicó un censo poblacional en la comunidad, donde se puede reflejar los siguientes resultados, adicional el índice de crecimiento poblacional del Cantón Milagro es del 1.74% (Instituto Nacional de Estadística y Censos INEC, 2010).

La población total de Los Tamarindos es de 486 habitantes, que residen en 140 viviendas. Existen viviendas con 1 sólo residente como con 13 habitantes, el promedio de habitantes por vivienda es de 3.

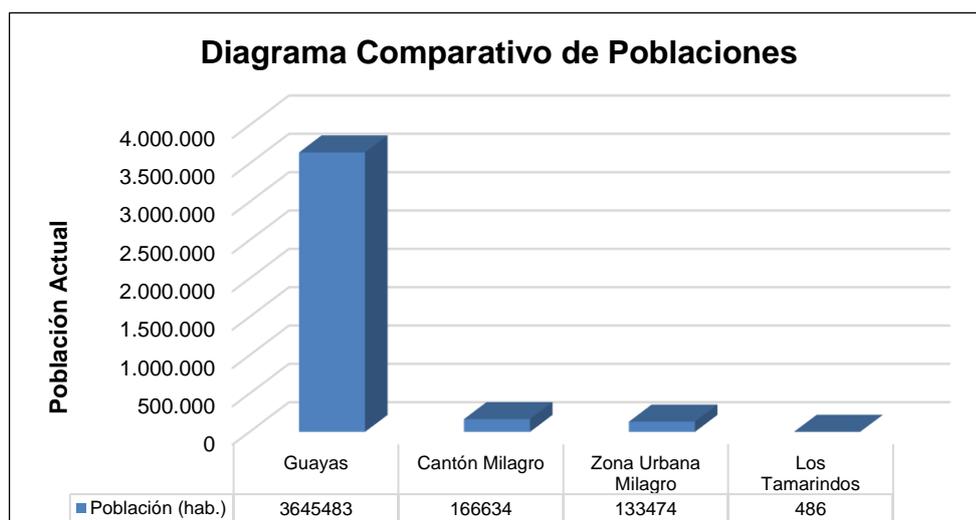


Figura 2.3: Datos Provinciales, cantonales y de la zona de estudio.
Fuente: Autores.

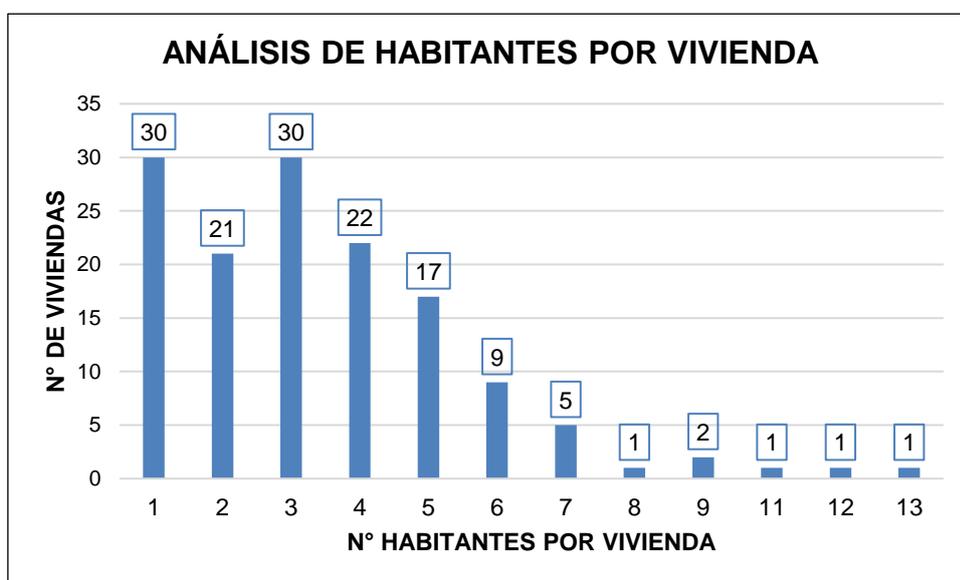


Figura 2.4: Datos de N° de Habitantes por vivienda.
Fuente: Autores.

Sobre los materiales de las viviendas, se puede observar que el 70% de las casas son de caña, seguidas de viviendas de ladrillo visto y de madera.

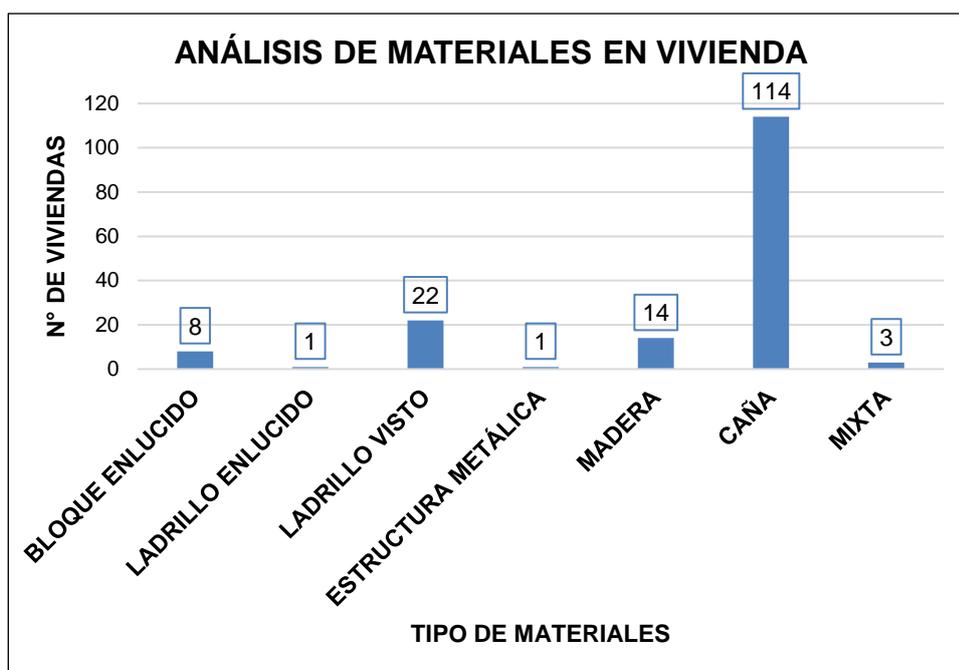


Figura 2.5: Clasificación de viviendas por su material predominante.
Fuente: Autores.

CAPÍTULO 3

3. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

3.1. Estimación del caudal de lluvia

3.1.1. Intensidad de lluvia (I)

De acuerdo al estudio de lluvias intensas desarrollado por el INAMHI (1999) para la ciudad de Milagro según los datos pluviográficos de la estación M037, se obtiene la curva intensidad-duración-frecuencia mostrada en la **Figura 3.1**, resumida con las siguientes ecuaciones de intensidad de lluvia según un tiempo de retorno:

Para un intervalo de 5 a 80 minutos:

$$I_{TR} = 55.209(t^{-0.3508})Id_{TR}$$

Para un intervalo de 80 a 1440 minutos:

$$I_{TR} = 478.32(t^{-0.8449})Id_{TR}$$

Donde:

- I_{TR} : Intensidad de precipitación (mm/h).
- Id_{TR} : Intensidad diaria para un periodo de retorno (mm/h).
- t : Tiempo de duración de la lluvia (minutos).

Las intensidades diarias para un tiempo de retorno están dadas por la siguiente tabla:

Tabla V Intensidades máximas diarias para un tiempo de retorno, Estación M037.

Intensidades de lluvia máximas diarias para un periodo de retorno			
Tr (años)	Id_{TR} (mm/h)	Tr (años)	Id_{TR} (mm/h)
5	5.16	50	6.92
10	5.76	100	7.37
25	6.45		

Fuente: Estudio de lluvias intensas, INAMHI (1999).

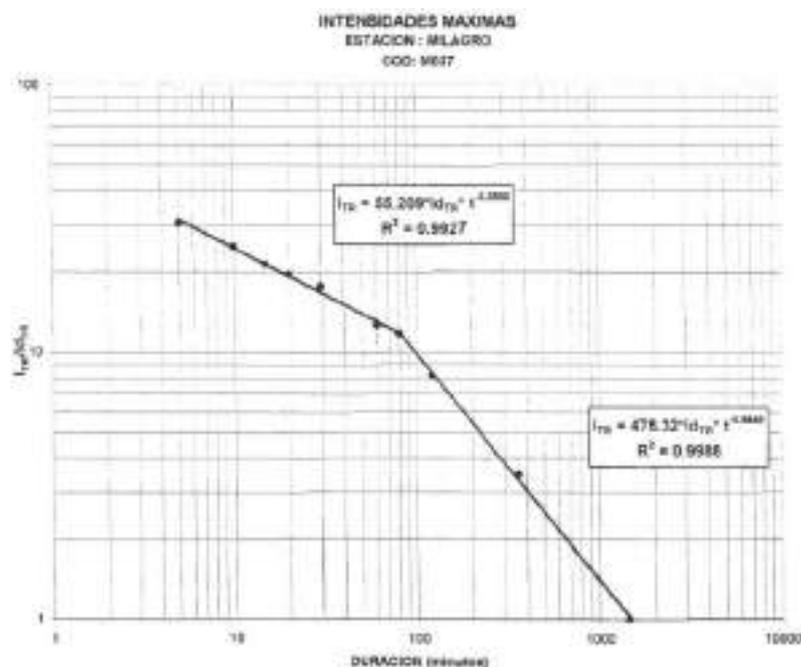


Figura 3.1: Curva frecuencia-intensidad-duración para la ciudad de Milagro, Estación M037.
Fuente: Estudio de lluvias intensas, (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI, 1999).

Para obras de drenaje en zonas de riqueza media de suelo (zona residencial habitual) se recomienda utilizar un periodo de retorno de 10 años, para este periodo de retorno se define una intensidad diaria (Id_{TR}) de 5.76 mm/h.

En la **Tabla VI** se calculan intensidades de precipitación para varias duraciones de lluvia, fijando el periodo de retorno previamente escogido de 10 años.

Tabla VI Intensidades de lluvia para un tiempo de retorno de 10 años.

Intensidades de lluvia para un tiempo de retorno de 10 años (I_{TR})			
t (min)	I_{TR}(mm/h)	t (min)	I_{TR}(mm/h)
10	141,79	70	71,64
20	111,18	80	67,95
30	96,44	90	61,52
40	87,18	100	56,28
50	80,62	110	51,92
60	75,62	120	4 ,24

Fuente: Autores.

Se escoge como lluvia promedio la de duración a 80 minutos con la que se obtiene que la intensidad de precipitación (I_{TR}) de 67.95 mm/h, definida para el proyecto.

3.1.2. Área de aportación (A)

Las áreas de aportación del proyecto son clasificadas de acuerdo al uso de suelo de las mismas, como lo resume la siguiente tabla:

Tabla VII Cuantificación de áreas del proyecto según el uso del suelo.

Cuantificación de áreas del proyecto según el uso del suelo		
Uso de suelo	Área (m²)	%
Vías	17630,22	3.2
Área común	1760,668	32.3
Lotes de vivienda	35260,49	64.5

Fuente: Autores.

3.1.3. Coeficiente de escorrentía (C)

El coeficiente de permeabilidad es la relación entre la precipitación caída y la que escurre superficialmente; esta relación puede ser mayor o menor según factores como:

- Uso de suelo
- Tipo de suelo (Permeabilidad, granulometría, textura, grado de compactación)
- Tipo de Cobertura vegetal
- Pendiente longitudinal
- Morfología de la cuenca

El coeficiente de escorrentía del proyecto será definido según el uso de suelo de todas las áreas del proyecto descritas previamente, se toma como guía la **Tabla VIII**, junto con las ortofotos anexadas.

Tabla VIII Coeficientes de escorrentía, según tipo de suelo, cobertura vegetal y pendiente.

COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA (c)						
COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	<1%
SIN VEGETACIÓN	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
CULTIVOS	Impermeable	0,70	0,65	0,40	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,30
PASTOS VEGETACIÓN LIGERA	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
HIERBA, GRAMA	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
BOSQUES DENSA VEGETACIÓN	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Fuente: MTOP (2003).

Para la elección de coeficiente de escorrentía de los lotes de vivienda, se ponderó según el coeficiente de ocupación de suelo, considerando $c=1$ para el porcentaje de área construida y $c=0.5$ para el área no construida.

Considerando que se tiene en el área no construida una cobertura vegetal sobre un suelo impermeable, con una pendiente despreciable. Se resume este cálculo en la siguiente tabla.

Tabla IX Ponderación del coeficiente de escorrentía (C).

Ponderación del coeficiente de escorrentía (C) de los lotes de vivienda				
Descripción Área / predio	COS	A	C	A*C
Área construida	0,51	17979,80	1	17979,80
Área no construida	0,49	17274,71	0,5	8637,36
			C ponderado	0,75

Fuente: Autores.

En su totalidad se tienen los siguientes coeficientes de escorrentía (C), descritos en la siguiente tabla:

Tabla X Coeficiente de escorrentía según usos de suelo.

Coeficiente de escorrentía según uso de suelo		
Uso de suelo	Área (m²)	C
Vías permeables	17630,22	1
Vías no permeables	17630,22	0.82
Lotes de vivienda	35260,49	0.75
Área Común (cancha de hormigón)	1760,67	1

Fuente: Autores.

3.2. Parámetros de diseño del pavimento

3.2.1. Clasificación de la vía

Debido al tratarse una ciudadela, las vías a proyectarse son consideradas vecinales, por lo que serán diseñada con clasificación V.

Tabla XI Clasificación funcional de las vías en base al T.P.D.A.

Clase de Carretera	T.P.D.A (vehículo/día)
R-I o R-II	Más de 8000
I	3000 a 8000
II	1000 a 3000
III	300 a 1000
IV	100 a 300
V	Menos de 100

Fuente: Manual de Diseño Geométrico. (MTO, 2003).

3.2.2. Parámetros de diseño de pavimento rígido

Los pavimentos rígidos son elementos estructurales viales compuestos por una losa de hormigón que posee una resistencia a la flexión considerable que le permite actuar como si fueran vigas, se deterioran poco, su gasto de mantenimiento es bajo, pero poseen un mayor costo que los pavimentos flexibles.

En los años 60, el método de diseño AASHTO fue desarrollado en Estados Unidos por la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO), basándose en un ensayo a escala real durante 2 años en el estado de Illinois, con el propósito de realizar fórmulas y correlaciones que representen la proporcionalidad entre el deterioro y la sollicitación del usuario de distintas secciones de pavimentos.

La versión mejorada es la AASHTO 93, publicada en el año de 1993 el cual presenta un concepto de serviciabilidad en el diseño de pavimentos como una medida de capacidad para generar una capa de rodadura lisa y confortable para el usuario. (AASHTO, 1993)

El diseño de pavimentos rígidos por el método de la AASHTO 93 involucra el análisis de diferentes variables tales como el tráfico, características del suelo, drenaje, clima, nivel de serviciabilidad deseado, capacidad de transferencia de

carga, y el grado de confiabilidad de los resultados acorde a la importancia de la carretera.

El uso de todos los factores predice un comportamiento confiable de la estructura del pavimento evitando que el mismo colapse en su vida de servicio.

La ecuación fundamental de la AASHTO 93 para pavimentos rígidos es la siguiente:

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + 7.35 \log(D + 1) - 0.06 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4.5 - 1.5}\right)}{\frac{1.624 \times 10^7}{(D + 1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32P_t) \log\left(\frac{S'_c C_c (D^{0.75} - 1.132)}{215.63J \left(D^{0.75} - \frac{18.42}{\left(\frac{E_c}{k}\right)^{0.25}}\right)}\right)$$

Donde las consideraciones de diseño las describimos a continuación:

- W18: es el número de cargas de 18 kips previstas para un periodo de vida útil.
- ZR: Valor área bajo la curva de distribución estandarizada, para una confiabilidad R.
- S0: Desviación estándar variables.

- D: Espesor del pavimento [pulg].
- Δ PSI: Perdida de serviciabilidad.
- Pt: Serviciabilidad final.
- S[']c: Módulo de rotura hormigón [psi].
- J: Coeficiente transferencia de carga.
- Cd: Coeficiente de drenaje.
- Ec: Módulo elasticidad concreto [psi].
- k: Módulo de reacción subrasante [psi/pulg].

3.2.3. Parámetros de diseño de pavimento permeable

De acuerdo con el ACI 522R-10, el término “hormigón permeable” típicamente describe un material de textura abierta con un revenimiento cercano a cero, su dosificación consta de cemento, agregados gruesos, poco o nada de agregado fino, aditivos y agua. La combinación de estos ingredientes producirá un material resistente con la pasta suficiente de cemento para cubrir las partículas de agregado grueso, con poros conectados, que varían en tamaño de 2 a 8 mm, que permiten al agua, pasar a través de ellos fácilmente. El contenido de vacío puede variar desde 15 a 35%, con resistencias a la compresión desde 3.0 a 18 MPa. La velocidad de drenaje del piso de hormigón permeable variará con el tamaño de los agregados y la densidad de la mezcla. Además, el piso de hormigón permeable reduce el impacto del desarrollo urbano mediante la

reducción o eliminación de las tasas de escorrentía de aguas pluviales, reabasteciendo los acuíferos para naturales. (ACI, 2010)

El proceso de desarrollo de las proporciones de mezcla para hormigones permeables se repite a menudo con esfuerzos de prueba y error. En general, se debe hallar un equilibrio entre contenido de vacíos, resistencia, trabajabilidad y contenido de pasta. El ACI provee un método para mezclas de ensayo que proporcione un hormigón permeable que se intenta utilizar en piso y otras aplicaciones donde el drenaje, la filtración y la porosidad alta sean necesarios (ACI, 2010).

Las consideraciones más relevantes para la dosificación de hormigón permeable se describen a continuación:

Agregados: Tamaño 7 (1/2" a No. 4), 8 (3/8" a No. 8), 67 (3/4" a No. 4).

Cemento: El cemento ajustado a la norma NTE INEN 490 (Instituto Ecuatoriano de Normalización INEN, 2005) o NTE INEN 2380 (Instituto Ecuatoriano de Normalización INEN, 2011).

Agua: Se utiliza agua potable u otra agua que cumpla con la normativa.(Instituto Ecuatoriano de Normalización INEN, 2012)

Relación Agua/Cemento: Consideración importante para obtener la resistencia deseada y la estructura de vacíos en el hormigón permeable. Rangos de relación agua/cemento entre 0.26 y 0.45 producirán el mejor recubrimiento para los agregados y estabilidad de la pasta.

Contenido de vacíos: Para asegurar que el agua pasará a través de los vacíos, los contenidos de vacíos deben ser mayor o igual al 15%.

Cantidad de agregado grueso: Se usa la densidad seca compactada del agregado grueso (Instituto Ecuatoriano de Normalización INEN, 2010), para dosificar el Hormigón Permeable.

Volumen de pasta, contenido de agua y cemento: La dosificación del Hormigón Permeable busca establecer un mínimo volumen de pasta necesario, manteniendo una estructura de vacío necesaria, aportando resistencia y trabajabilidad.

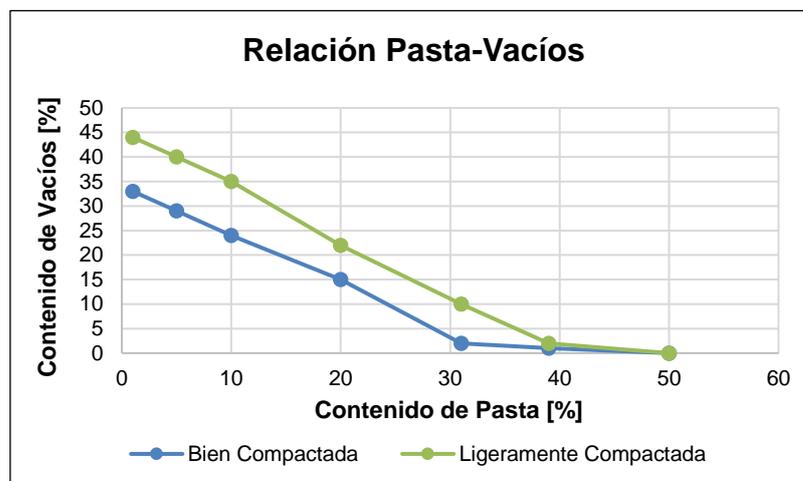


Figura 3.2: Relación volumen de pasta - asunción de porcentajes de vacíos a tener.

Fuente: ACI 522R-10.

Luego que el volumen de pasta es determinado y seleccionada la relación agua/cemento de la mezcla, la cantidad de cemento y el agua puede ser determinada por la siguiente relación de volúmenes absolutos:

$$Volumen_{pasta} = Volumen_{cemento} + Volumen_{agua}$$

Una vez dosificado y elaborado el hormigón, este debe de ser ensayado a los requerimientos de control de calidad (Instituto Ecuatoriano de Normalización INEN, 2001), pero las pruebas necesarias para el diseño de pavimentos son las resistencias a la compresión y flexión del hormigón.(Instituto Ecuatoriano de Normalización INEN, 2011) (Instituto Ecuatoriano de Normalización INEN, 2011)

3.3. Sistemas de evacuación de AALL

3.3.1. Período de diseño

En proyectos de alcantarillado en el medio rural se recomienda asumir periodos de diseño relativamente cortos, del orden de 20 años, considerando la construcción por etapas, con el fin que se reduzca al mínimo y se puedan ajustar los posibles errores en las estimaciones de crecimiento de población.

Otro criterio que podría considerarse, es el que relaciona el periodo de diseño con el tamaño de la población del proyecto, tal como se muestra a continuación:

Tabla XII Definición de Periodo de Diseño por Número de Habitantes.

Número de Habitantes	Periodo de Diseño
1000 a 15000	10 a 15 años.
15000 a 50000	15 a 20 años.

Fuente: (Bakalian, Wright, Otis, & de Azevedo-Netto, 1994).

3.3.2. Escurrimiento en vías públicas

3.3.2.1 Condiciones de inundación

Los parámetros de velocidad y lámina de inundación sobre cualquier tipo de vía vehicular se encuentra resumido en la siguiente tabla:

Tabla XIII Condiciones máximas de inundación permitida para tormentas mayores.

Tipo de vía	Velocidad media de flujo (m/s)	Velocidad media del agua en cualquier punto de la sección transversal de la calle (m/s)	Tirante de inundación (m)
Vías vehiculares	< 2 m/s	Si es < 1m/s	< 0.30 m
		Si es > 1m/s	< 0.20 m

Fuente: (Ministerio de Vivienda y Urbanismo Chile, 2005).

3.3.2.2 Perfiles transversales de calzadas

Las secciones transversales de calles estarán compuestas por la calzada o superficie de rodamiento, bordillos y cunetas ya sean estos ubicados a ambos lados de la calzada o sólo a uno.

En la siguiente tabla se definen las dimensiones y pendientes recomendadas para las cunetas acorde con los criterios dispuestos por la secretaría general del agua.

Tabla XIV Parámetros de diseño de cunetas.

Elemento de conducción de AALL	Pendientes mínimas (%)	Profundidad máxima (cm)	Ancho de cuneta
Cunetas	4%	15 cm	Sin estacionamiento: 60 cm Con estacionamiento: Hasta 1 m

Fuente: Autores, acorde a normativa de la Secretaria Nacional del Agua.

3.3.2.3 Capacidad hidráulica de las calles.

La capacidad teórica que puede conducir una sección se puede estimar debido a sus características geométricas, la pendiente longitudinal de la calzada y la

rugosidad de la misma aplicando la ecuación de Manning según el caudal a transportar.

$$Q = \frac{1}{n} * A * R_H^{\frac{2}{3}} * S_o^{1/2}$$

3.3.3. Metodología de diseño aplicando Manning

El diseño de un sistema de alcantarillado por gravedad se realiza considerando que, durante su funcionamiento, se debe cumplir la condición de autolimpieza para limitar la sedimentación de arena y otras sustancias sedimentables. La eliminación continua de sedimentos es costosa y en caso de falta de mantenimiento se pueden generar problemas de obstrucción y taponamiento. En el caso de flujo en canales abiertos la condición de autolimpieza está determinada por la pendiente del conducto.

3.3.3.1 Ecuaciones y Propiedades Geométricas de tuberías

Considerando que el flujo en las tuberías de alcantarillado será uniforme y permanente, donde el caudal y la velocidad media permanecen constantes en una determinada longitud de conducto, para los cálculos hidráulicos se pueden emplear la ecuación de Manning (Metcalf & Eddy, 2003).

$$\theta^{-\frac{2}{3}}(\theta - \sin \theta)^{\frac{5}{3}} - 20.16nQD^{-\frac{8}{3}}S_0^{-\frac{1}{2}} = 0$$

Donde:

- θ = Ángulo de tubería parcialmente llena (rad) Ver **Figura 3.3**.
- n = Número de Manning
- Q = Caudal (m³/s)
- D = Diámetro (m)
- S_0 = Pendiente (m/m)

Adicional las propiedades geométricas de tuberías parcialmente llenas:

Tirante (m):

$$h = \frac{D}{2} \left[1 - \cos \frac{\theta}{2} \right]$$

Área (m²):

$$A = \left(\frac{\theta - \sin \theta}{8} \right) D^2$$

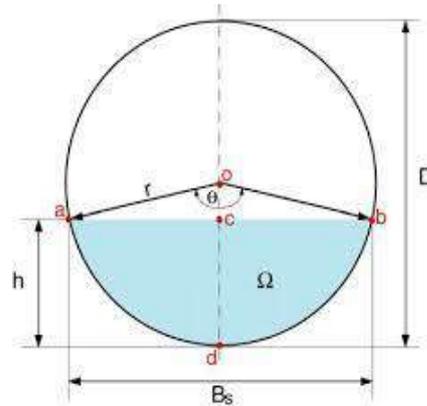


Figura 3.3: Diagrama de tubería parcialmente llena.

Fuente: Chow, V. (1959).

Recordando también aplicar teorías existentes de continuidad:

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

3.3.3.2 Número de Manning

Aplicando la fórmula Manning, la más grande dificultad reside en la determinación del coeficiente de rugosidad n pues no hay un método exacto de seleccionar un valor n .

Para calcular entonces el coeficiente de rugosidad n se dispone de tablas en la normativa guía, en su numeral 5.2.1.11 Tabla VIII.1. (IEOS & Secretaría del Agua, 1992)

Tabla XV Coeficientes de Rugosidad recomendados y velocidades máximas permisibles.

MATERIAL	VELOCIDAD MÁXIMA m/s	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD
Hormigón simple:	4	0,013
Con uniones de mortero.		
Con uniones de neopreno para nivel freático alto	3,5 – 4	0,013
Asbesto cemento	4,5 – 5	0,011
Plástico	4,5	0,011

Fuente: CO 10.07-601.

Adicional mediante investigaciones realizadas por Thomas R. Camp, nos indica que existe una variación entre el n con respecto a la h/D , dicho factor debe corregir al n para su uso en la ecuación de Manning (Camp, 1946).

Tabla XVI Relación entre tirante de tubería y número de Manning.

h/D	n/n_{full}
0.0	1.00
0.1	1.22
0.2	1.28
0.3	1.29
0.4	1.28
0.5	1.25
0.6	1.22
0.7	1.18
0.8	1.14
0.9	1.08
1.0	1.00

Fuente: (Camp, 1946)

3.3.3.3 Velocidades permisibles

El diseño de redes de alcantarillado se debe realizar en función de un caudal mínimo ($Q_{mín}$), y un caudal máximo ($Q_{máx}$). A " $Q_{mín}$ " le corresponde la

velocidad promedio mínima del flujo ($V_{\text{mín}}$) y a “ Q_{max} ” la velocidad promedio máxima ($V_{\text{máx}}$). El cálculo de la velocidad mínima ($V_{\text{mín}}$), es para evitar la deposición excesiva de materiales sólidos, y la de la velocidad máxima ($V_{\text{máx}}$), es para evitar que ocurra la acción abrasiva de las partículas sólidas transportadas por las aguas residuales.

Velocidad Mínima:

El criterio de velocidad mínima se emplea desde hace más de un siglo. En el año 1880, George Waring Jr. diseñó el primer sistema separativo de Estados Unidos, considerando una velocidad mínima de 0,60 m/s para los caudales máximos. Waring, argumentó que si esa velocidad se alcanzaba por lo menos una vez al día, el sistema podría funcionar sin problemas (Waring, 1898).

Según la normativa ecuatoriana CO 10.07-601 para alcantarillado sanitario no debe de ser menor que 0,45 m/s y que preferiblemente sea mayor que 0,6 m/s, para impedir la acumulación de gas sulfhídrico en el líquido. Mientras que para alcantarillado pluvial la velocidad mínima será de 0,9 m/s, para caudal máximo instantáneo, en cualquier época del año.

3.3.3.4 Tirantes

El alcantarillado convencional usualmente se calcula para transportar el caudal de diseño, con una altura de flujo del 75% del diámetro de la tubería, no permitiéndose en ningún momento que la alcantarilla trabaje a presión.

Y citando Código Ecuatoriano de la Construcción, “El calado máximo de agua en las tuberías no debe sobrepasar el 75% del diámetro.” (INEN, 1997)

3.3.3.5 Caudal de infiltración (I/I)

Para determinar los caudales por infiltración lo ideal es efectuar mediciones en sectores representativos seleccionados, tal como lo indica el Numeral 5.1.4.10 de la norma ecuatoriana. (IEOS & Secretaria del Agua, 1992).

Debido a que no se cuenta con esta información para calcular el caudal por infiltración se hará uso del valor unitario de la siguiente tabla:

Tabla XVII Valores de Infiltraciones.

VALORES DE INFILTRACION EN TUBOS Q_i (L/s/m)								
Unión con:	TUBO DE CEMENTO		TUBO DE ARCILLA		TUBO DE ARCILLA VITRIFICADA		TUBO DE P.V.C	
	Cemento	Goma	Cemento	Goma	Cemento	Goma	Cemento	Goma
N. Freático bajo	0.0005	0.0002	0.0005	0.0001	0.0002	0.0001	0.0001	0.00005
N. Freático alto	0.0008	0.0002	0.0007	0.0001	0.0003	0.0001	0.00015	0.0005

Fuente: (Peñaranda, 1993)

3.4. Canales de evacuación de AALL

El rediseño de los canales existentes de sección trapezoidal , estarán en función del revestimiento de los mismos y la carga de agua calculada, de acuerdo a los criterios de flujo uniforme.

3.4.1. Factores de diseño para canales no erosionables

3.4.1.1 Velocidad mínima permisible

Se puede optar por una velocidad media de 0.61 a 0.91 m/s cuando el porcentaje de limos presentes es pequeño, y una no inferior a 0.76 m/s para prevenir el crecimiento de vegetación.

3.4.1.2 Pendientes del canal

Las dos pendientes a considerar de la geometría del canal son la pendiente de fondo (S_o) y las pendientes laterales o talud (z)

La pendiente de fondo depende de la topografía, y la altura requerida de carga de agua. La pendiente de fondo del canal existente sin revestimiento es del 0.001 m/m.

Para las pendientes laterales se utilizará la siguiente tabla. El canal existente tiene un talud de 1:1.

Tabla XVIII Taludes recomendados para canales de varios tipos de materiales.

Taludes recomendados para canales según tipo de material	
Material	Talud
Roca	Casi vertical
Arcilla firme	0.5 a 1.1
Suelo firme	1:1
Suelos arenosos sueltos	2:1
Franco arenoso	3:1

Fuente: (Fortier & Scobey, 1926).

3.4.1.3 Borde libre y altura del revestimiento

El borde libre (Bl), que es la distancia vertical de la superficie de agua hasta el borde superior del canal y la altura de revestimiento por encima de la superficie de agua (H_r), será definido de acuerdo al gasto en función de las siguientes

curvas definidas por el US Bureau of Reclamation para canales trapezoidales como guías para canales revestidos.

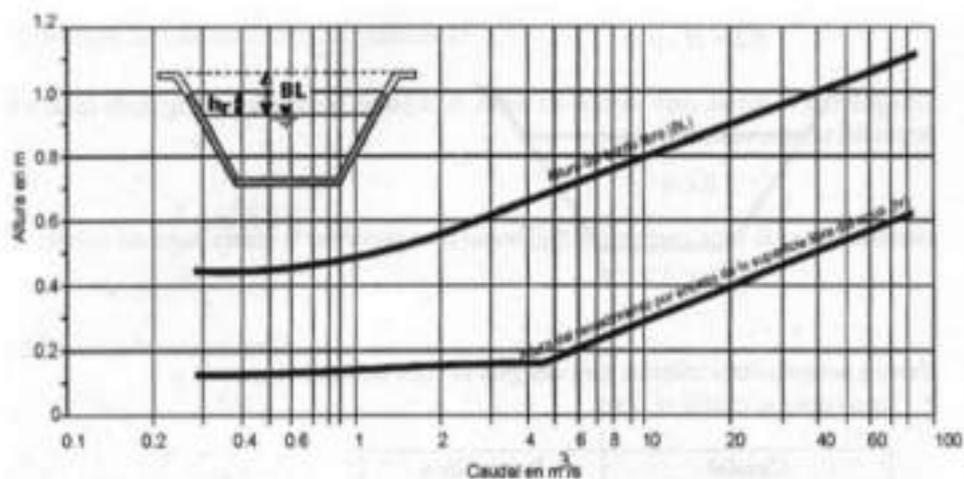


Figura 3.4: Monograma del BL y Hr para canales trapezoidales.
Fuente: (US. Bureau of Reclamation, 2001).

A su vez como guía para la elección del borde libre, se tiene la siguiente tabla de acuerdo al caudal de circulación.

Tabla XIX Borde libre recomendado en consideración al caudal de carga.

Borde libre recomendado en consideración del caudal	
Caudal (m ³ /s)	Borde libre (m)
Menor a 0.75	0.45
0.75 a 1.5	0.60
1.5 a 85	0.75
Mayor a 85	0.90

Fuente: (Raju, Rana, Asawa, & Pillai, 1983).

3.4.1.4 Factor de sección Z

El factor de forma (Z) depende de la geometría mojada y está dada por la formula $A R h^{2/3}$, para encontrar el tirante normal de diseño (y_n) se usará el siguiente monograma.

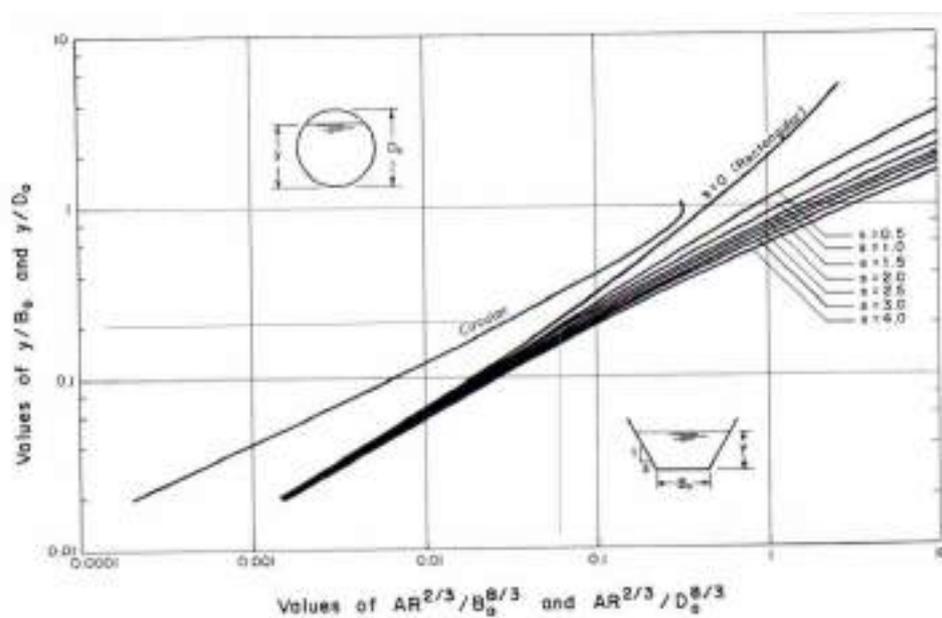


Figura 3.5: Ábaco para encontrar tirante normal (y_n) de acuerdo al factor de forma (Z), para canales trapezoidales y tuberías circulares.

Fuente: (Te Chow, 1959).

3.4.1.5 Coeficiente de rugosidad de Manning

El coeficiente de rugosidad de Manning será elegido de acuerdo al material de acorde a la siguiente tabla:

Tabla XX Coeficiente de rugosidad de Manning para canales abiertos.

Coeficiente de rugosidad de Manning para canales abiertos		
Tipo de Canal abierto	Límites de n Canales rectos y uniformes Benson and Dalrymple (1967)	Valor de n Canales suaves Chow (1959)
Concreto	0.012-0.018	0.011
Excavado en roca	-	0.025
Suelo firme	0.025-0.032	0.020
Arena gruesa (1-2mm)	0.026-0.035	
Grava fina	-	0.024
Grava (2-64mm)	0.028-0.035	
Grava gruesa	-	0.026
Adoquín (64-256mm)	0.030-0.050	
Roca (>256mm)	0.040-0.070	
Tipo de Canal abierto	Límites de n	Valor de n recomendado
Cemento bien pulido	0.010-0.013	0.010
Canales y zanjas: en tierra alineada y uniforme	0.017-0.025	0.020
En roca lisa	0.025-0.035	0.033
Excavado en tierra	0.025-0.033	0.0275
Mampostería de cemento	0.017-0.030	-
Canales labrados en roca	0.035-0.045	0.040
Canales de concreto acabado normal	0.014	0.014
Canales con revestimiento bituminoso	0.013-0.016	
Material	Estado	Límites de n
Plástico : PVC, PEAD, Polipropileno		0.007-0.011
Concreto	Nuevo	0.012-0.015
Concreto	Usado	0.012-0.015
Concreto	Muy viejo	0.015-0.023

Fuente: (Arcement & Schneider, 1989; Benson & Dalrymple, 1967; Te Chow, 1959).

3.4.2. Factores de diseño para canales erosionables, pero que no se sedimentan

Para el diseño de canales erosionables, se define una velocidad permisible, que con la cual las paredes del canal no se erosionan.

3.4.2.1 Velocidad permisible

La velocidad permisible o la velocidad media del flujo, se determina acorde a la siguiente tabla según el material del canal.

Tabla XXI Velocidad permisible recomendada según el material del canal.

Velocidad permisible recomendada según el material del canal	
Material	Velocidad (m/s)
Arena fina	0.6
Arena gruesa	1.2
Limo arcilloso	0.6
Arcilla	1.1
Limo arenoso	1.8
Arcilloso limoso	2.4
Arenisca blanda	2.4
Esquisto blando	1.1
Roca buena (Usualmente ígnea o metamórfica)	6.1

Fuente: (U.S. Army Corps of Engineers, 1994).

3.4.3. Radios mínimos en canales

Para el cambio de dirección del canal se optarán por los radios mínimos, ya que radios superiores al mínimo no significan una mayor eficiencia hidráulica, pero sí un incremento de costo. En la **Tabla XXII** se muestran los radios mínimos en canales abiertos para un caudal menor a 20 m³/s.

Tabla XXII Radio mínimo en canales abiertos para caudales menores a 20 m³/s.

Capacidad del canal (m ³ /s)	Radio mínimo (m)
20	100
15	80
10	60
5	20
1	10
0.5	5

Fuente: (Ministerio de Agricultura y Alimentación Perú, 1978).

3.5. Captación de AALL

Debido a la cercanía de áreas de extensión de cultivo se propone como alternativa la utilización de agua lluvia para el riego de las mismas durante la estación de sequía. Existen dos técnicas de captación de AALL: Microcaptación y macrocaptación.

Se denomina microcaptación cuando la escorrentía superficial captada es la generada dentro de los mismos cultivo. Se da una macrocaptación cuando la escorrentía captada es la generada en un área contigua al sembrío, que abastece a estructuras de almacenamiento o embalses temporales a través de conductores como canales; siendo esta técnica la que se ajusta al presente análisis.

3.5.1. Macrocaptación o captación externa al área de cultivo.

3.5.1.1 Dimensionamiento del área de cultivo a irrigar.

Las áreas de cultivo a irrigar colindantes a la ciudadela se resumen en la siguiente tabla:

Tabla XXIII Cuantificación de áreas de cultivo adyacentes al área de captación.

Descripción	Área (m ²)	Área (Ha)	Especie
ÁREA DE PLANTACIÓN 1	208493,56	20,849356	Banano
ÁREA DE PLANTACIÓN 2	54504,34	5,450434	Banano
ÁREA DE PLANTACIÓN 3	39011,54	3,901154	Banano
ÁREA DE PLANTACIÓN 4	41459,17	4,145917	Banano
ÁREA DE PLANTACIÓN 5	11969,32	1,196932	Banano

Fuente: Autores.

3.5.1.2 Necesidad de agua de las especies vegetales a irrigar

Para establecer la demanda de agua necesaria se establecen los siguientes factores:

Evapotranspiración de referencia (ET_0): Valor de evapotranspiración en una condición referencial de pasto. Se toma como guía la **Tabla XXIV**, según las condiciones climáticas de temperatura y humedad. Para el presente estudio al tener una temperatura media diaria de 25.1 °C se selecciona una ET_0 de 5 mm/día.

Tabla XXIV Valores referenciales a la necesidad promedio de agua diaria (mm) para las condiciones de evapotranspiración referencial.

Zona Climática		Temperatura media diaria (°C)		
		Fría (< 9 °C)	Moderada (20 °C)	Caliente (> 30 °C)
Trópico y subtropical	Húmedo y subhúmedo	2 a 3	3 a 5	5 a 7
	Semiárido y árido	2 a 4	4 a 6	6 a 8
Regiones templadas	Húmedo y subhúmedo	1 a 2	2 a 4	4 a 7
	Semiárido y árido	1 a 3	4 a 7	6 a 9

Fuente: (Allen, 2006).

Evapotranspiración de cultivo (ET_c): Necesidad de agua estimada para las condiciones de cada especie, se la obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$ET_c = K_c * ET_0$$

Donde K_c es el coeficiente adicional de corrección que representa las condiciones específicas del cultivo como la altura de la planta, condiciones de las hojas, reflectancia de la superficie suelo-plantas, etc. En la **Tabla XXV** se presentan valores de K_c para diferentes cultivos.

Tabla XXV Valores de K_c referenciales para tipos de cultivos.

Cultivo	K_c	Cultivo	K_c
Aguacate	0.50 – 0.55	Hortalizas	0.70
Arroz	0.80 – 0.85	Tomate	0.70 – 0.80
Cacao	0.75 – 0.80	Maíz	0.75 – 0.85
Café	0.75 – 0.80	Papa	0.65 – 0.75
Caña de azúcar	0.75 – 0.90	Plátano	0.80 – 1.00
Cereales	0.75 – 0.85	Sandía	0.60
Cítricos	0.50 – 0.65	Soya	0.60 – 0.70
Frutales de hoja caduca	0.60 – 0.70	Zanahoria	0.60

Fuente: (Mijares, 1994).

En la **Tabla XXVI** se definen los valores de evapotranspiración de cultivo (ET_c) para el proyecto:

Tabla XXVI Demanda de agua diaria según cultivo.

Cultivo	ET_0 (mm/día)	K_c	ET_c (mm/día)	ET_c (L/m ² /día)
Banano	4	0.80	3.2	3.2

Fuente: Autores.

3.5.2. Pérdidas por evaporación y filtración

La evaporación por unidad de superficie (mm), es definida según la velocidad de evaporación medida en el tanque de evaporación tipo A, denominada evaporación potencial. La evaporación potencial (mm/mes) de la estación de Milagro es resumida en la siguiente tabla.

Tabla XXVII Evaporación potencial (mm/mes).

ESTACIÓN INAMHI MILAGRO: ESTACIÓN VALDEZ (M037)												
AÑO	MESES											
	EVAPORACIÓN POTENCIAL SUMA MENSUAL (mm/mes)											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
2000	123,9	99,4	110,8	125,3	99,4	80,9	73,8	104,8	105,6	113,4	123,6	131,7
2001	103,4	99,1	109,6	116	86,9	89,1	68,6	81,1	110,3	111,9	115,3	121,3
2002	130,2	81,1	114,6	101,8	108,1	92,9	95,2	95,4	104,5	104,8	102,9	101,9
2003	108,2	98,5	121,1	135	104,5	90,2	87,4	86	106,9	109	108,8	127,7
2004	147,1	109,9	109,6	116,3	99,5	90,8	79,4	112,7	97,5	111,4	115,2	160,2
2005	150,6	99,2	118,7	109,7	110,6	88,2	94,9	101,8	128	102,5	107,1	110,9
2006	118,5	88,6	123,5	125,9	119,8	89	85,4	108,9	106,5	124,6	105,7	137,3
2007	147,5	112,5	73,8	122,1	89,6	66,4	91,6	100,5	119,2	107,2	122,8	127,2
2008	64	98,7	120,9	130,2	109	92,1	84,8	87,8	98,4	110,2	115,3	130,4
2009	95,1	80,6	123,5	139,4	125,9	94,6	91,6	99,6	121	122,2	123,6	114,1
2010	95,9	84,7	117,1	110	95,4	82,1	87,6	88,6	85,6	110,2	86,2	85,9
2011	98,1	95,8	145,6	125,1	120,8	77,3	71,6	76,1	105,4	96,2	120,7	128,1
2012	79	69,1	77,3	74,5	97,5	92	91,4	96,2	100	102,6	118,7	120,6
PROMEDIO	112,4	93,6	112,8	117,8	105,2	86,6	84,9	95,3	106,8	109,7	112,8	122,9

Fuente: (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI, 2012).

Sin embargo la velocidad de evaporación en superficies grandes es menor que las medidas en mencionados tanques de menor superficie, por lo que se debe aplicar un factor de corrección recomendado de 0.75 para aproximarse a la pérdida efectiva por evaporación.

En la **Tabla XXVIII** se muestra la evaporación efectiva para las estación húmedas y seca para el diseño.

Tabla XXVIII Evaporación efectiva según estaciones climáticas (mm).

Evaporación efectiva acumulada según estación climática			
ESTACIÓN	MESES	EVAPORACIÓN POTENCIAL (mm)	EVAPORACIÓN EFECTIVA (mm)
Húmeda	Diciembre a Mayo	541,78	406,33
Seca	Junio a Noviembre	718,98	539,23

Fuente: Autores.

Las pérdidas por infiltración dependen de las composición y estructura del suelo del fondo del embalse. Se tiene por guía la **Tabla XXIX** para las perdidas por infiltración acorde al tipo de suelo.

Tabla XXIX Pérdida por filtración (mm/día) según tipo de suelo.

Perdida por filtración (mm/día)	
Tipo de Suelo	Perdida por filtración (mm/día)
Arena	25 – 250
Limo arenoso	13 – 76
Limo	8 – 20
Limo arcilloso	2.50 – 15
Arcilla limosa	0.25 – 5
Arcilla	1.25 – 10

Fuente: (Mijares, 1994).

CAPÍTULO 4

4. PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS

4.1. Alternativas de pavimento

4.1.1. Vías de pavimento rígido

4.1.1.1 Diseño de sección de pavimento rígido

Para las condiciones de un hormigón convencional: $f'c = 380 \text{ kg/cm}^2$, $MR = 38 \text{ kg/cm}^2$, $Ec = 294353.1892 \text{ kg/cm}^2$.

Tabla XXX Entrada de Variables de Cálculo AASHTO93.

The screenshot shows the 'Ejercicio AASHTO 93' window. It contains several input fields and buttons. The 'Tipo de Pavimento' section has 'Pavimento flexible' checked and 'Pavimento rígido' unchecked. The 'Confidabilidad (F) y Demanda estándar (So)' section has 'F' set to 0.99 and 'So' set to 0.34. The 'Inclinación (i) y coeficiente de fricción (k)' section has 'i' set to -0.253 and 'k' set to 2. The 'Información adicional para pavimentos rígidos' section has 'Módulo de elasticidad del concreto (Ec) [ksi]' set to 4186686.46, 'Módulo de elasticidad del concreto (Ec) [MPa]' set to 581487, 'Coeficiente de fricción de campo (K)' set to 2.8, and 'Coeficiente de diseño (J)' set to 1.2. The 'Tipo de tráfico' section has 'W18' set to 5321660 and 'J' set to 2.8. There are 'Calcular' and 'Salir' buttons at the bottom.

Diseño AASHTO 93			
W18	5321660	Ec	4186686.46 psi
ZR	-0.253	Cd	1.2
S ₀	0.34	MR	540.487 psi
P _t	2	K	25 psi
ΔPSI	2.5	D	7.8 pulg
J	2.8	D	19.81 cm

Fuente: Autores.

En la siguiente figura se muestra la sección de vía de pavimento no permeable, donde el espesor del hormigón calculado se estandariza a 20 cm.



Figura 4.1: Sección de vía de pavimento permeable.
Fuente: Autores.

4.1.2. Vías de pavimento permeable

4.1.2.1 Coeficiente de permeabilidad

Para las vías de hormigón permeable se calcula un coeficiente de permeabilidad según una simulación realizada en un prototipo de pavimento sometido a una intensidad de lluvia constante, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla XXXI Cálculo de coeficiente de escorrentía de pavimento permeable.

Cálculo de coeficiente de permeabilidad Hormigón permeable		
Volumen (litros)		C
Ingreso	Salida	
20	16.4	0.82
20	16.2	0.81
20	16.6	0.83
20	16.4	0.82
C		0.82

Fuente: Autores.

4.1.2.2 Dosificación del hormigón permeable.

Basados en los parámetros de diseño anteriormente descritos, aplicamos el método de dosificación de hormigón permeable del ACI.

Tabla XXXII Resultado de la Dosificación de Hormigón Permeable.

DOSIFICACIÓN HORMIGÓN PERMEABLE PARA 1m³				
PUC	1425	kg/m ³	A. Grueso	1449.23 kg
Po	1.7	%	Cemento HE	409.84 kg
a/c	0.31		Agua	127.05 kg
Vp	0.25	m ³	% Vacíos Real	17.79 %
% Vacíos	10	%		

Fuente: Autores.

4.1.2.3 Ensayos de resistencia del hormigón permeable.

Mediante la elaboración de un espécimen del hormigón permeable previamente dosificado, se evalúa su resistencia a la compresión y flexión, parámetros necesarios para el diseño de pavimentos rígidos de la AASHTO 93. Los ensayos correspondientes se encuentran descritos en las siguientes tablas.

Tabla XXXIII Cálculo de la resistencia a la compresión del hormigón permeable.

Ensayo a la Compresión Simple de Cilindros de Hormigón a los 28 días				
d mm	h mm	Densidad kg/m³	P KN	f'c kg/cm²
101	201	2142.97	157.9	200.96
100.9	200	2168.58	156.5	199.57
100.1	200	2176.06	157.1	203.55
Densidad =		2162.54	f'c =	201.36

Fuente: Autores.

Tabla XXXIV Cálculo de resistencia a la flexión en vigas de hormigón permeable.

Ensayo a la Flexión en Vigas de Hormigón a los 28 días				
b mm	h mm	L mm	P KN	Mr kg/cm²
151	150	450	15.4	20.78
151	150	450	15.1	20.38
			MR=	20.58

Fuente: Autores.

4.1.2.4 Diseño de sección de pavimento de hormigón permeable

En base a las condiciones típicas del lugar, se aplica la ecuación general del Diseño de pavimentos rígidos de la AASHTO 93.

Tabla XXXV Entrada de Variables de Cálculo AASHTO93.

Diseño AASHTO 93			
W18	5321660	Ec	2018992.5 psi
ZR	-0.253	Cd	1.2
S0	0.34	MR	292.7psi
Pt	2	K	25 psi
Δ PSI	2.5	D	10.6 pulg
J	2.8	D	23.32 cm

Fuente: Autores.

En la siguiente figura se muestra la sección de vía de pavimento permeable, donde el espesor del hormigón poroso calculado se estandariza a 25 cm.

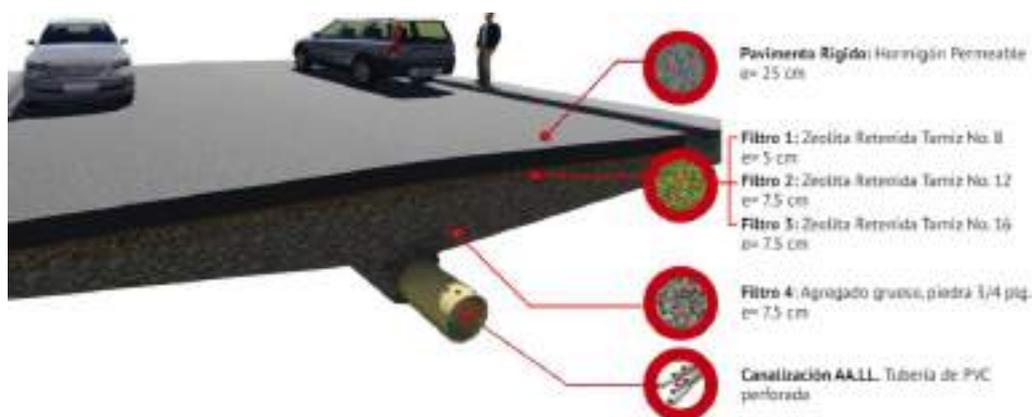


Figura 4.2 Sección de vía de pavimento permeable.

Fuente: Autores.

4.2. Alternativas de sistema de evacuación de aguas lluvias

4.2.1. Sistema tradicional de evacuación de aguas lluvias

Las alternativas de sistema de evacuación de aguas lluvias estudiados se clasifican de acuerdo al tipo de pavimento empleado (permeable o no permeable).

4.2.1.1 Caudal de AALL (Q)

Para la estimación del Caudal Máximo de Lluvia, se optó por un método empírico, el método racional, que consiste en la aplicación de la siguiente ecuación:

$$Q = C I A / 360$$

- Q: Caudal máximo (m³/s)
- C: Coeficiente de escorrentía
- I: Intensidad de lluvia (m/s)
- A: Área de aportación (m²)
- 360: Factor de reajuste de unidades

Las limitantes para la aplicación de este método es que el área debe ser menor a 1500 Ha y el tiempo de lluvia no debe ser superior a 6 horas.

De acuerdo a los parámetros descritos previamente se obtienen dos caudales máximos de lluvia para el diseño del sistema de evacuación de aguas lluvias, según la tipología de alternativa de pavimento rígido uno para vías permeables y otro para no permeables descritos en las tablas siguientes:

Tabla XXXVI Caudales máximos de lluvia de acuerdo a la tipología de pavimento no permeable.

Uso de Suelo	Área (m ²)	C	I (mm/h)	Q (m ³ /s)
Área común	1760,668	1	67,95	0,033
Área vías	17630,222	1	67,95	0,333
Área predio	35260,491	0,75	67,95	0,499
Área total	54651,381	Qtotál (m³/s)		0,865

Fuente: Autores.

Tabla XXXVII Caudales máximos de lluvia de acuerdo a la tipología de pavimento permeable.

Uso de Suelo	Área (m ²)	C	I (mm/h)	Q (m ³ /s)
Área común	1760,668	1	67,95	0,033
Área vías	17630,222	0,82	67,95	0,273
Área predio	35260,491	0,75	67,95	0,499
Área total	54651,381	Qtotál (m³/s)		0,805

Fuente: Autores.

De acuerdo a los cálculos anteriores se tiene que el caudal total a evacuar optando por vías no permeables es de 0.875 m³/s, si se eligen vías de pavimento permeable el caudal total a evacuar sería de 0.805 m³/s.

Sin embargo para la tipología de pavimento no permeable se debe considerar el caudal efectivo de conducción por tubería, de acuerdo a la capacidad de almacenamiento en los intersticios de la capa de hormigón poroso que será expuesto en el literal de sistema de evacuación por pavimento permeable.

4.2.1.2 Cálculo de colectores de AALL

Para el empleo de vías no permeables se estudió el empleo de un sistema tradicional mediante la dirección y captación de aguas lluvias por cunetas y sumideros. Dividiendo la cuenca en dos sub-cuencas, una norte que abastece

al colector en la Calle B y una sur que abastece a los colectores en las calles transversales, evacuando las aguas lluvias a los canales paralelos a la Calle 1 y a la Calle C respectivamente.

Se analizó la captación de agua por cunetas ubicando los sumideros a un módulo aproximado de 40 m, siendo el trazado de los colectores en el centro de la calzada con una distancia de pozos de inspección cada 45 m en promedio en calles transversales y en los cruces de vías.

En la siguiente tabla se definen los tramos de colectores, sus diámetros y pendientes según los caudales receptados, siendo PVC el material de las tuberías.

Tabla XXXVIII Cálculo de colectores alternativa 1: Sistema tradicional.

Línea	Localización	Manzanas	Pozo de Inspección		Longitud (m)	Caudales Máximos (m ³ /min)			Ddef (mm)	S (%)	
			De	A		I/I	AARR	TOTAL		Mínima	Def
1	Calle 6	16-17	1	2	36,000	0,017	1,699	1,716	250	0,47%	0,60%
2	Calle 6	16-17	2	3	37,500	0,018	1,699	3,432	400	0,29%	0,60%
3	Calle 6	16-17	3	4	5,000	0,002	1,924	5,359	400	0,23%	0,60%
4	Calle 5	17-18	5	6	36,000	0,017	1,729	1,747	250	0,47%	0,60%
5	Calle 5	17-18	6	7	37,500	0,018	1,729	3,494	400	0,29%	0,60%
6	Calle 5	17-18	7	8	5,000	0,002	2,178	5,674	400	0,23%	0,60%
7	Calle 4	18-19	9	10	36,000	0,017	1,473	1,490	250	0,51%	0,60%
8	Calle 4	18-19	11	12	37,500	0,018	2,470	3,978	400	0,27%	0,60%
9	Calle 4	18-19	12	13	5,000	0,002	1,921	5,901	400	0,23%	0,60%
10	Calle 3	19-20	14	15	36,000	0,017	1,465	1,482	250	0,51%	0,60%
11	Calle 3	19-20	15	16	37,500	0,018	2,462	3,963	400	0,27%	0,60%
12	Calle 3	19-20	16	17	5,000	0,002	1,914	5,879	400	0,23%	0,60%
13	Calle 2	20-21	18	19	36,000	0,017	1,721	1,738	250	0,47%	0,60%
14	Calle 2	20-21	19	20	37,500	0,018	1,721	3,476	400	0,29%	0,60%
15	Calle 2	20-21	21	22	5,000	0,002	2,169	5,648	400	0,23%	0,60%
16	Calle B	N/A	23	25	49,910	0,024	0,421	0,444	250	1,28%	1,30%
17	Calle 5	15	24	25	47,000	0,023	1,085	1,108	250	0,62%	0,70%
18	Calle B	15	25	26	49,910	0,024	3,116	3,140	300	0,34%	0,40%
19	Calle 4	14-15	26	27	47,000	0,023	0,589	0,611	250	0,98%	1,00%
20	Calle 4	14-15	27	28	47,000	0,023	2,482	2,504	300	0,37%	0,40%
21	Calle B	14-15	28	31	49,910	0,024	8,055	8,079	500	0,17%	0,40%
22	Calle 3	13-14	29	30	47,000	0,023	0,511	0,533	250	1,10%	1,10%
23	Calle 3	13-14	30	31	47,000	0,023	2,398	2,420	300	0,37%	0,40%
24	Calle B	13-14	31	34	49,910	0,024	12,902	12,926	600	0,13%	0,40%
25	Calle 2	12-13	32	33	47,000	0,023	0,969	0,992	250	0,68%	0,70%
26	Calle 2	12-13	33	34	47,000	0,023	2,843	2,866	300	0,34%	0,40%
27	Calle B	12-13	34	35	49,910	0,024	18,183	18,207	750	0,10%	0,40%
28	Calle B	12	35	36	3,000	0,001	18,728	18,729	750	0,10%	0,40%

Línea	Localización	Manzanas	h/Dmin	hmin	Velocidad	Condición	Condición	h/D	Condición	hmax	Caida
			(mm)	(mm)	(m/s)	<0,9m/s	<0,9m/s	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	Calle 6	16-17	0,61677832	154,195	0,989	CUMPLE	CUMPLE	0,570	CUMPLE	142,596	0,170
2	Calle 6	16-17	0,50457807	201,831	1,174	CUMPLE	CUMPLE	0,411	CUMPLE	164,550	0,110
3	Calle 6	16-17	0,73675335	294,701	1,316	CUMPLE	CUMPLE	0,531	CUMPLE	212,574	0,012
4	Calle 5	17-18	0,62616159	156,540	0,993	CUMPLE	CUMPLE	0,577	CUMPLE	144,209	0,168
5	Calle 5	17-18	0,51169831	204,679	1,180	CUMPLE	CUMPLE	0,415	CUMPLE	166,170	0,108
6	Calle 5	17-18	0,77935936	311,744	1,334	CUMPLE	CUMPLE	0,550	CUMPLE	220,130	0,011
7	Calle 4	18-19	0,5487947	137,199	0,956	CUMPLE	CUMPLE	0,523	CUMPLE	130,730	0,184
8	Calle 4	18-19	0,5678736	227,149	1,221	CUMPLE	CUMPLE	0,447	CUMPLE	178,639	0,100
9	Calle 4	18-19	0,81191166	324,765	1,347	CUMPLE	CUMPLE	0,564	CUMPLE	225,564	0,011
10	Calle 3	19-20	0,54657438	136,644	0,955	CUMPLE	CUMPLE	0,521	CUMPLE	130,336	0,185
11	Calle 3	19-20	0,56612961	226,452	1,220	CUMPLE	CUMPLE	0,446	CUMPLE	178,261	0,100
12	Calle 3	19-20	0,80856497	323,426	1,346	CUMPLE	CUMPLE	0,563	CUMPLE	225,028	0,011
13	Calle 2	20-21	0,62345262	155,863	0,991	CUMPLE	CUMPLE	0,575	CUMPLE	143,747	0,169
14	Calle 2	20-21	0,50965909	203,864	1,178	CUMPLE	CUMPLE	0,414	CUMPLE	165,707	0,109
15	Calle 2	20-21	0,77565223	310,261	1,333	CUMPLE	CUMPLE	0,549	CUMPLE	219,497	0,011
16	Calle B	N/A	0,2242	56,057	0,906	CUMPLE	CUMPLE	0,223	CUMPLE	55,803	0,637
17	Calle 5	15	0,4355	108,863	0,938	CUMPLE	CUMPLE	0,422	CUMPLE	105,466	0,294
18	Calle B	15	0,7666	229,994	0,972	CUMPLE	CUMPLE	0,712	CUMPLE	213,591	0,167
19	Calle 4	14-15	0,2812	70,288	0,905	CUMPLE	CUMPLE	0,280	CUMPLE	70,009	0,463
20	Calle 4	14-15	0,6239	187,158	0,931	CUMPLE	CUMPLE	0,606	CUMPLE	181,866	0,172
21	Calle B	14-15	0,7123	356,153	1,253	CUMPLE	CUMPLE	0,537	CUMPLE	268,661	0,087
22	Calle 3	13-14	0,2552	63,797	0,901	CUMPLE	CUMPLE	0,255	CUMPLE	63,775	0,516
23	Calle 3	13-14	0,6060	181,808	0,924	CUMPLE	CUMPLE	0,593	CUMPLE	177,866	0,176
24	Calle B	13-14	0,7893	473,550	1,409	CUMPLE	CUMPLE	0,532	CUMPLE	319,225	0,066
25	Calle 2	12-13	0,4005	100,125	0,911	CUMPLE	CUMPLE	0,397	CUMPLE	99,219	0,318
26	Calle 2	12-13	0,7026	210,776	0,957	CUMPLE	CUMPLE	0,665	CUMPLE	199,462	0,162
27	Calle B	12-13	0,7134	535,027	1,534	CUMPLE	CUMPLE	0,459	CUMPLE	344,109	0,050
28	Calle B	12	0,7326	549,434	1,546	CUMPLE	CUMPLE	0,466	CUMPLE	349,717	0,003

Fuente: Autores.

4.2.1.3 Trazado de sistema de evacuación de AALL

En la siguiente figura se muestra el trazado del sistema de evacuación de AALL tradicional, mediante cunetas se direccionarán las aguas lluvias aportadas de lotes y vías hacia sumideros colocados aproximadamente cada 40 m, conectados a los colectores que desembocan a los canales paralelos a la Calle 1 y Calle C.



Figura 4.3: Sistema de evacuación de AALL alternativa 1.- Sistema tradicional.

Fuente: Autores.

4.2.2. Sistema de evacuación por pavimento permeable

4.2.2.1 Definición de tiempo de lluvia de equilibrio

Se define como tiempo de lluvia de equilibrio a la duración de lluvia en la cual no se necesita evacuar por el sistema de conducción por tubería, ya que es suficiente el almacenamiento del agua en los poros de la capa de hormigón permeable.

Para obtener este tiempo se formula la siguiente ecuación:

$$Q_{pav} = [\sum A * C] * I_t$$

$$\frac{V_{pav}}{t} = [\sum A * C] * I_t$$

$$\frac{A_{pav} * e_{pav} * \%vacíos}{[\sum A * C]} = I_t * t$$

Tabla XXXIX Cálculo de áreas por coeficiente decorrentía.

Cálculo de áreas por coeficiente de escorrentía			
Uso de suelo	Área (m ²)	C	A*C
Vía tipo permeable	17630.22	0.82	14456.78
Lotes de vivienda	35260.49	0.75	26445.37
Área Común (cancha de hormigón)	1760,668	1	1760.67
		$[\sum A * C]$	42662.82

Fuente: Autores.

Tabla XL Cálculo del tiempo de lluvia de equilibrio.

A_{pav}	e_{pav}	%vacíos	$A_{pav} * e_{pav} * \%vacíos$	$[\sum A * C]$	$\frac{A_{pav} * e_{pav} * \%vacíos}{[\sum A * C]}$
(m ²)	(m)		(m ³)	(m ²)	(mm)
17630.22	0,25	0,179	784.104	42662.82	18,38

Fuente: Autores.

Aplicando la fórmula del INAMHI (2009), $I_{TR} = 55.209(t^{-0.3508})I_{d_{TR}}$

Para un tiempo de retorno de 10 años, se obtiene que:

$$\frac{A_{pav} * e_{pav} * \%vacíos}{[\sum A * C]} = 55.209(t^{-0.3508})(5.76) * t$$

Obteniendo un tiempo de lluvia de equilibrio, $t = 6.8 \text{ minutos}$

4.2.2.2 Caudal de AALL (Q)

El caudal de agua lluvia utilizado para el diseño del sistema de conducción por tubería es la diferencia entre el caudal de lluvia de ingreso y el caudal de lluvia retenido en el pavimento de hormigón permeable.

Para el cálculo de este caudal de egreso se define la siguiente ecuación:

$$Q_{egreso} = Q_{ingreso} - Q_{retenido}$$

$$Q_{egreso} = \left[\left[\sum A * C \right] * I_t \right] - \left[\frac{A_{pav} * e_{pav} * \%vacíos}{t} \right]$$

Se tiene una intensidad de diseño de 67,95 mm/h para una duración de lluvia de 80 minutos.

El caudal total de egreso para toda la ciudadela, por lo tanto estará definida por:

$$Q_{egreso\ total} = \left[42662.82\ m^2 * 67,95\ \frac{mm}{h} * (1,67 * 10^5) \right] - \left[\frac{784.10\ m^3}{80\ min} \right]$$

$$Q_{egreso\ total} = 38.52\ \frac{m^3}{min} = 0.64\ \frac{m^3}{s}$$

4.2.2.3 Cálculo de colectores de AALL

El trazado de la evacuación por colectores para la alternativa de pavimento permeable es similar a la del tradicional, se basa en la captación de agua lluvia a través del hormigón poroso, siendo esta agua filtrada y dirigida a las tubería perforada. Similarmente con en la alternativa de sistema tradicional ,se dividió la cuenca en dos sub-cuencas, una norte que abastece al colector en la Calle B y una sur que abastece a los colectores en las calles transversales, evacuando las aguas lluvias a los canales paralelos a la Calle 1 y a la Calle C

respectivamente. En la siguiente tabla se definen los tramos de colectores, sus diámetros y pendientes, acorde a los caudales receptados. Siendo PVC el material de las tuberías perforadas.

Tabla XLI Cálculo de colectores alternativa 2: Sistema de evacuación de AALL por pavimento permeable.

Línea	Localización	Manzanas	Pozo de Inspección		Longitud (m)	Caudales Máximos (m ³ /min)			Ddef (mm)	S (%)	
			De	A		I/I	AARR	TOTAL		Mínima	Def
1	Calle 6	16-17	1	2	36,000	0,017	1,257	1,274	250,00	0,57%	0,60%
2	Calle 6	16-17	2	3	37,500	0,018	1,257	2,549	300,00	0,36%	0,40%
3	Calle 6	16-17	3	4	5,000	0,002	1,424	3,975	350,00	0,28%	0,30%
4	Calle 5	17-18	5	6	36,000	0,017	1,280	1,297	250,00	0,56%	0,60%
5	Calle 5	17-18	6	7	37,500	0,018	1,280	2,594	300,00	0,36%	0,40%
6	Calle 5	17-18	7	8	5,000	0,002	1,611	4,208	350,00	0,27%	0,30%
7	Calle 4	18-19	9	10	36,000	0,017	1,090	1,107	250,00	0,63%	0,70%
8	Calle 4	18-19	11	12	37,500	0,018	1,827	2,952	300,00	0,34%	0,40%
9	Calle 4	18-19	12	13	5,000	0,002	1,421	4,376	350,00	0,27%	0,30%
10	Calle 3	19-20	14	15	36,000	0,017	1,084	1,101	250,00	0,63%	0,70%
11	Calle 3	19-20	15	16	37,500	0,018	1,822	2,941	300,00	0,34%	0,40%
12	Calle 3	19-20	16	17	5,000	0,002	1,416	4,359	350,00	0,27%	0,30%
13	Calle 2	20-21	18	19	36,000	0,017	1,273	1,290	250,00	0,56%	0,60%
14	Calle 2	20-21	19	20	37,500	0,018	1,273	2,581	300,00	0,36%	0,40%
15	Calle 2	20-21	21	22	5,000	0,002	1,605	4,189	350,00	0,27%	0,30%
16	Calle B	N/A	23	25	49,910	0,024	0,311	0,335	250,00	1,28%	1,30%
17	Calle 5	15	24	25	47,000	0,023	0,803	0,826	250,00	0,62%	0,70%
18	Calle B	15	25	26	49,910	0,024	2,306	2,330	300,00	0,34%	0,40%
19	Calle 4	14-15	26	27	47,000	0,023	0,435	0,458	250,00	0,98%	1,00%
20	Calle 4	14-15	27	28	47,000	0,023	1,836	1,859	250,00	0,37%	0,40%
21	Calle B	14-15	28	31	49,910	0,024	5,960	5,984	500,00	0,17%	0,40%
22	Calle 3	13-14	29	30	47,000	0,023	0,378	0,401	250,00	1,10%	1,10%
23	Calle 3	13-14	30	31	47,000	0,023	1,774	1,797	250,00	0,37%	0,40%
24	Calle B	13-14	31	34	49,910	0,024	9,546	9,570	600,00	0,13%	0,40%
25	Calle 2	12-13	32	33	47,000	0,023	0,717	0,740	250,00	0,68%	0,70%
26	Calle 2	12-13	33	34	47,000	0,023	2,104	2,126	250,00	0,34%	0,40%
27	Calle B	12-13	34	35	49,910	0,024	13,454	13,477	670,00	0,10%	0,40%
28	Calle B	12	35	36	3,000	0,001	13,857	13,858	670,00	0,10%	0,40%

Línea	Localización	Manzanas	h/Dmin	hmin	Velocidad	Condición	Condición	h/D	Condición	hmax	Caida
			(mm)	(mm)	(m/s)	<0,9m/s	<0,9m/s	imax	<0,75	(mm)	Tubería(m)
1	Calle 6	16-17	0,4848	121,201	0,9193	CUMPLE	CUMPLE	0,4769	CUMPLE	119,219	0,204
2	Calle 6	16-17	0,6334	190,015	0,9346	CUMPLE	CUMPLE	0,6133	CUMPLE	184,003	0,136
3	Calle 6	16-17	0,7151	250,268	0,9283	CUMPLE	CUMPLE	0,6949	CUMPLE	243,229	0,014
4	Calle 5	17-18	0,4915	122,886	0,9234	CUMPLE	CUMPLE	0,4818	CUMPLE	120,447	0,202
5	Calle 5	17-18	0,6431	192,941	0,9381	CUMPLE	CUMPLE	0,6206	CUMPLE	186,190	0,135
6	Calle 5	17-18	0,7550	264,240	0,9366	CUMPLE	CUMPLE	0,7266	CUMPLE	254,313	0,014
7	Calle 4	18-19	0,4351	108,771	0,9381	CUMPLE	CUMPLE	0,4216	CUMPLE	105,407	0,225
8	Calle 4	18-19	0,7223	216,690	0,9622	CUMPLE	CUMPLE	0,6794	CUMPLE	203,823	0,128
9	Calle 4	18-19	0,7851	274,797	0,9413	CUMPLE	CUMPLE	0,7507	CUMPLE	262,758	0,014
10	Calle 3	19-20	0,4334	108,358	0,9368	CUMPLE	CUMPLE	0,4205	CUMPLE	105,115	0,226
11	Calle 3	19-20	0,7198	215,930	0,9615	CUMPLE	CUMPLE	0,6775	CUMPLE	203,263	0,128
12	Calle 3	19-20	0,7821	273,732	0,9409	CUMPLE	CUMPLE	0,7483	CUMPLE	261,903	0,014
13	Calle 2	20-21	0,4896	122,404	0,9223	CUMPLE	CUMPLE	0,4804	CUMPLE	120,096	0,202
14	Calle 2	20-21	0,6403	192,101	0,9371	CUMPLE	CUMPLE	0,6185	CUMPLE	185,563	0,135
15	Calle 2	20-21	0,7515	263,040	0,9360	CUMPLE	CUMPLE	0,7239	CUMPLE	253,358	0,014
16	Calle B	N/A	0,2242	56,057	0,9172	CUMPLE	CUMPLE	0,1817	CUMPLE	45,421	0,807
17	Calle 5	15	0,4355	108,863	0,9093	CUMPLE	CUMPLE	0,3470	CUMPLE	86,756	0,365
18	Calle B	15	0,7666	229,994	0,9162	CUMPLE	CUMPLE	0,5785	CUMPLE	173,551	0,191
19	Calle 4	14-15	0,2812	70,288	0,9143	CUMPLE	CUMPLE	0,2266	CUMPLE	56,643	0,584
20	Calle 4	14-15	0,6239	187,158	0,9367	CUMPLE	CUMPLE	0,6382	CUMPLE	159,561	0,213
21	Calle B	14-15	0,7123	356,153	1,1615	CUMPLE	CUMPLE	0,4507	CUMPLE	225,339	0,101
22	Calle 3	13-14	0,2552	63,797	0,9026	CUMPLE	CUMPLE	0,2081	CUMPLE	52,026	0,653
23	Calle 3	13-14	0,6060	181,808	0,9302	CUMPLE	CUMPLE	0,6237	CUMPLE	155,916	0,216
24	Calle B	13-14	0,7893	473,550	1,3059	CUMPLE	CUMPLE	0,4465	CUMPLE	267,876	0,075
25	Calle 2	12-13	0,4005	100,125	0,9200	CUMPLE	CUMPLE	0,3175	CUMPLE	79,385	0,398
26	Calle 2	12-13	0,7026	210,776	0,9602	CUMPLE	CUMPLE	0,7035	CUMPLE	175,882	0,202
27	Calle B	12-13	0,7134	535,027	1,4233	CUMPLE	CUMPLE	0,4588	CUMPLE	307,405	0,060
28	Calle B	12	0,7326	549,434	1,4336	CUMPLE	CUMPLE	0,4662	CUMPLE	312,337	0,004

Fuente: Autores.

4.2.3. Sistema de evacuación mixto: Aplicación de capacidad hidráulica de calzada y sistema tradicional

4.2.3.1 Capacidad hidráulica de calzada

Se aplicará la capacidad teórica de conducción de aguas lluvias por la calzada como un canal abierto de flujo uniforme. Se tomará esta modalidad de evacuación de aguas lluvias para las calles transversales (calle 2- calle 6) que junto a la aportación de caudal de los lotes de vivienda desembocaran en el canal de AALL paralelo a la Calle C mediante imbornales tipo ventana.

El caudal de aportación sobre la Calle 1 y la calle C serán evacuados hacia sumideros tipo rejilla conectados a los canales colindantes respectivos.

El caudal de diseño para cada vía será el acumulado de las área de aportación, con el objetivo de mantener una sección constante para el flujo vehicular. La obtención de este caudal último de diseño se lo muestra en la siguiente tabla. Los caudales son calculados según el método racional aplicados previamente para las alternativas anteriores, se mantienen los datos de ingreso aplicados como las intensidad de lluvia de 67.95 mm/h y los coeficientes de escorrentía aplicados (lotes $c=0.75$, calles $c=1$, cancha $c=1$).

Tabla XLII Caudales de diseño para conducción de AALL por calzadas.

Calle	Áreas de Vivienda (m ²)	Áreas de Calle (m ²)	Áreas de Cancha (m ²)	Caudal de Vivienda (m ³ /min)	Caudal de Calle (m ³ /min)	Caudal de Cancha (m ³ /min)	Caudal Total (m ³ /s)
1	3808,903	1803,035		3,235	2,042		0,088
2	7623,772	2204,863		6,475	2,497		0,150
3	6733,940	2207,653	880,334	5,720	2,500	0,997	0,154
4	6770,414	2209,600	880,334	5,751	2,502	0,997	0,154
5	6009,443	2215,051		5,104	2,509		0,127
6	4314,020	1264,080		3,664	1,432		0,085
Calle C	-	2179,000			2,468		0,041

Fuente: Autores.

De acuerdo a estos caudales se diseña una sección para las calles transversales (calle 2 – calle 6), según las consideraciones de diseño para canales abiertos de flujo uniforme dispuestas previamente. Se tomará como datos de ingreso para todas las calles los descritos a continuación, la única variante sería el caudal:

Datos:

- $n = 0.014$ (Hormigón usado).
- $S_o = 0.005$ m/m (Topografía-Diseño vial).
- $b = 7.00$ m (Diseño vial).

Tomando las calzadas como canales de sección rectangular se tienen los siguientes resultados:

Tabla XLIII Análisis de capacidad hidráulica de calzada.

FACTORES	CALLE 2	CALLE 3	CALLE 4	CALLE 5	CALLE 6
Q (m ³ /s)	0,150	0,154	0,154	0,127	0,085
Yn (m)	0,036	0,037	0,037	0,033	0,026
V (m/s)	0,593	0,598	0,598	0,558	0,474
Fr	0,999	0,997	0,997	0,988	0,946
Régimen	Subcrítico /critico	Subcrítico	Subcrítico	Subcrítico	Subcrítico
Yc (m)	0,037	0,039	0,04	0,027	0,012

Fuente: Autores.

En el siguiente gráficos se muestra la sección de vía diseñada para las calles analizadas.

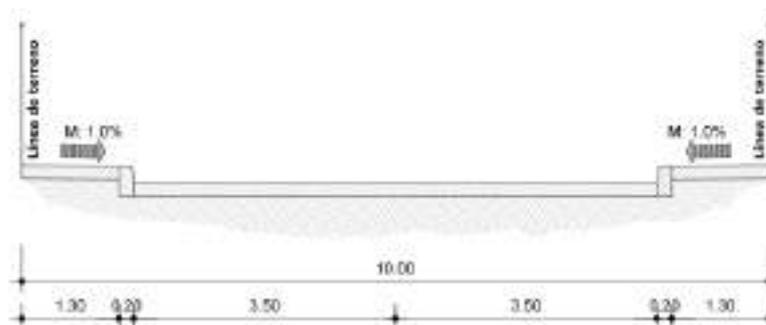


Figura 4.4: Figura 4.4 Sección de vías (Calles 2 – Calle 6).

Fuente: Autores.

4.2.3.2 Sistema tradicional: Cálculo de colectores de AALL

Para las calles longitudinales (Calle Río Pífo y Calle B), se tomará un sistema tradicional, con el objetivo de mantener las calles transversales con una única sección y pendiente. Estas vías longitudinales tendrá un único bombeo hacia las cunetas con sumideros esquineros conectados al colector principal de cada

calle. Siendo el destino final de los mismos el canal de AALL paralelo a la Calle 1.

Los diámetros de colectores y sus pendientes según el caudal de aportación se lo muestra en la siguiente tabla, siendo PVC el material de las tuberías.

Tabla XLIV Cálculo de colectores de AALL alternativa 3.- Sistema mixto: Capacidad hidráulica de calzada y sistema tradicional.

Línea	Localización	Manzanas	Pozo de Inspección		Longitud (m)	Caudales Máximos (m ³ /min)			Ddef (mm)	S (%)	
			De	A		I/I	AARR	TOTAL		Mínima	Def
1	Rio Pífo	15-14	1	2	49,910	0,024	0,589	0,612	250,00	0,98%	1,00%
2	Rio Pífo	14-13	2	3	49,910	0,024	0,511	1,147	250,00	0,61%	0,70%
3	Rio Pífo	13-12	3	4	49,910	0,024	0,499	1,670	250,00	0,48%	0,50%
4	Rio Pífo	12	4	---	49,910	0,024	0,470	2,164	250,00	0,43%	0,50%
5	Calle B	16	5	6	49,910	0,024	0,421	0,444	250,00	1,28%	1,30%
6	Calle B	16-17	6	7	49,910	0,024	0,525	0,993	250,00	0,68%	0,70%
7	Calle B	17-18	7	8	49,910	0,024	0,564	1,581	250,00	0,49%	0,50%
8	Calle B	18-19	8	9	49,910	0,024	0,562	2,167	250,00	0,43%	0,50%
9	Calle B	19-20	9	10	49,910	0,024	0,564	2,755	300,00	0,35%	0,40%
10	Calle B	20-21	10	---	49,910	0,024	0,545	3,324	300,00	0,33%	0,40%

Línea	Localización	Manzanas	h/Dmin	hmin	Velocidad	Condición	Condición	h/D	Condición	hmax	Caida
			(mm)	(mm)	(m/s)	<0,9m/s	<0,9m/s	max	<0,75	(mm)	Tubería (m)
1	Rio Pífo	15-14	0,282	70,403	0,906	CUMPLE	CUMPLE	0,280	CUMPLE	70,091	0,491
2	Rio Pífo	14-13	0,447	111,790	0,947	CUMPLE	CUMPLE	0,430	CUMPLE	107,534	0,304
3	Rio Pífo	13-12	0,603	150,722	0,916	CUMPLE	CUMPLE	0,594	CUMPLE	148,582	0,239
4	Rio Pífo	12	0,761	190,242	0,963	CUMPLE	CUMPLE	0,713	CUMPLE	178,339	0,214
5	Calle B	16	0,224	56,057	0,906	CUMPLE	CUMPLE	0,223	CUMPLE	55,803	0,637
6	Calle B	16-17	0,401	100,227	0,911	CUMPLE	CUMPLE	0,397	CUMPLE	99,304	0,338
7	Calle B	17-18	0,576	144,018	0,904	CUMPLE	CUMPLE	0,574	CUMPLE	143,440	0,246
8	Calle B	18-19	0,762	190,484	0,963	CUMPLE	CUMPLE	0,714	CUMPLE	178,512	0,214
9	Calle B	19-20	0,678	203,428	0,950	CUMPLE	CUMPLE	0,647	CUMPLE	194,005	0,175
10	Calle B	20-21	0,813	243,961	0,980	CUMPLE	CUMPLE	0,746	CUMPLE	223,749	0,166

Fuente: Autores.

4.2.3.3 Trazado de sistema de evacuación de AALL

En la siguiente figura se muestra el trazado del sistema de evacuación de AALL combinando un sistema tradicional y aprovechando la capacidad hidráulica de las calzadas, teniendo estas calzadas una pendiente longitudinal del 0.5%.

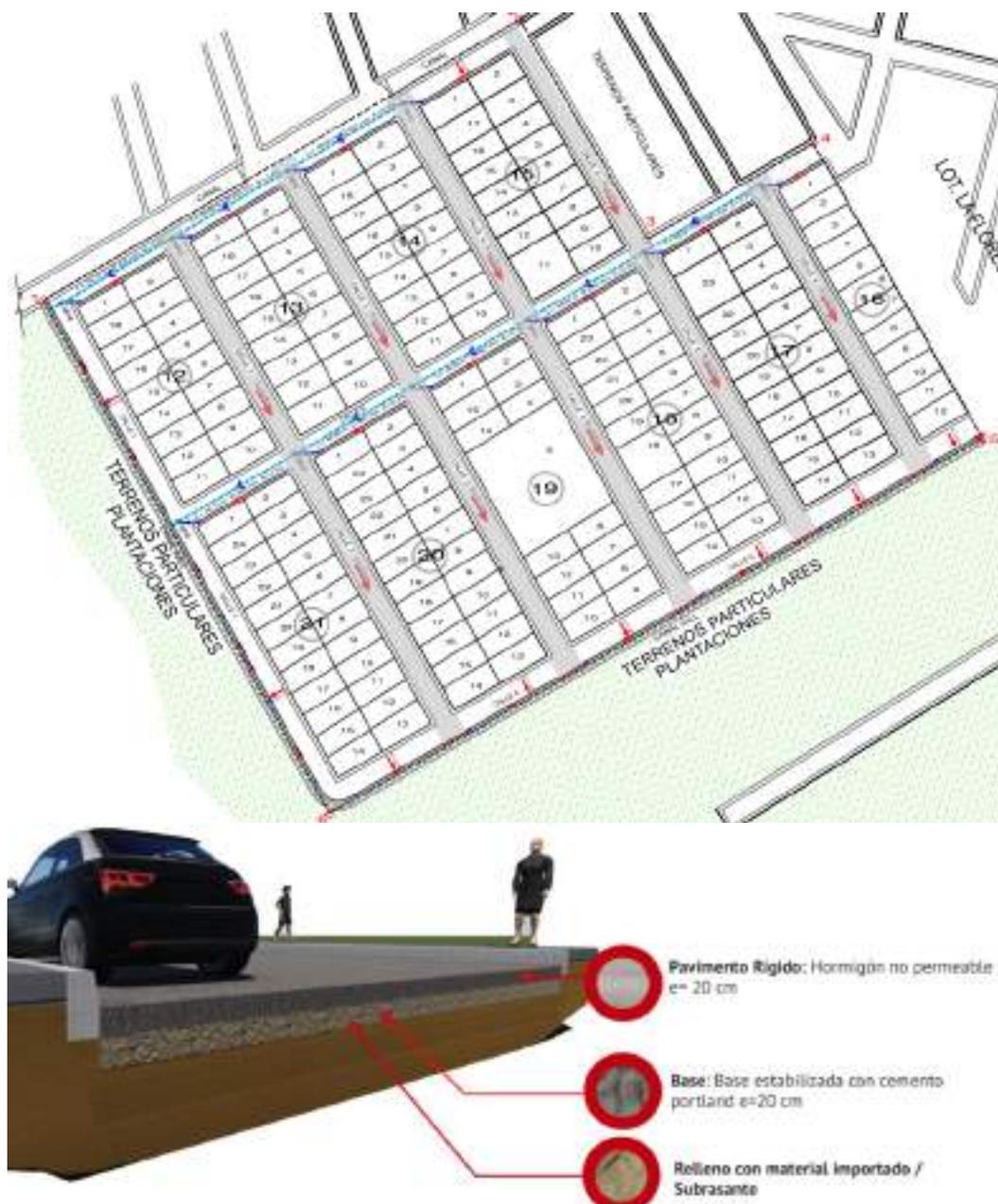


Figura 4.5: Sistema de evacuación de AALL alternativa 3.- Sistema mixto: Capacidad hidráulica de calzada y sistema tradicional.

Fuente: Autores.

4.3. Conducción de AALL al depósito final a través de canales

4.3.1. Sección de canal existente

Los canales existentes de AALL son los colindantes con los terrenos de plantaciones, paralelos a la Calle C y Calle 1. Estos canales mantienen taludes sin revestimiento con la sección dispuesta en la **Figura 4.6**. Acorde con los criterios de diseño expuestos previamente no se cumplen en su totalidad, a su vez mediante el levantamiento altimétrico se evidencian contrapendientes (ver **Figura 4.7**), esto en suma de la no concepción de una sección ideal, no se da el flujo esperado, resultando en inundaciones.

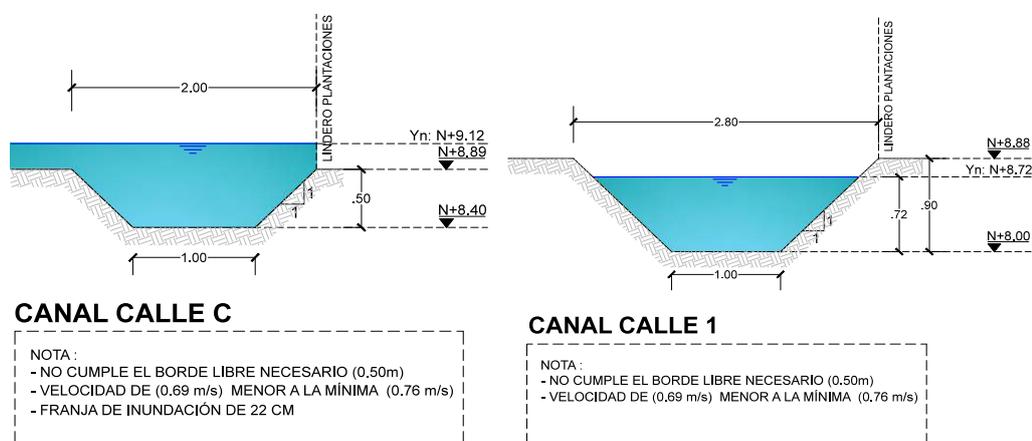


Figura 4.6: Sección del canal de AALL existente.

Fuente: Autores.

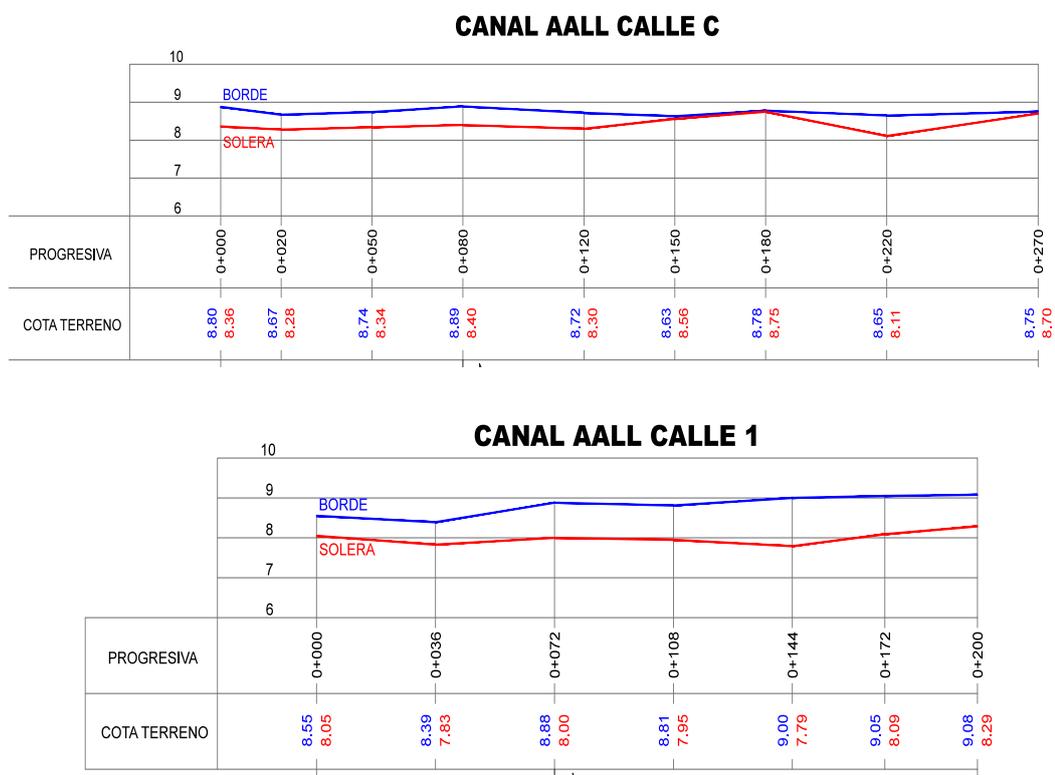


Figura 4.7: Perfil del canal de AALL existente.
Fuente: Autores.

Para poder comprobar la deficiencia de esta sección esta es analizada de acuerdo a los criterios de canales abiertos de flujo uniforme expuestos en el

CAPÍTULO 3

Datos:

- $Q = 0.865 \text{ m}^3/\text{s}$ (Cuenca de aportación)
- $n = 0.025$ (Canal excavado en tierra firme)
- $S_o = 0.001 \text{ m/m}$ (Topografía)
- $b = 1.00 \text{ m}$ (Topografía)

- $z = 1$ (1:1)

Resultados:

- Tirante normal (Y_n): 0.72 m
- Velocidad (V_n): 0.69 m/s
- Fr: 0.312, régimen subcrítico.

Evidenciando que la sección mostrada para la canal de la calle c es insuficiente obteniendo una franja de inundación de 23 cm. A su vez se tiene que la velocidad es menor a la velocidad mínima de 0.76 m/s, por lo que crece vegetación dentro del mismo.

Por consiguiente, en los siguientes literales se rediseña los canales para las alternativas de evacuación de aguas lluvias, optando primeramente por canales sin revestir y luego por canales revestidos.

4.3.2. Rediseño de canales de AALL

Para el rediseño de los canales tanto revestidos o sin revestimiento se tomaran las consideraciones para canales de flujo uniforme, obteniendo tirantes normales y críticos, considerando las limitaciones hidráulicas y topográficas.

Tirante normal (Y_n):

El tirante normal es calculado de acuerdo la ecuación de Manning teniendo al caudal como dato de ingreso:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R_H^{\frac{2}{3}} * S_o^{1/2}$$

Despejando se tiene que el factor de forma ($Z = A * R_H^{\frac{2}{3}}$) es igual a:

$$\frac{n Q}{S_o^{1/2}} = A * R_H^{\frac{2}{3}}$$

El coeficiente de Manning (n), caudal (Q), pendiente de fondo (S_o), ancho de fondo (b), talud (z) son datos definidos de acuerdo a las características de diseño, hidráulicas y topografía, logrando encontrar el área mojada (A) y radio hidráulico (R_H) de acuerdo a un valor supuesto de tirante normal (Y_n).

La velocidad normal (v_n) se la obtiene aplicando la siguiente fórmula:

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

Se obtiene a su vez el número de Froud (F) con la siguiente fórmula:

$$F = \frac{v}{\sqrt{g * D}}$$

Tirante crítico (Y_c):

El tirante crítico se lo encuentra mediante la siguiente igualdad:

$$\frac{Q}{g^{1/2}} = \frac{A^{3/2}}{T^{1/2}}$$

Siendo datos conocidos el caudal (Q) y la gravedad (g). Se asume un tirante crítico (Y_c) y se encuentra los valores del área mojada (A) y superficie del agua (T). Realizando varias iteraciones hasta que se cumpla la igualdad.

Se rediseñarán los canales de aguas lluvias paralelos a las Calle C y Calle 1, para las alternativas de evacuación de aguas lluvias previamente descritos. Para esto se considerará el caudal de aportación acumulado que llegue al canal correspondiente según el trazado de evacuación de las alternativas. El detalle de aportación de caudal se lo resume en la siguiente tabla.

Tabla XLV Caudales de diseño para conducción de AALL según alternativa.

Canal de AALL	Caudal de diseño (m ³ /s)		
	Alternativa 1: Sistema Tradicional	Alternativa 2: Pavimento permeable	Alternativa 3: Capacidad hidráulica de la calzada
Canal Calle C	0.504	0.527	0.710
Canal Calle 1	0.865	0.642	0.865

Fuente: Autores.

4.3.3. Rediseño de canales de AALL: Sin revestimiento.

Como datos constantes para las alternativas se tiene que el coeficiente de Manning (n) es de 0.025, al tratarse de canales excavados en tierra sin revestimiento, el ancho de fondo definido por la topografía (b) es de 1.00 m y el talud (z) para tierra firme es de 1:1. De acuerdo a los parámetros y metodología descritos anteriormente se obtienen los siguientes resultados:

Tabla XLVI Resultados de rediseño de canales de AALL sin revestimiento.

CANAL CALLE C			
Factores	Alternativa 1:	Alternativa 2:	Alternativa 3:
	Sistema tradicional	Pavimento permeable	Capacidad hidráulica de calzada
So (m/m)	0,0020	0,0020	0,0015
Yn (m)	0,45	0,46	0,58
V (m/s)	0,78	0,78	0,78
Fr	0,42	0,42	0,38
Régimen	Subcrítico	Subcrítico	Subcrítico
Yc (m)	0,27	0,28	0,33
CANAL CALLE 1			
Factores	Alternativa 1:	Alternativa 2:	Alternativa 3:
	Sistema tradicional	Pavimento permeable	Capacidad hidráulica de calzada
So (m/m)	0,0015	0,0020	0,0015
Yn (m)	0,65	0,51	0,65
V (m/s)	0,81	0,83	0,81
Fr	0,38	0,43	0,38
Régimen	Subcrítico	Subcrítico	Subcrítico
Yc (m)	0,372	0,312	0,372

Fuente: Autores.

4.3.4. Rediseño de canales de AALL: Con revestimiento

Como datos constantes para las alternativas se tiene que el coeficiente de Manning (n) es de 0.013, al utilizarse como material de revestimiento geomembrana, el ancho de fondo definido por la topografía (b) es de 1.00 m y el talud (z) para tierra firme es de 1:1. De acuerdo a los parámetros y metodología descritos anteriormente se obtienen los siguientes resultados:

Tabla XLVII Resultados de rediseño de canales de AALL con revestimiento.

CANAL CALLE C			
Factores	Alternativa 1:	Alternativa 2:	Alternativa 3:
	Sistema tradicional	Pavimento permeable	Capacidad hidráulica de calzada
So (m/m)	0,0010	0,0010	0,0010
Yn (m)	0,378	0,387	0,457
V (m/s)	0,97	0,98	1,07
Fr	0,57	0,57	0,58
Régimen	Subcrítico	Subcrítico	Subcrítico
Yc (m)	0,269	0,277	0,331
CANAL CALLE 1			
Factores	Alternativa 1:	Alternativa 2:	Alternativa 3:
	Sistema tradicional	Pavimento permeable	Capacidad hidráulica de calzada
So (m/m)	0,0010	0,0010	0,0010
Yn (m)	0,378	0,432	0,457
V (m/s)	0,97	1,04	1,07
Fr	0,57	0,58	0,58
Régimen	Subcrítico	Subcrítico	Subcrítico
Yc (m)	0,269	0,312	0,331

Fuente: Autores.

Diseño de sección de canal de AALL:

De acuerdo al caudal de diseño, el borde libre (BI) será de 0.50 m y la altura de revestimiento por encima de la superficie de agua (Hr), será de 0.20 m.

Se opta por emplear un revestimiento de manto permanente (Geomembrana), como el fin de evitar filtraciones para la conservación del fluido dentro de la sección de canal óptima a definir hasta el punto de almacenamiento, ya que se pretende que este caudal sea utilizado como agua de riego. En las **Figura 4.8 y Figura 4.9** se definen la secciones de los canales de la Calle C y Calle 1, para el sistema tradicional de evacuación de aguas lluvias y para la capacidad hidráulica de calzada respectivamente.

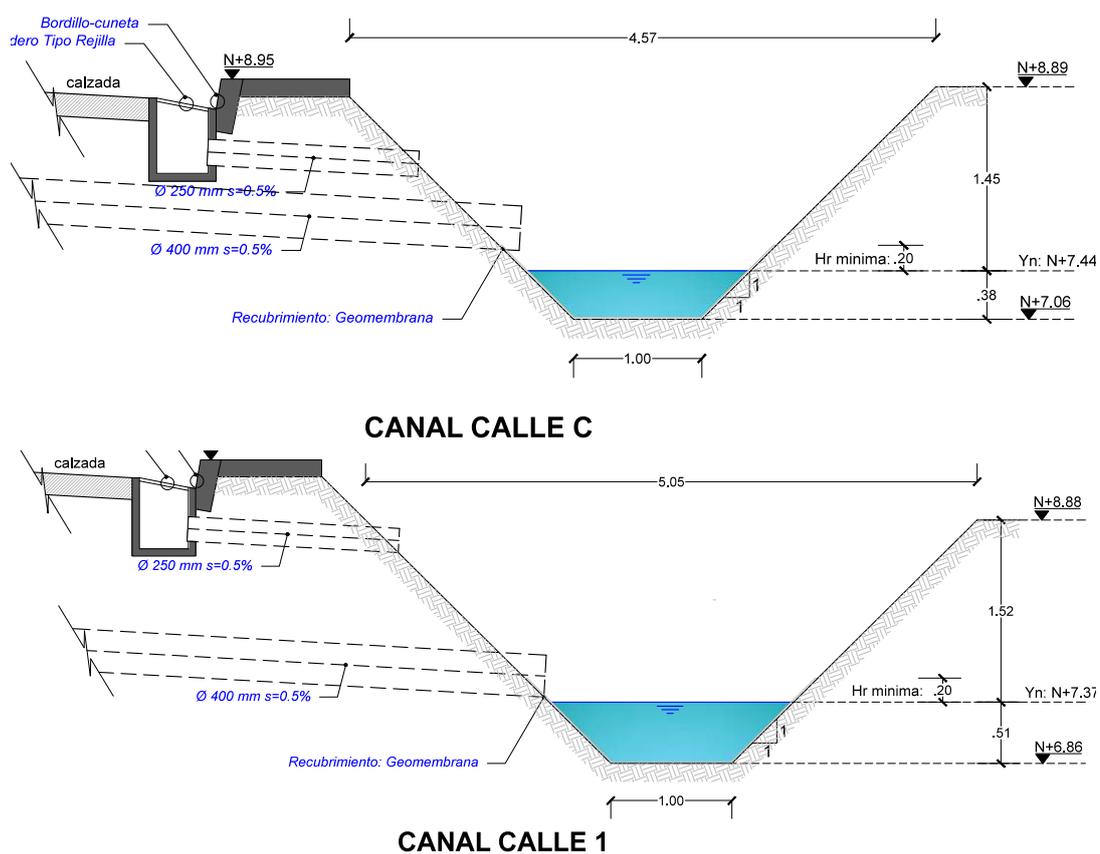
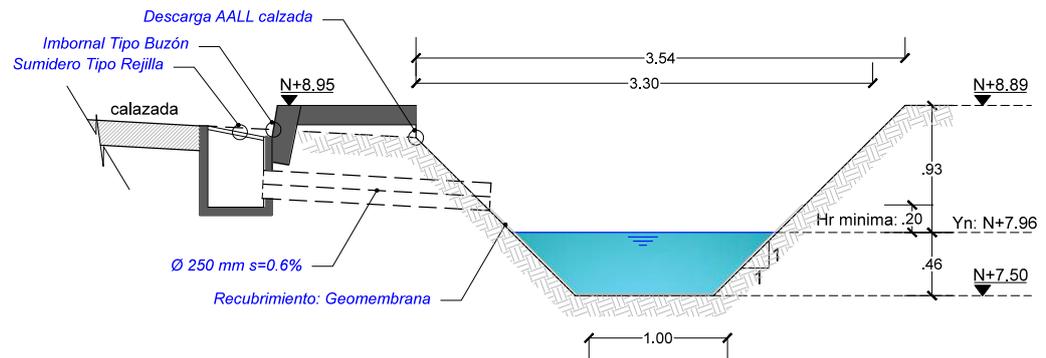
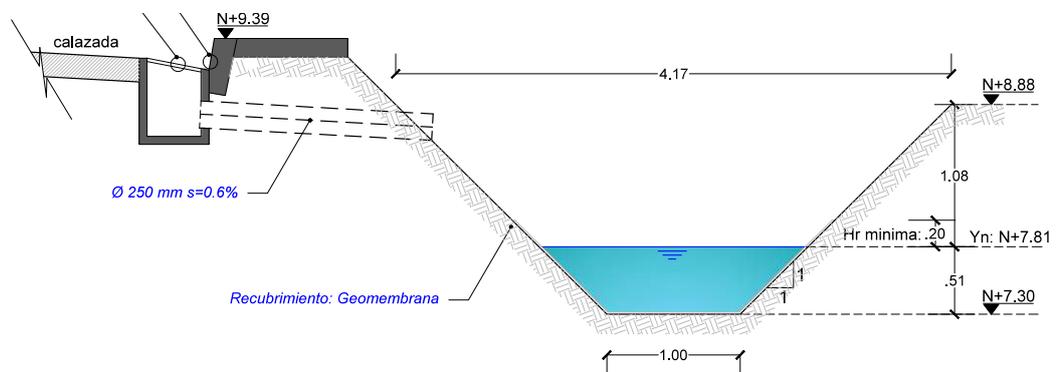


Figura 4.8: Sección del canal de AALL rediseñado para alternativa 1: Sistema tradicional de evacuación de AALL.

Fuente: Autores.



CANAL CALLE C



CANAL CALLE 1

Figura 4.9: Sección del canal de AALL rediseñado para alternativa 3: Sistema mixto: Capacidad hidráulica de calzada y sistema tradicional.

Fuente: Autores.

Diseño longitudinal de canal de AALL:

De acuerdo a las alternativas de evacuación de AALL se obtienen los siguientes perfiles mostrados en las **Figura 4.11** y **Figura 4.10**, donde el cambio de dirección se da en un radio de 10 m acorde con el caudal de diseño.

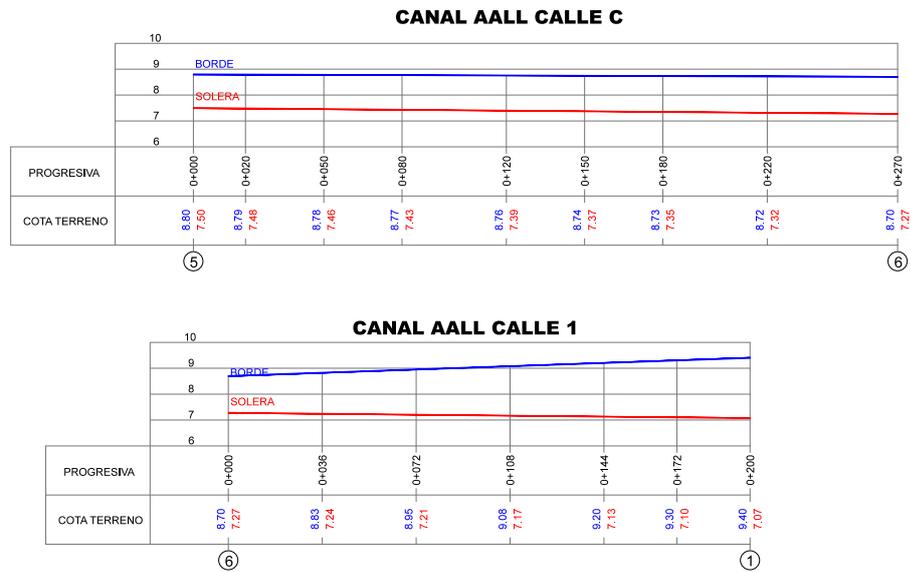


Figura 4.11: Diseño longitudinal del canal de AALL rediseñado para alternativa 3: Capacidad hidráulica de calzada.
Fuente: Autores.

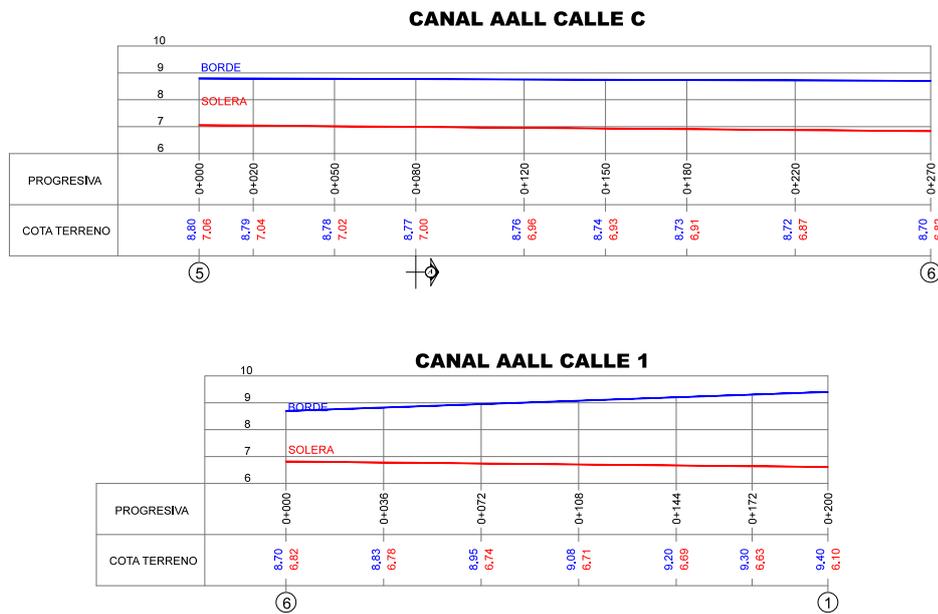


Figura 4.10: Diseño longitudinal del canal de AALL rediseñado para alternativa 1: Sistema tradicional de evacuación de AALL.
Fuente: Autores.

4.4. Alternativas de desagüe final de aguas lluvias

4.4.1. Embalse: Almacenamiento de AALL

4.4.1.1 Capacidad de reservorio

Volumen de captación:

La escorrentía captada de la ciudadela es de $0.865 \text{ m}^3/\text{s}$. Se tiene que en la época lluviosa en promedio llueve 87 días, por lo que asumiendo un tiempo de lluvia diaria de media hora se tiene que el volumen de agua de captación es de 135593.58 m^3 .

Perdidas de evaporación efectiva:

La evaporación efectiva promedio en la época húmeda (Enero-Mayo) es de 406.33 mm y la evaporación efectiva promedio en la época seca (Junio-Diciembre) es de 539.23 mm .

Perdidas por infiltración:

Al tener como base del embalse un suelo arcilloso se consideró como pérdida de infiltración 1.25 mm/día .

4.4.1.2 Sección de reservorio

Se optó para el diseño del reservorio de almacenamiento de AALL, una sección trapezoidal por su facilidad constructiva.

Para contener el volumen de agua de captación es de 135493.58 m³ se definieron las siguientes medidas acotadas en la **Figura 4.12**.

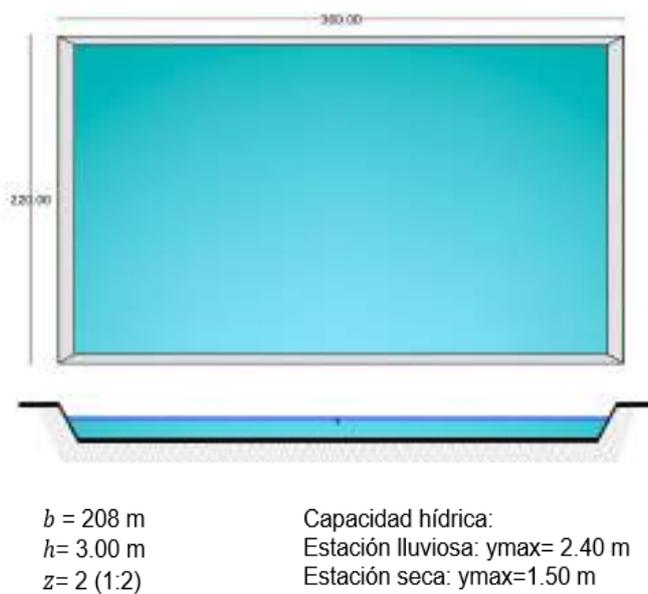


Figura 4.12: Sección del embalse de almacenamiento de AALL.

Fuente: Autores.

4.4.1.3 Volumen hídrico efectivo

Área del espejo de agua:

En consideración de la sección trapezoidal previamente calculada se tiene que el área del espejo de agua es de 79200 m²

Perdidas por evaporación e infiltración acorde al área del espejo de agua y estación climática:

De acuerdo a la superficie del espejo de agua se tiene para la época húmeda y seca las siguientes pérdidas por evaporación y filtración mostradas en las **Tabla XLVIII** y **Tabla XLIX** respectivamente:

Tabla XLVIII Pérdida por evaporación del embalse según estación climática.

Pérdida por evaporación				
Estación	No. Días	Evaporación efectiva (mm)	Perdida diaria (mm/día)	Volumen de evaporación acumulado (m³)
Húmeda	151	406.33	3.59	32181.73
Seca	214	529.23	3.36	42707.41

Fuente: Autores.

Tabla XLIX Pérdida por evaporación del embalse según estación climática.

Pérdida por filtración			
Estación	No. Días	Perdida diaria (mm/día)	Volumen de filtración acumulado (m³)
Húmeda	151	1.25	14949.00
Seca	214	1.25	21186.00

Fuente: Autores.

En total se tiene que la sumatoria de pérdidas por evaporación y filtración es de 4.84 mm/día para la época húmeda y 4.61 mm para la época seca.

Aportación de AALL sobre embalse

Al tener un área de espejo de agua de 79200 m² y siendo la precipitación media anual de 1356.76 mm, se obtiene un volumen promedio anual de lluvia sobre el embalse de 107455.39 m³

Volumen hídrico efectivo

El volumen hídrico a considerar para el aprovechamiento es la suma del volumen captado de la evacuación de AALL de la ciudadela y el receptado directamente de la lluvia sobre el embalse, para luego ser restadas las pérdidas por evaporación y filtración.

En la siguiente tabla se muestran los volúmenes efectivos a utilizar para el riego de las plantaciones adyacentes al reservorio.

Tabla L Volúmenes hídricos efectivos acumulados según estación climática.

Estación	Ingresos	Volumen (m ³)	Pérdidas	Volumen (m ³)
Húmeda (Enero a Mayo)	Volumen de captación	135493.58	Volumen de evaporación	32181.73
	Volumen de aporte de lluvia	107455.39	Volumen de filtración	14949.00
	Volumen efectivo en embalse (estación húmeda)		195818.24 m ³	
Seca (Junio a Diciembre)	Volumen en embalse	195818.24	Volumen de evaporación	42707.41
			Volumen de filtración	21186
	Volumen efectivo en embalse (estación seca)		131924.82 m ³	

Fuente: Autores.

4.4.1.4 Alcance de hectáreas de riego

El alcance del aprovechamiento del AALL almacenada, se define en base al área de riego disponible cercana y la necesidad hídrica de estas plantaciones además del tiempo de utilización que corresponde a los 214 días de la época seca.

Área de cultivos: El área adyacente de plantaciones descritos en el **CAPÍTULO 3**. Corresponde a 35.5 Ha.

Necesidad hídrica de plantaciones: El volumen de agua que necesitan mencionadas plantaciones acorde con la evapotranspiración del medio y del cultivo, además del crecimiento del mismo es de 4 mm diarios. Debido a que se pretende cubrir el riego durante la estación seca (Junio - Diciembre)

realizando tres días de riego a la semana, se debe tener un volumen de 102366.12 m³.

Tabla LI Volúmenes hídricos efectivos acumulados según estación climática.

Plantaciones	Área (m²)	Volumen riego (m³/día)
Área de plantación 1	208493,56	667,179392
Área de plantación 2	54504,34	174,413888
Área de plantación 3	39011,54	124,836928
Área de plantación 4	41459,17	132,669344
Área de plantación 5	11969,32	38,301824
Total	355437,93	1137,401376
Días de riego/semanal		3
Volumen riego total/estación seca (m3)		102366,1238

Fuente: Autores.

Para poder abarcar el riego de las áreas de plantación ubicadas en la **Figura 1.1** se propone la implantación de un sistema de bombeo.

Acorde con datos proporcionados por el MAGAP la producción anual de banano se extiende a por 33.25 Ton/Ha con un costo de mantenimiento anual de \$144422.72 por Ha. Utilizando estos datos en el caso específico de análisis se tiene que en el alcance del sistema de riego de 35.54 Ha, se producen 1163.75 toneladas de banano con un costo de mantenimiento de \$479555.44 anuales.

Para la época seca los productores optan por el riego para compensar el déficit hídrico que es de 2880 m³/Ha. Sin embargo optando por la implantación del embalse de agua lluvia para el riego y el respectivo sistema de bombeo y con

un costo promedio de \$0.50 el m³ de agua, se tiene un ahorro aproximado de \$ 1440 por Ha, es decir en total \$51177.60 aminorando un 10.7% los costos de mantenimiento anuales.(MAGAP, 2015)

4.4.2. Desague final en Estero Belín

En lugar de almacenar el agua lluvia captada en el embalse, se considera la evacuación total del caudal de AALL al estero Belin ubicado en dirección Oeste al proyecto mediante la conexión al canal de aguas residuales del sector ubicado en la Calle Rio Pifo; o a su vez en el caso de que el embalse supere su capacidad hídrica se propone un aliviadero al canal de evacuación de aguas residuales del sector.

CAPÍTULO 5

5. Estudio de Impacto Ambiental

5.1. Identificación y Descripción de Impactos

El proyecto de construcción PAVIMENTO Y SISTEMA DE EVACUACIÓN DE AGUAS LLUVIAS COMO SOLUCIÓN DE CONTROL DE INUNDACIONES EN LA COMUNIDAD LOS TAMARINDOS, MILAGRO, contempla 3 alternativas, mismas que al tener un mismo proceso constructivo, poseen el mismo EIA.

Durante las fases de construcción y operación del proyecto se han identificado las siguientes actividades o acciones con potencial de generar un impacto positivo o negativo sobre el ambiente.

Procesos en Fase de Construcción:

1. Expropiación de áreas para implementar reservorio
2. Desbroce de áreas de arbustos y arboles
3. Excavación y movimiento de tierra
4. Rotura de veredas y capa de rodadura de vehículos

5. Drenaje de aguas servidas de trabajadores
6. Transporte de materiales de construcción
7. Preparación de encofrados
8. Fundición de hormigones
9. Generación de desechos de construcción (escombros)
10. Circulación de vehículos y maquinaria
11. Afectación al aspecto visual
12. Generación de empleo
13. Mejora del nivel socioeconómico y cultural
14. Siembra de barrera vegetal

Procesos en Fase de Operación:

1. Ocupación permanente del suelo
2. Mantenimiento de redes
3. Mantenimiento de reservorio
4. Desalojo de sedimentos
5. Circulación de maquinaria
6. Afectación al aspecto visual
7. Generación de empleo
8. Mejora del nivel socioeconómico y cultural
9. Mantenimiento de especies forestales
10. Monitoreo de aguas.

5.2. Análisis y Valoración de Impactos Ambientales

Para la calificación y valoración de los impactos ambientales generados por la implantación del proyecto “PAVIMENTO Y SISTEMA DE EVACUACIÓN DE AGUAS LLUVIAS COMO SOLUCIÓN DE CONTROL DE INUNDACIONES EN LA COMUNIDAD LOS TAMARINDOS, MILAGRO”, se utilizará la Matriz Ambiental conocida también como de Criterios Relevantes Integrados. (FAO, 2016)

5.2.1. Identificación, valoración y jerarquización de impactos ambientales:

- Determinación del Carácter del Impacto.
- Valor de Índice Ambiental Ponderado.
- Dictamen Ambiental o Valoración Global del Efecto.
- Recuperación.

5.2.2. Determinación del carácter del impacto:

- Carácter genérico
- Duración
- Tipo de efecto
- Importancia

- Intensidad
- Extensión
- Plazo
- Reversibilidad
- Riesgo
- Magnitud

5.2.3. Carácter Genérico

Hace referencia a la consideración positiva o negativa respecto al estado previo de la ejecución de cada actividad del proyecto. El impacto sobre un componente ambiental puede ser beneficioso, en el caso de que represente una mejoría con respecto al estado previo a la acción o adverso en el caso de que ocasione un daño o alteración al estado previo a la actuación (Buroz, 1994; Meneses & Gayoso, 1995).

5.2.4. Duración

Permanente: Si el impacto aparece en forma continua o bien tiene un efecto intermitente pero sin final, originando alteración indefinida.

Temporal: Si el impacto se presenta en forma intermitente o continua, pero con un plazo limitado de manifestación.

Eventual: cuando un efecto se presenta en forma esporádica o eventual.

TIPO DE EFECTO

Directo: Cuando el impacto tiene repercusión inmediata en el área de influencia del proyecto.

Indirecto: Cuando el impacto sea debido a interdependencias con el ambiente u otras actividades.

Importancia:

Asignación valorada de la gravedad del efecto. Se asigna la siguiente escala:

Mayor	=	3
Media	=	2
Menor	=	1

Para su valoración se toman en cuenta aspectos como:

- Componente afectado
- Características del o de los componentes afectados
- Extensión del efecto

- Reversibilidad

5.2.5. Intensidad:

Se refiere al vigor del proceso puesto en marcha por las acciones del proyecto, para el presente caso, se asigna la siguiente escala de calificación:

Alta	=	3
Moderada	=	2
Baja	=	1

5.2.6. Extensión:

Se refiere a la medición de la influencia espacial de los efectos, los mayores impactos se sienten en las cercanías, y disminuyen a medida que crece la distancia:

Extensivo	=	10
Localizado	=	5
Puntual	=	2

5.2.7. Plazo:

Establece el lapso durante el cual las acciones propuestas involucran tendencias beneficiosas o perjudiciales.

Usualmente se utiliza la siguiente escala de medición:

Tabla LII Escala de valoración de acuerdo al plazo del impacto ambiental.

TIEMPO (Años)	PLAZO	VALORACIÓN
0 – 1	Corto	2
1 – 5	Medio	5
> 5	Largo	10

Fuente: (FAO, 2016).

5.2.8. Reversibilidad:

Posibilidad, dificultad o imposibilidad de retorno a la situación original, en la que se mide la capacidad del sistema para retomar a una situación de equilibrio similar o equivalente a la inicial.

Irreversible: Si la sola actuación de los procesos naturales, no es suficiente para recuperar aquellas condiciones originales.

Reversible: Si las condiciones naturales reaparecen de forma natural a través del tiempo.

Para medir la reversibilidad se asigna la siguiente escala de valoración:

Tabla LIII Escala de valoración de acuerdo a la reversibilidad del impacto ambiental.

CATEGORÍAS	CAPACIDAD REVERSIBILIDAD	VALORACIÓN
Irreversible	Bajo e irrecuperable	10
Parcialmente reversible	Media: impacto reversible a largo plazo (>5 años)	5
Reversible	Alto: impacto reversible a corto plazo (menor a un año)	2

Fuente: (FAO, 2016).

5.2.9. Riesgo:

Expresa la probabilidad de ocurrencia de un efecto y/o su significado para el ambiente y sus componentes. Su escala de valoración está dada por:

Tabla LIV Escala de valoración de acuerdo a la probabilidad de riesgo del impacto ambiental

PROBABILIDAD	RANGO (%)	VALORACIÓN
Baja	1 – 10	2
Media	10 – 50	5
Alta	Mayor a 50	10

Fuente: (FAO, 2016)

5.2.10. Magnitud:

Es la valoración del efecto de la acción, es un indicador complejo que sintetiza la intensidad, el plazo en que se manifiesta y la influencia espacial o extensión del efecto. Para cada una de las interacciones ambientales se obtiene el valor de la magnitud a partir de la siguiente función:

$$M = I \times Wi + E \times We + P \times Wp$$

En donde:

- M = Magnitud
- I = Intensidad
- E = Extensión
- P = Plazo
- W_i = Peso de criterio de intensidad
- W_e = Peso del criterio de extensión
- W_p = Peso del criterio de plazo

Varias experiencias previas de calificación sugieren que para el cálculo de Magnitud se asignen los siguientes valores:

W intensidad =	0.40
W extensión =	0.40
W plazo =	0.20

5.2.11. Valor de Índice Ambiental Ponderado

Para cada una de las calificaciones de la relación acción –componente, se obtendrá el Valor del Índice Ambiental Ponderado (VIA) de la magnitud, la reversibilidad y el riesgo, a partir de la siguiente correlación:

$$VIA = R^{Wr} \times Rg^{Wrg} \times M^{Wm}$$

En donde:

- VÍA = Valor del Índice Ambiental
- R = Reversibilidad
- Rg = Riesgo
- M = Magnitud
- Wr = Peso de criterio de reversibilidad
- Wrg = Peso del criterio de riesgo
- Wm = Peso del criterio de magnitud

La literatura sugiere que se asigne el siguiente esquema de pesos para el cálculo del VIA.

W magnitud	=	0.60
W reversibilidad	=	0.20
W riesgo	=	0.20

Debiendo cumplirse que:

$$Wr + Wrg + Wm = 1.0$$

5.3. Dictamen Ambiental o Valoración Global del Efecto

Crítico:

Cuando la magnitud del impacto es superior al umbral aceptable y se produce una pérdida permanente e irreversible de las condiciones ambientales, sin la posibilidad de recuperación, incluso con la adopción de prácticas correctoras.

El rango está comprendido entre:

$$7,60 < VIA < 8,21$$

Severo:

Aquel que para la recuperación de las condiciones del medio exige la adopción de medidas protectoras, correctoras o mitigantes intensivas, y a pesar de las medidas, la recuperación precisa de un período de tiempo dilatado. El rango es el siguiente:

$$4,99 < VIA < 7,59$$

Moderado:

Aquel que para su recuperación es necesario de prácticas protectoras, correctivas o mitigantes no muy intensivas y en el que la consecución de las condiciones ambientales iniciales requiere cierto tiempo.

$$3,37 < VIA < 4,98$$

Compatible:

Cuando la recuperación es inmediata tras el cese de la acción. Casi no se necesitan prácticas protectoras, correctoras o mitigantes. El rango es el siguiente:

$$1,75 < VÍA < 3,36$$

5.4. Recuperación**Irrecuperable:**

Cuando la posibilidad de recuperación de las condiciones originales es imposible.

Recuperable a largo plazo:

Cuando con la introducción de medidas correctoras, se recuperan las condiciones originales a largo plazo (> a 5 años).

Recuperable a mediano plazo:

Cuando con la introducción de medidas correctoras o la acción del hombre, se recupera las condiciones originales en un tiempo comprendido entre 1 a 5 años.

Recuperable a corto plazo:

Cuando con la introducción de prácticas correctoras o la acción del hombre, se recuperan las condiciones originales en un tiempo menor a un año

5.5. Determinación de Matrices

A continuación se presentan las matrices de valoración de impactos ambientales, para las etapas de construcción y operación:

IDENTIFICACIÓN

Fase de análisis ambiental: CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO

Tabla LV Factores y atributos ambientales afectados de acuerdo a las actividades durante la etapa de construcción del proyecto.

FACTORES Y ATRIBUTOS AMBIENTALES	ACTIVIDADES DEL PROYECTO													
	EJECUCIÓN													
	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	B14
1. AIRE		X	X	X			X	X	X	X	X			X
2. SUELO		X	X	X				X	X		X			X
3. AGUA					X						X			
4. FLORA		X					X							X
5. FAUNA		X												X
6. EMPLEO												X	X	X
7. SOCIOECONÓMICO Y CULTURAL	X											X	X	
8. TRÁNSITO				X		X				X				

Fuente: Autores.

Actividades durante la etapa de ejecución del proyecto:

- B1. Expropiación de áreas para implementar reservorio
- B2. Desbroce de áreas de arbustos y arboles
- B3. Excavación y movimiento de tierra
- B4. Rotura de veredas y capa de rodadura de vehículos
- B5. Drenaje de aguas servidas de trabajadores
- B6. Transporte de materiales de construcción
- B7. Preparación de encofrados
- B8. Fundición de hormigones
- B9. Generación de desechos de construcción (escombros)

- B10. Circulación de vehículos y maquinaria
- B11. Afectación al aspecto visual
- B12. Generación de empleo
- B13. Mejora del nivel socioeconómico y cultural
- B14. Siembra de barrera vegetal

IDENTIFICACIÓN

Fase de análisis ambiental: OPERACIÓN DEL PROYECTO

Tabla LVI Factores y atributos ambientales afectados de acuerdo a las actividades durante la etapa de operación del proyecto

FACTORES Y ATRIBUTOS AMBIENTALES	ACTIVIDADES DEL PROYECTO									
	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO									
	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10
1. AIRE		X	X	X	X	X				
2. SUELO	X	X	X	X		X				
3. AGUA		X	X	X						
4. FLORA						X			X	
5. FAUNA						X			X	
6. EMPLEO							X	X	X	X
7. SOCIOECONÓMICO Y CULTURAL							X	X		X
8. TRÁNSITO					X					

Fuente: Autores.

Actividades durante la etapa de operación del proyecto:

- C1. Ocupación permanente del suelo
- C2. Mantenimiento de redes
- C3. Mantenimiento de reservorio
- C4. Desalojo de sedimentos
- C5. Circulación de maquinaria
- C6. Afectación al aspecto visual

- C7. Generación de empleo
- C8. Mejora del nivel socioeconómico y cultural
- C9. Mantenimiento de especies forestales
- C10. Monitoreo de aguas.

FASE CONSTRUCTIVA:

Para las actividades correspondientes a la fase constructiva se tabularon las matrices previamente descritas de acuerdo a los factores ambientales afectados mostrados en la tabla resumen (Ver Anexo I).

FASE OPERATIVA:

Para las actividades correspondientes a la fase operativa se tabularon las matrices previamente descritas de acuerdo a los factores ambientales afectados mostrados en la tabla resumen (Ver Anexo II).

5.6. Interpretación de Resultados de Matriz de Evaluación de Impactos

FASE CONSTRUCTIVA:

En la etapa de construcción para los componentes ambientales aire, suelo, agua, tránsito, flora y fauna, los cuales se ven afectados por los impactos ambientales negativos, el Valor de Índice Ambiental (VIA) ponderado varía desde 1,75 a 2,90, por lo que el Dictamen Ambiental o Valoración Global del Efecto es Compatible

Compatible:

Cuando la recuperación es inmediata tras el cese de la acción. Casi no se necesitan prácticas protectoras, correctoras o mitigantes. El rango es el siguiente: $1,75 < \text{VIA} < 3,36$

Por consiguiente su recuperación es a corto plazo: RCP.

Recuperable a corto plazo:

Cuando con la introducción de prácticas correctoras o la acción del hombre, se recuperan las condiciones originales en un tiempo menor a un año

Para los componentes ambientales empleo y aspectos socioeconómico y cultural, que se ven afectado por los impactos ambientales positivos, tenemos que el Valor de Índice Ambiental (VIA) ponderado es de 7,06, por lo que el Dictamen Ambiental o Valoración Global del Efecto es Severo, o sea que es

altamente impactante e irrecuperable, debido a que mientras exista la etapa de construcción estos impactos positivos estarán presentes.

Así mismo existe un impacto positivo para el componente flora y fauna con un Valor Índice ambiental ponderado de 1,75, que lo encuadra en el dictamen ambiental Compatible.

FASE OPERATIVA:

En la etapa de operación y mantenimiento para los componentes ambientales aire, suelo y agua, los cuales se ven afectados por los impactos ambientales negativos, el Valor de Índice Ambiental (VIA) ponderado varía desde 2,65 a 3,20, por lo que el Dictamen Ambiental o Valoración Global del Efecto es Compatible.

Compatible:

Cuando la recuperación es inmediata tras el cese de la acción. Casi no se necesitan prácticas protectoras, correctoras o mitigantes. El rango es el siguiente: $1,75 < \text{VÍA} < 3,36$

Por consiguiente su recuperación es a corto plazo: RCP.

Recuperable a corto plazo:

Cuando con la introducción de prácticas correctoras o la acción del hombre, se recuperan las condiciones originales en un tiempo menor a un año

Para los componentes ambientales empleo y aspectos socioeconómico y cultural, que se ven afectado por los impactos ambientales positivos, tenemos que el Valor de Índice Ambiental (VIA) ponderado es de 8,21, por lo que el Dictamen Ambiental o Valoración Global del Efecto es Crítico, o sea que es altamente impactante e irreparable, debido a que mientras exista la etapa de construcción estos impactos positivos estarán presentes.

Así mismo existe un impacto positivo para el componente flora y fauna y componente suelo por el aspecto visual, con un Valor Índice Ambiental ponderado de 2,55, que lo encuadra en el dictamen ambiental Compatible.

5.7. Evaluación de Impactos Ambientales

El proyecto de PAVIMENTO Y SISTEMA DE EVACUACIÓN DE AGUAS LLUVIAS COMO SOLUCIÓN DE CONTROL DE INUNDACIONES EN LA COMUNIDAD LOS TAMARINDOS, MILAGRO es beneficioso para dicha comunidad, debido a que va a mejorar la calidad de vida de los habitantes.

Etapas de construcción.

De la matriz de valoración de impactos ambientales se concluye que los impactos generados en la etapa de construcción, que afectan negativamente a los componentes aire, suelo, agua, flora, fauna y tránsito, son compatibles y recuperables a corto plazo.

Así mismo en la etapa de construcción, para la generación de empleo y nivel socioeconómico y cultural, tenemos niveles de afectación positiva severos e irreversibles, porque mientras exista la construcción estos se mantienen.

Etapas de operación y mantenimiento.

En la etapa de operación y mantenimiento los impactos generados que afectan negativamente a los componentes aire, suelo, agua, y tránsito, son compatibles y recuperables a corto plazo.

Los impactos generados para la flora y fauna son positivos, con dictamen severo para la flora debido al mantenimiento de una barrera vegetal en el área del reservorio e irrecuperable porque mientras exista el reservorio se mantendrá la barrera vegetal.

Así mismo en la etapa de operación y mantenimiento, para la generación de empleo y nivel socioeconómico y cultural, tenemos niveles de afectación positiva severos e irrecuperables, porque mientras exista el sistema estos se mantienen.

CAPÍTULO 6

6. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

6.1. Análisis de pavimento de vías

Las tipologías de pavimento seleccionadas se basan en la variación del coeficiente de escorrentía (C). Proponiendo dos tipos de alternativas de pavimento uno permeable y otro no permeable.

Coeficiente de escorrentía

Al tener un área de vías que representa el 32.3% del área total, al impermeabilizar las vías existentes con un pavimento representaría que el caudal efectivo a evacuar sería el total ya que no se tendría un caudal de infiltración, a diferencia que al tener un hormigón permeable el caudal efectivo sería disminuido en un 82% al ser el coeficiente de escorrentía del mismo igual a 0.82.

Serviciabilidad

La serviciabilidad del pavimento, que es el grado de confort y seguridad que tiene el conductor durante un determinado momento es diferente en ambos casos. Al tener un hormigón poroso este grado de serviciabilidad no llegaría al ser el mismo que un hormigón convencional aplicado en pavimento.

IRI

La regularidad o rugosidad de la superficie de un pavimento es cuantificado mediante la medición del IRI (índice de regularidad internacional), el cual sería de mayor variación en el pavimento permeable al tener vacíos en una superficie irregular por la distribución del agregado.

6.2. Análisis de sistema de evacuación de AALL

Las alternativas de sistema de evacuación de aguas lluvias estudiados se clasifican de acuerdo al tipo de pavimento empleado (permeable o no permeable). Se analiza las ventajas y desventajas de las mismas bajo los siguientes aspectos:

Caudales de conducción

Los caudales de conducción por tubería son distintos de acuerdo al tipo de pavimento siendo un 26% menor para vías no permeables. Sin embargo, al analizar la capacidad de almacenamiento de los intersticios de la capa de pavimento poroso se obtuvo que el retenimiento hidráulico del mismo solo abastece para una lluvia de 7 minutos, lo cual no resulta suficiente para la inversión en un pavimento poroso con fines de evacuación de aguas lluvias.

Movimiento de tierras

Además de la alternativa de un sistema tradicional para las vías no permeables, se analizó un sistema mixto empleando la capacidad de transporte hidráulico de las calzadas y un sistema tradicional. Esta alternativa solo considera la conducción del agua lluvia por las calzadas transversales hasta el canal paralelo a la Calle C, disminuyendo la cantidad de colectores por lo tanto el movimiento de tierras, lo cual resultaría en la disminución del rubro de movimiento de tierras, el cual es mayor para las alternativas de sistema tradicional y de pavimento permeable.

Colectores

En análisis de los colectores se lo realiza en función al diámetro de la tubería y la longitud de la misma. Al conducir un caudal menor los colectores diseñados para el pavimento permeable los diámetros de estos son menores que los diseñados en el sistema tradicional, sin embargo se tiene la misma longitud de recorrido para ambas alternativas.

En sistema combinado, se emplea a la calzada como medio de conducción de aguas lluvias directamente hacia el canal transportando el 82% del caudal total a evacuar, dejando el 18% restante para ser transportando por los colectores subterráneos dispuestos aminorando el diámetro y la longitud del trazado de los mismos.

Topografía

Para obtener la pendiente suficiente para aprovechar la capacidad hidráulica de la calzada se tuvo que incrementar la pendiente natural del terreno del 0.3% al 0.5%, lo cual no es necesario para las otras dos alternativas.

Canales de aguas lluvias

Los canales de aguas lluvias fueron rediseñados de acuerdo a la evacuación de cada sistema, obteniendo resultados similares con diferencias de tirantes de 10 a 15 cm. Sin embargo, debido a las pendientes y el relleno necesario de 1.00 m a 1.20 m a la que las colectores debían estar dispuestos el sistema tradicional demanda un mayor volumen de corte que el sistema combinado.

Innovación de sistema

El sistema de pavimento permeable no ha sido empleado en la concepción de urbanizaciones y resultaría una medida de control de inundaciones eficiente según el tiempo de lluvia de equilibrio, es decir la duración de lluvia con la cual la capa de hormigón poroso retendría el volumen hídrico sin necesidad de tener una evacuación por colectores. Debido a que la intensidad de lluvia es elevada, al encontrarse el proyecto en una zona tropical lluviosa, este tiempo resulta insuficiente, por lo que la alternativa de empleo de pavimento permeable, aunque innovadora, no se adapta al contexto del proyecto, lo cual hubiese sido diferente si estuviese ubicado en una zona con precipitaciones menores.

Estructura de descarga al canal

Los elementos de descarga al canal tanto en el sistema tradicional como en el de pavimento permeable es mediante los colectores finales. Para el sistema combinado el agua lluvia transportado por las calzadas ingresan al canal paralelo a la calle C mediante imbornales tipo buzón combinados con sumideros tipo rejillas dispuestos transversalmente a la dirección de la calzada, lo cual incrementa el costo de la estructura de descarga.

Elementos del sistema

Los elementos del sistema para la alternativa de evacuación tradicional consiste en sumideros tipo rejilla y pozos de inspección entre colectores, similarmente para el sistema de pavimento permeable se necesitan pozos de inspección entre colectores, a su vez se adiciona las capas de material filtrante y la geomembrana sobre la tubería perforada.

En el sistema combinado, aunque se necesitan sumideros y pozos de inspección estos son empleados en menor número.

Mantenimiento del sistema

La capacidad hidráulica de las calzadas es definida por la pendiente longitudinal y el coeficiente de rugosidad de las mismas. Con el paso del tiempo el hormigón se deteriora, resultando en un incremento de la rugosidad, disminuyendo la eficiencia de conducción del sistema.

El pavimento permeable junto a las capas filtrantes disminuyen su capacidad de infiltración con el paso del tiempo, además que las tuberías son perforadas alterando su condición de fábrica.

En el sistema tradicional el mantenimiento a considerar es menor pues se tienen los pozos de inspección entre colectores. Sin embargo se debe propiciar que los sumideros no estén obstaculizados con desechos sólidos.

6.3. Análisis de rediseño de canales de AALL

Se rediseñaron los canales existentes de evacuación de aguas lluvias definiendo dos alternativas con revestimiento o sin revestimiento.

Características de diseño

Se definió que los tirantes normales y las pendientes de fondo necesarias de fondo son mayores para canales sin revestimiento.

Características económicas

Al tener mayores tirantes y pendientes de fondo los canales sin revestimiento se necesita un mayor volumen de corte que los canales con revestimiento. Sin embargo para los canales con revestimiento se necesita aumentar el rubro de geomembrana.

Características ambientales

Para preservar el volumen hídrico a conducir la geomembrana evita filtraciones, con el objetivo de que el agua lluvia captada sea conducida en su totalidad al embalse.

6.4. Análisis del desagüe final de AALL

El análisis del desagüe final de aguas lluvias se basa en las condiciones ambientales y económicas de las aplicación de las alternativas, siendo estas evacuar el caudal receptado al canal de aguas residuales del sector ubicado

paralelo a la Calle Rio Pifo que desemboca en el Estero Belin o almacenar esta agua lluvia en un embalse para su uso como agua de riego.

Consideraciones ambientales

La preservación de los recursos hídricos se ha vuelto una constante en cualquier proyecto con calidad de sustentable. En vista de que el proyecto se encuentra dentro de un contexto agrícola donde existen alrededor de 35 Ha. de banano en los terrenos colindantes, que durante los meses de la época seca (Junio a Diciembre), enfrentan un déficit hídrico que debe ser compensado por los agricultores mediante la utilización de agua proveniente del sistema de abastecimiento. Por lo que la alternativa de captar y almacenar el agua lluvia para el riego durante estos meses es una medida de solventar este déficit.

Económicas

El alcance de riego en base al volumen de captación es de 35.54 Ha. de banano durante los meses de la época seca (Junio a Diciembre) lo que significa un ahorro total de \$51177.60 en gastos de mantenimiento, aminorando un 10.7% los costos de mantenimiento anuales. Lo cual retribuiría la concepción de expropiación de tierra para el embalse y el funcionamiento de un sistema de bombeo.

El volumen de excavación del embalse es de 231120 m³, el cual puede ser utilizado como relleno para otros asentamientos de la ciudad de Milagro.

Para poder implantar el embalse se debe expropiar tierra a la plantación colindante del lado oeste, restando un área de plantación de 7.9 Ha. Lo cual significaría la intervención municipal para la adquisición del terreno.

6.5. Elección de alternativa

Para la elección de alternativa se realiza una ponderación de los criterios de análisis de las alternativas de pavimento, sistema de evacuación de aguas lluvias, rediseño de canales de aguas lluvias y desagüe final mostrado en las tablas siguientes.

6.5.1. Ventajas y desventajas: Ponderación de alternativas de pavimento.

Tabla LVII Ponderación de alternativas: Sistemas de evacuación de AALL.

CRITERIO		ALTERNATIVA 1			ALTERNATIVA 2		
		Pavimento no permeable			Pavimento permeable		
		Ventajas	Desventajas	%	Ventajas	Desventajas	%
DISEÑO	Sección del pavimento	Dosificación típica de pavimento rígido	Mayor cantidad de cemento	0,7	Menor cantidad de cemento	Dosificación distinta, el recubrimiento de pasta de cemento sobre agregados debe ser el mínimo suficiente para propiciar vacíos	0,9
	Coefficiente de escorrentía	-	C=1, no se reduce el caudal efectivo a evacuar	0,6	C=0.82, se reduce el caudal efectivo a evacuar		1
CONSTRUCCIÓN	Mezclado	Se puede solicitar hormigón premezclado	-	1	-	El mezclado se lo realizaría en sitio con personal especializado para el control de la dosificación	0,7
	Serviciabilidad del pavimento	Mayor grado de confort para la circulación vehicular	-	0,9	-	Menor grado de confort para la circulación vehicular	0,6
	IRI	Mayor confiabilidad en la obtención de un menor IRI	-	0,9	-	De mayor variación al tener vacíos en una superficie irregular por la distribución del agregado	0,6
		TOTAL/10		8,2		TOTAL/10	7,6

Fuente: Autores.

6.5.2. Ventajas y desventajas: Ponderación de alternativas de sistema de evacuación de AALL.

Tabla LVIII Ponderación de alternativas: Sistemas de evacuación de AALL (parte 1).

CRITERIO	ALTERNATIVA 1			ALTERNATIVA 2			ALTERNATIVA 3			
	Sistema de evacuación de AALL tradicional			Sistema de evacuación de AALL por pavimento permeable			Sistema de evacuación de AALL mixto: Capacidad hidráulica de calzada y sistema tradicional			
	Ventajas	Desventajas	%	Ventajas	Desventajas	%	Ventajas	Desventajas	%	
DISEÑO	Caudales	Mayor caudal para almacenamiento	Caudal al 100%	0,7	Caudal al 74%	Duración de lluvia de 7 minutos sin conducción por tubería	0,7	Mayor caudal para almacenamiento	Caudal al 100%	0,7
	Urbanismo		Menor amplitud de aceras por concepción de cunetas	0,7		Superficie de acabado de pavimento rugosa	0,6	Mayor amplitud de acera por ausencia de cunetas		1
CONSTRUCTIVO / ECONÓMICO	Movimiento de Tierra	-	Mayor para instalación de colectores	0,5	-	Mayor por colocación de capas filtrantes	0,5	Menor para instalación de colectores	-	1
	Colectores	-	Mayor diámetro	0,6	Menor diámetro	Igual longitud de tubería que el sistema tradicional	0,8	Menor diámetro	-	1
	Topografía	Mantiene pendiente natural de 0.3%	-	1	Mantiene pendiente natural de 0.3%		1	-	Cambiar pendiente natural al 0.5%	0,7
	Canales de AALL	-	Mayor volumen de corte por cota final de evacuación	0,5		Mayor volumen de corte por cota final de evacuación	0,5	Menor volumen de corte por cota final de evacuación		0,8
	Estructura de descarga al canal	Mediante último colector	-	1	Mediante último colector	-	1	-	Imbornales tipo buzón y rejillas transversales	0,7
	Elementos del sistema		Mayor número de pozos de inspección	0,8	Menor número de sumideros	Mayor número de pozos de inspección	0,5	Menor número de sumideros	-	0,8
		Mayor número de sumideros	-		Colocación de paquete filtrante y geomembrana	Menor número de pozos de inspección				

Fuente: Autores.

Tabla LIX Ponderación de alternativas: Sistemas de evacuación de AALL (parte 2).

CRITERIO		ALTERNATIVA 1			ALTERNATIVA 2			ALTERNATIVA 3		
		Sistema de evacuación de AALL tradicional			Sistema de evacuación de AALL por pavimento permeable			Sistema de evacuación de AALL mixto: Capacidad hidráulica de calzada y sistema tradicional		
		Ventajas	Desventajas	%	Ventajas	Desventajas	%	Ventajas	Desventajas	%
INNOVACIÓN	Innovación del sistema	-	No es innovadora	0,5	Innovadora	No se adapta al contexto por elevada intensidad de lluvia	0,7	Aplicación de elemento tradicionales considerando su máxima capacidad	-	0,8
	DURABILIDAD	Mantenimiento del sistema	Menor mantenimiento, existencia de pozos de inspección	Limpieza de sumideros y cunetas	0,8	-	Deterioro de capa filtrante	0,5	-	El deterioro de la calzada afecta directamente a la eficiencia hidráulica
Alteración de la condición de fábrica de tuberías										
		TOTAL /10		7,1		TOTAL /10	6,8		TOTAL /10	8,1

Fuente: Autores.

6.5.3. Ventajas y desventajas: Ponderación de alternativas de rediseño de canal de AALL.

Tabla LX Ponderación de alternativas: Rediseño de canal de AALL.

CRITERIO		ALTERNATIVA 1			ALTERNATIVA 2		
		Rediseño de canales de AALL sin revestimiento			Rediseño de canales de AALL con revestimiento		
		Ventajas	Desventajas	%	Ventajas	Desventajas	%
DISEÑO	Tirantes normales		Mayores tirantes	0,7	Menores tirantes		0,9
	Pendiente de fondo		Mayor pendiente de fondo	0,7	Menor pendiente de fondo		1
CONSTRUCTIVO	Erosión		Mayor probabilidad de erosión	0,7	Menor probabilidad de erosión		1
ECONÓMICO	Materiales	No se incrementan rubros por revestimiento		1		Incremento de rubro de colocación geomembrana	0,6
	Movimiento de tierra		Mayor volumen de corte	0,6	Menor volumen de corte		1
AMBIENTAL	Captación de AALL		Por filtraciones no se conserva el caudal total para el almacenamiento	0,8	Conservación del caudal total para el almacenamiento		1
				TOTAL/10	7,5	TOTAL/10	9,2

Fuente: Autores.

6.5.4. Ventajas y desventajas: Ponderación de alternativas de desagüe final de AALL.

Tabla LXI Ponderación de alternativas: Desagüe final de AALL.

CRITERIO		ALTERNATIVA 1			ALTERNATIVA 2		
		Embalse: Almacenamiento de AALL			Estero Belin		
		Ventajas	Desventajas	%	Ventajas	Desventajas	%
AMBIENTAL	Sostenibilidad	Aprovechamiento de la captación de AALL para riego	-	1	-	Se evacua el agua captada sin utilización	0,3
UBICACIÓN	Contexto	Se considera el contexto agrícola	-	1	Cercano al proyecto, conducción por canal de aguas residuales del sector	No se considera el contexto agrícola	0,5
ECONÓMICO	Producción agrícola	Ahorro en costos de riego para suplir déficit hídrico durante la época seca	Se necesita un sistema de bombeo para cubrir el alcance de riego de 35 Ha.	0,8	-	No se necesitan realizar obras adicionales	1
	Movimiento de tierra	Aprovechamiento del volumen de corte como material de relleno para otros asentamientos	Excavación y estabilización de taludes para la conformación del embalse	0,7	La obra a realizar es la conexión del canal interno a la ciudadela con el externo		0,8
POLÍTICO /SOCIAL	Expropiación de tierra	-	Se necesita expropiar 7.9 Ha.	0,5	No hay necesidad de expropiar terrenos	-	1
			TOTAL/10	8		TOTAL/10	7,2

Fuente: Autores.

De acuerdo con el análisis anterior se tiene que para el sistema de evacuación de aguas lluvias que se adapta al contexto y comprende mayores beneficios constructivos, por lo tanto económicos es la alternativa de **Sistema de evacuación mixto: Aplicación de capacidad hidráulica de calzada y sistema tradicional.**

De acuerdo con este sistema el pavimento a emplearse es un pavimento no permeable que junto a sus características de serviciabilidad y de sección representan la alternativa seleccionada junto con el sistema de evacuación descrito.

Se determina a su vez que la alternativa almacenar el caudal de aguas lluvias captado representa un beneficio económico y ambiental que amortiza la inversión de construir un embalse y poner en funcionamiento un sistema de bombeo.

6.6. Restricciones.

Las restricciones encontradas para el desarrollo del proyecto son las siguientes:

Expropiación de tierra

La expropiación para la construcción del embalse en la ubicación definida definirá la factibilidad de la inversión del sistema de bombeo de riego para cubrir el alcance de las 35 Ha. de plantaciones.

Topografía

El trazado de vías y sistema de evacuación de aguas lluvias está sujeto a las consideraciones topográficas: Planimétrica en cuanto a la lotización existente y altimétrica en cuanto a cotas posibles de proyecto y de evacuación de agua lluvia hacia los canales de agua lluvia existentes rediseñados.

Hidrología

Las características hidrológicas en cuanto a la intensidad de lluvia, coeficientes de escorrentía son inherentes y específicas del sector, por lo que no pueden alterarse.

CAPÍTULO 7

7. ANÁLISIS DE COSTO DE OBRA

El presupuesto referencial para la alternativa seleccionada de vías de pavimento rígido y sistema de evacuación de AALL de tipo mixto: Aprovechamiento de la capacidad hidráulica de calzada y sistema tradicional con rediseño de canales existente de aguas lluvias aplicando un revestimiento de geomembrana es presentado de acuerdo a los precios unitarios de una empresa de carácter mediano (Ver Anexo III)

Obteniendo un valor referencia para la construcción del proyecto de sistema de evacuación de aguas lluvias acorde la alternativa seleccionada, de 675.410,06 USD, SEISCIENTOS SETENTA Y CINCO MIL CUATROCIENTOS DIEZ CON 06/100 CTVS., valor que no incluye el impuesto al valor agregado (IVA).

CAPÍTULO 8

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1. CONCLUSIONES

1. El caudal de agua lluvia a evacuar definido para la ciudadela Los Tamarindos fue encontrado mediante el método racional, en base al área de aportación de la cuenca definida, los coeficientes de escorrentía y la intensidad de lluvia en base a los datos pluviométricos para la ciudad de Milagro. Obtenido un caudal total a evacuar de $0.87 \text{ m}^3/\text{s}$ aplicando vías de hormigón no permeable y $0.64 \text{ m}^3/\text{s}$ como caudal a evacuar por tuberías para vías de hormigón permeable. Sin embargo la eficiencia del sistema de pavimento permeable se definió mediante el tiempo de equilibrio del sistema, el cual es la duración de lluvia con la cual no se necesita una evacuación por tubería el cual para la intensidad de lluvia de diseño es de 7 minutos, razón por lo cual la elección de pavimento permeable resultó no viable, optando por el uso de pavimento no permeable.

2. Debido a que el trazado de la ciudadela Los Tamarindos, se encuentra ya definido, se adaptó la planimetría y altimetría para la definición de secciones de vías y pendientes longitudinales de las mismas. Encontrando que para la alternativa escogida de pavimento no permeable con un sistema mixto de evacuación de AALL dos secciones de vías con pendientes longitudinales del 0.5%, con el fin de aprovechar la capacidad hidráulica de las calzadas.
3. La elección de un sistema de evacuación mixto: Aplicación de capacidad hidráulica de calzada y sistema tradicional se basó en las ventajas del mismo considerando criterios constructivos y económicos tales como, un volumen de corte menor para la instalación de colectores, diámetros de los mismos y longitud, junto a un menor número de estructuras como pozos de inspección y sumideros. Adicionalmente, para el rediseño de los canales de aguas lluvias existentes la cota de descarga demandaba un volumen de corte menor que para las demás alternativas.
4. Debido a la necesidad actual de ofrecer soluciones sustentables se optó por la implantación de un embalse de almacenamiento de aguas lluvias para el riego de las plantaciones colindantes al proyecto, llegando a un alcance de riego de acuerdo con el volumen hídrico proyectado de 35 Ha. de plantaciones de banano, aminorando un 10.7% los costos de mantenimiento anuales de dichas hectáreas de cultivo.

5. El estudio y análisis de las alternativas definidas del proyecto representan soluciones éticas que respetan la normativa y criterios técnicos referentes a los campos de actividad del ingeniero civil, siendo los aplicados en este diseño de prefactibilidad especialidades tales como carreteras, hidráulica e ingeniería sanitaria. Siguiendo el Art. 4 del título I de la codificación del código de ética de la ingeniería civil que estipula que el Ingeniero civil ejercerá su profesión, procurando siempre que las obras y servicios respondan a las normas de calidad, manteniendo una actitud creadora, técnica y honrada.

8.2. RECOMENDACIONES

1. Realizar el diseños definitivos de la alternativa de sistema de evacuación mixto: Aplicación de capacidad hidráulica de calzada y sistema tradicional, considerando la optimización de las ventajas de los criterios constructivos y económicos.
2. Realizar los estudios de factibilidad y diseños definitivos para el embalse de almacenamiento de AALL y el sistema de bombeo siguiendo los parámetros ya definidos en cuanto a la capacidad requerida y el alcance de riego.
3. La expropiación del área de embalse debe realizarse en la ubicación definida, para la descarga directa del agua lluvia conducida por la canales de agua lluvia rediseñados para la ciudadela.
4. En la etapa de construcción se recomienda realizar cronogramas de obra que faciliten la ejecución de la obra, junto a las actividades de mitigación de impacto ambiental. Notificando a los residentes de las actividades a realizar que ameriten precauciones en la circulación de vehículos y peatones, además de los horarios de trabajo mediante campañas de socialización del proyecto.
5. Mantener un control ambiental periódico con el objetivo de medir las afectaciones a los recursos naturales y determinar posibles cambios en

actividades como medidas de mitigación al avance de la afectación si se lo requiere.

ANEXOS

Anexo I Tabla resumen de las matrices de impacto ambiental durante la fase de construcción

MEDIO	Componente Ambiental	Carácter Genérico	Duración	Tipo de Efecto	Importancia	Intensidad	Extensión	Plazo	Reversibilidad	Riesgo	Magnitud	VIA	Dictamen	Recuperación
FISICO	AIRE													
	B2	-	T	D	1	1	5	2	2	2	2,8	2,45	Co	RCP
	B3	-	T	D	1	1	5	2	2	2	2,8	2,45	Co	RCP
	B4	-	T	D	1	1	5	2	2	2	2,8	2,45	Co	RCP
	B6	-	T	D	1	1	5	2	2	2	2,8	2,45	Co	RCP
	B10	-	T	D	1	1	5	2	2	2	2,8	2,45	Co	RCP
	B11	-	T	D	1	1	5	2	2	2	2,8	2,45	Co	RCP
	SUELO													
	B2	-	T	D	2	1	2	2	10	5	1,6	2,90	Co	RCP
	B3	-	T	D	2	1	2	2	10	5	1,6	2,90	Co	RCP
	B4	-	T	D	2	1	2	2	10	5	1,6	2,90	Co	RCP
	B9	-	T	D	2	1	2	2	10	5	1,6	2,90	Co	RCP
	B11	-	T	D	2	1	2	2	10	5	1,6	2,90	Co	RCP
	AGUA													
	B5	-	T	D	1	1	5	2	2	2	2,8	2,45	Co	RCP
BIOLOGICO	FLORA													
	B2	-	T	D	1	1	2	2	2	2	1,6	1,75	Co	RCP
	B5	-	T	D	1	1	2	2	2	2	1,6	1,75	Co	RCP
	B14	+	T	D	1	1	2	2	2	2	1,6	1,75	Co	RCP
	FAUNA													
	B2	-	T	D	1	1	2	2	2	2	1,6	1,75	Co	RCP
	B5	-	T	D	1	1	2	2	2	2	1,6	1,75	Co	RCP
B14	+	T	D	1	1	2	2	2	2	1,6	1,75	Co	RCP	

Fuente: Autores

MEDIO	Componente Ambiental	Carácter Genérico	Duración	Tipo de Efecto	Importancia	Intensidad	Extensión	Plazo	Reversibilidad	Riesgo	Magnitud	VIA	Dictamen	Recuperación
HUMANO	EMPLEO													
	B2	+	T	D	3	3	10	2	10	10	5,6	7,06	Se	IR
	B3	+	T	D	3	3	10	2	10	10	5,6	7,06	Se	IR
	B4	+	T	D	3	3	10	2	10	10	5,6	7,06	Se	IR
	B6	+	T	D	3	3	10	2	10	10	5,6	7,06	Se	IR
	B7	+	T	D	3	3	10	2	10	10	5,6	7,06	Se	IR
	B8	+	T	D	3	3	10	2	10	10	5,6	7,06	Se	IR
	B12	+	T	D	3	3	10	2	10	10	5,6	7,06	Se	IR
	SOCIOECONÓMICO Y CULTURAL													
	B2	+	T	D	3	3	10	2	10	10	5,6	7,06	Se	IR
	B3	+	T	D	3	3	10	2	10	10	5,6	7,06	Se	IR
	B4	+	T	D	3	3	10	2	10	10	5,6	7,06	Se	IR
	B6	+	T	D	3	3	10	2	10	10	5,6	7,06	Se	IR
	B7	+												
	B8	+	T	D	3	3	10	2	10	10	5,6	7,06	Se	IR
	B13	+	T	D	3	3	10	2	10	10	5,6	7,06	Se	IR
	TRÁNSITO													
	B3	-	T	D	2	2	2	2	2	5	2,0	2,40	Co	RCP
	B4	-	T	D	2	2	2	2	2	5	2,0	2,40	Co	RCP
	B6	-	T	D	2	2	2	2	2	5	2,0	2,40	Co	RCP
	B8	-	T	D	2	2	2	2	2	5	2,0	2,40	Co	RCP
B9	-	T	D	2	2	2	2	2	5	2,0	2,40	Co	RCP	
B10	-	T	D	2	2	2	2	2	5	2,0	2,40	Co	RCP	

Fuente: Autores.

+ Positivo

- Negativo

T: Temporal

P: Permanente

D: Directo

Co: Compatible

Se: Severo

Cr: crítico

RCP: Recuperable a corto plazo

IR: Irrecuperable

Anexo I Tabla resumen de las matrices de impacto ambiental durante la fase de ejecución

MEDIO	Componente Ambiental	Carácter Genérico	Duración	Tipo de Efecto	Importancia	Intensidad	Extensión	Plazo	Reversibilidad	Riesgo	Magnitud	VIA	Dictamen	Recuperación
FISICO	AIRE													
	C2	-	P	D	1	1	5	10	2	2	4,4	3,2	Co	RCP
	C3	-	P	D	1	1	5	10	2	2	4,4	3,2	Co	RCP
	C4	-	P	D	1	1	5	10	2	2	4,4	3,2	Co	RCP
	C5	-	P	D	1	1	5	10	2	2	4,4	3,2	Co	RCP
	SUELO													
	C1	-	P	D	1	1	2	10	2	2	3,2	2,65	Co	RCP
	C2	-	P	D	1	1	2	10	2	2	3,2	2,65	Co	RCP
	C3	-	P	D	1	1	2	10	2	2	3,2	2,65	Co	RCP
	C4	-	P	D	1	1	2	10	2	2	3,2	2,65	Co	RCP
	C6	+	P	D	1	1	2	10	2	2	3,2	2,65	Co	RCP
	AGUA													
	C10	-	P	D	1	1	5	10	2	2	4,4	3,2	Co	RCP
BIOLOGICO	FLORA													
	C6	+	P	D	2	1	2	10	10	10	3,2	5,05	Se	RCP
	C9	+	P	D	2	1	2	10	10	10	3,2	5,05	Se	RCP
	FAUNA													
	C6	+	P	D	1	1	2	10	2	2	3,2	2,65	Co	RCP
C9	+	P	D	1	1	2	10	2	2	3,2	2,65	Co	RCP	
HUMANO	EMPLEO													
	C2	+	P	D	3	3	10	10	10	10	7,2	8,21	Cr	IR
	C3	+	P	D	3	3	10	10	10	10	7,2	8,21	Cr	IR
	C4	+	P	D	3	3	10	10	10	10	7,2	8,21	Cr	IR
	C7	+	P	D	3	3	10	10	10	10	7,2	8,21	Cr	IR
	C9	+	P	D	3	3	10	10	10	10	7,2	8,21	Cr	IR
	C10	+	P	D	3	3	10	10	10	10	7,2	8,21	Cr	IR
	SOCIOECO- NÓMICO Y CULTURAL													
	C2	+	P	D	3	3	10	10	10	10	7,2	8,21	Cr	IR
	C3	+												
	C4	+	P	D	3	3	10	10	10	10	7,2	8,21	Cr	IR
	C7	+	P	D	3	3	10	10	10	10	7,2	8,21	Cr	IR
	C9	+	P	D	3	3	10	10	10	10	7,2	8,21	Cr	IR
C10	+	P	D	3	3	10	10	10	10	7,2	8,21	Cr	IR	

Fuente: Autores.

Anexo III: Presupuesto referencial para la alternativa seleccionada

No.	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	PRELIMINARES				1345,53
1.1	ALQUILER DE BATERIA SANITARIA/SERVICIO PUBLICO	U	3,00	143,75	431,25
1.2	LETRERO DE OBRA	U	2,00	92,64	185,28
1.3	CASETA DE BODEGA Y OFICINA	m2	15,00	48,6	729,00
	VÍAS: PAVIMENTO RÍGIDO				615140,63
2	MOVIMIENTO DE TIERRA				103791,78
2.1	EXCAVACION SIN CLASIFICACION (INC. DESAL.)	M3	506,35	3,69	1868,43
2.2	MATERIAL DE PRESTAMO IMPORTADO (INC. TRANSPORTE)	M3	205,66	9,95	2046,32
	MATERIAL DE PRESTAMO LOCAL	M3	405,66	1,43	580,09
2.3	BASE ESTABILIZADA CON CEMENTO PORTLAND	M3	2468,23	40,23	99296,94
3	PAVIMENTO RÍGIDO				511348,85
3.1	PAVIMENTO HORM.CEM.POR.ESPESOR 20 CM (INC.RELL.JUN)	M3	2221,41	185,76	412648,74
3.2	BORDILLO CUNETA F'C=280 KG/CM2	M	826,50	24,68	20398,02
3.3	BORDILLO DE H.S. F'C=210 KG/CM2 (0.10X0.20)MTS.	M	1879,80	6,05	11372,79
3.4	ACERO/REFUERZO F'Y=4200 KG/CM2 ESTRUCTURA DOVELAS (PAVIMENTO)	KG	950,00	1,76	1672,00
3.5	ACERAS DE H.S. F'C=210 KG/CM2	ML	2569,19	25,4	65257,30
	EVACUACIÓN DE AALL				49313,36
4	MOVIMIENTO DE TIERRA				10595,19
4.1	EXCAVACIÓN DE ZANJA PARA TUBERÍAS Y POZOS DE INSPECCIÓN (INC. DESAL.)	M3	637,38	3,69	2351,92
4.2	MATERIAL DE PRESTAMO IMPORTADO (INC. TRANSPORTE)	M3	431,82	9,95	4296,62
4.3	MATERIAL DE PROTECCIÓN ARENA (INC. TRANSPORTE)	M3	205,55	19,2	3946,65
5	AALL				32799,26
5.1	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBO DE PVC 10"=250 MM.	M	362,85	36,09	13095,26
5.2	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBO DE PVC 12"=300 MM.	M	104,32	56,98	5944,15
5.3	SUMIDERO DOBLE DE HORMIGON SIMPLE (INC.REJILLA Y EXCAV.)	U	16,00	190,85	3053,60
5.4	IMBORNAL TIPO BUZON MAS SUMIDERO TRANSVERSAL (INC.REJILLA Y EXCAV.)	U	5,00	1145,1	5725,50
5.5	REPLANTILLO E=0.05 M. F'C=140 KG/CM2.	M2	35,59	6,52	232,01
5.6	POZO DE INSPECCIÓN DE AALL	U	10,00	437,5	4375,00
5.7	PRUEBA DE CONTINUIDAD	ML	467,17	0,8	373,74
6	CANALES DE AALL				5918,91
6.1	DESBROCE, DESBOSQUE Y LIMPIEZA (INC. DESALOJO)	Ha	0,35	1145,11	400,79
6.2	EXCAVACION SIN CLASIFICACION (INC. DESAL.)	M3	141,28	3,69	521,32
6.3	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOMEMBRANA	M2	1440,00	3,47	4996,80
7	IMPACTO AMBIENTAL				9610,53
7.1	AGUA PARA CONTROL DE POLVO	M3	50,00	3,46	173,00
7.2	PASO DE MADERA PROVISIONAL PARA PEATONES	U	10,00	479,18	4791,80
7.3	PROTECCION PARA TRABAJADOR	U	20,00	29,9	598,00
7.4	CHARLAS DE SOCIALIZACIÓN DEL PROYECTO	U	2,00	150	300,00
7.5	CONO DE SEGURIDAD	U	10,00	23	230,00
7.6	BARRERAS-SEGUR-POLIETIL(H=0.91 L=1.52 A1=.19 A2=.6)M(T-YERSY)	U	2,00	638,84	1277,68

No.	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
7.7	TANQUE PROTECTOR VIAL DE POLITIELINO H=1.02M. D=0.62M C/BASE	U	10,00	94,29	942,90
7.8	PARANTE VIAL DE POLIETILENO H=1.41M. D=0.74 M. INC. BASE	U	15,00	48,29	724,35
7.9	BARRICADA DE MADERA (1,20 X 1,50)M C/3 TABL. C/CINTA REFLECT	U	4,00	53,68	214,72
7.1 0	BARRICADA DE MADERA (0,60 X 1,10)M C/2 TABL. C/CINTA REFLECT	U	4,00	39,52	158,08
7.1 1	CINTAS PLASTICAS DE SEGURIDAD (COLOR REFLECTIVO)	M	1000,00	0,2	200,00
	TOTAL PRESUPUESTO REFERENCIAL				675410,06

Fuente: Autores

BIBLIOGRAFÍA

- [1]. AASHTO. (1993). AASHTO Guide for Design of Pavement Structures, 1993.
- [2]. ACI. (2010). 522R-10. 2010. *Report on pervious concrete*. ACI Committee, 522, 38.
- [3]. Allen, R. G. (2006). Evapotranspiración del cultivo: guías para la determinación de los requerimientos de agua de los cultivos (Vol. 56). Food & Agriculture Org.
- [4]. Arcement, G. J., & Schneider, V. R. (1989). *Guide for selecting Manning's roughness coefficients for natural channels and flood plains*. US Government Printing Office Washington, DC.
- [5]. Bakalian, A., Wright, A., Otis, R., & deAzevedo-Netto, J. (1994). *Simplified sewerage: design guidelines*. UNDP-World Bank Water and Sanitation Program.
- [6]. Benson, M. A., & Dalrymple, T. (1967). General field and office procedures for indirect discharge measurements. US Govt. Print. Off.,.
- [7]. Buroz, E. (1994). Métodos de evaluación de impactos. II Curso de Postgrado sobre Evaluación de Impactos Ambientales. Foro Latinoamericano de Ciencias Ambientales (FLACAM). La Plata.
- [8]. Camp, T. R. (1946). Design of Sewers to Facilitate Flow. *Sewage Works Journal*, 18(1), 3–16

- [9]. EL UNIVERSO. (2016, marzo 6). Milagro suma once sectores afectados por inundaciones. *El Universo*. Recuperado a partir de <http://www.eluniverso.com/noticias/2016/03/06/nota/5445837/milagro-suma-once-sectores-afectados-inundaciones>
- [10]. FAO. (2016). Recuperado el 4 de septiembre de 2016, a partir de <http://www.fao.org/docrep/V9727S/v9727s0a.htm>
- [11]. Fortier, S., & Scobey, F. C. (1926). Permissible canal velocities. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 89(1), 940–956.
- [12]. Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Milagro. (2015). Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón San Francisco de Milagro. Recuperado a partir de http://app.sni.gob.ec/visorseguimiento/DescargaGAD/data/documento_Final/0960000730001_DIAGN%C3%93STICO,%20PROPUESTA%20Y%20MODELO%20DE%20GESTION_16-03-2015_16-48-06.pdf
- [13]. Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Milagro. (2016). Gaceta Oficial. Recuperado el 4 de agosto de 2016, a partir de <http://www.milagro.gob.ec/servicios/gaceta-oficial/>
- [14]. GYPAM. (2012). Estudio de Impacto Ambiental Definitivo Proyecto “Construcción y Operación del Sistema de Alcantarillado Sanitario de la Ciudad de Milagro”. GAD Municipal de Milagro. Recuperado a partir de

http://www.guayas.gob.ec/dmdocuments/medio-ambiente/eia/EIA_ALCANTARILLADO_DE_MILAGRO.pdf

- [15]. IEOS, & Secretaria del Agua. (1992). Normas para Estudio y Diseño de Sistemas de Agua Potable y Disposición de Aguas Residuales para Poblaciones mayores a 1.000 habitantes. Quito–Ecuador.
- [16]. INEN. (1997). Normas para Estudio y Diseño de Sistemas de Agua Potable y Disposición de Aguas Residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes. *CPE INEN*, 5, 9–1.
- [17]. Instituto Ecuatoriano de Normalización INEN. (2005). *NTE INEN 490: 2005 Cementos Hidráulicos Compuestos*. Requisitos.
- [18]. Instituto Ecuatoriano de Normalización INEN. (2010). NTE INEN 0858: Áridos. Determinación de la masa unitaria (peso volumétrico) y el porcentaje de vacíos.
- [19]. Instituto Ecuatoriano de Normalización INEN. (2010). NTE INEN 1573: Hormigón de cemento hidráulico. Determinación de la resistencia a la compresión de especímenes cilíndricos de hormigón de cemento hidráulico.
- [20]. Instituto Ecuatoriano de Normalización INEN. (2001). NTE INEN 1855-1: Hormigones. Hormigón premezclado. Requisitos.
- [21]. Instituto Ecuatoriano de Normalización INEN. (2011). NTE INEN 2380: 2005 Cementos Hidráulicos. *Requisitos de desempeño*

- [22]. Instituto Ecuatoriano de Normalización INEN. (2011). NTE INEN 2554: Hormigón de cemento hidráulico. Determinación de la resistencia a la flexión del hormigón. (Utilizando una viga simple con carga en los tercios).
- [23]. Instituto Ecuatoriano de Normalización INEN. (2012). NTE INEN 2617: Hormigón de Cemento Hidráulico. Agua para Mezcla. Requisitos.
- [24]. Instituto Nacional de Estadística y Censos INEC. (2010). Población y Demografía. Recuperado el 4 de agosto de 2016, a partir de <http://www.ecuadorencifras.gob.ec/censo-de-poblacion-y-vivienda/>
- [25]. Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI. (1999). *Estudio de Lluvias Intensas Del INAMHI 1999 - Documents*. Recuperado a partir de <http://documents.tips/documents/estudio-de-lluvias-intensas-del-inamhi-1999.html>
- [26]. Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI. (2012). Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología. Recuperado el 4 de agosto de 2016, a partir de <http://www.serviciometeorologico.gob.ec/>
- [27]. MAGAP. (2015). Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca – Ecuador. Recuperado el 4 de septiembre de 2016, a partir de <http://www.agricultura.gob.ec/>
- [28]. Meneses, M., & Gayoso, J. (1995). Estudio de impacto ambiental proyecto forestal de los predios Tepuhueico y El Canelo GOLDEN SPRING FORESTAL (CHILE) CIA. LTDA. *Informe de Convenio*,

- (221Metcalf & Eddy. (2003). *Wastewater Engineering: Treatment, Disposal, Reuse*, Metcalf & Eddy. Inc., McGraw-Hill, New York.
- [29]. Mijares, A. (1994). *Fundamentos de hidrología de superficie*. Francisco Javier Aparicio Mijares.
- [30]. Ministerio de Agricultura y Alimentación Perú (Ed.). (1978). Consideraciones generales sobre canales trapezoidales. *Boletín Técnico-Ministerio de Agricultura y Alimentación. Dirección General de Aguas y Suelos (Perú).*, (7).
- [31]. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, S. M. (2005). *Guía de diseño y especificaciones de elementos urbanos de infraestructura de aguas lluvias*. Chile: MINVU.
- [32]. MTOP. (2003). *Norma de diseño geométrico de carreteras*. Ministerio de Transporte y Obras Públicas.
- [33]. Peñaranda, C. (1993). Manual para cálculo diseño y proyecto de redes de alcantarillado. En *Manual para cálculo diseño y proyecto de redes de alcantarillado*.
- [34]. Raju, K. G. R., Rana, O. P. S., Asawa, G. L., & Pillai, A. S. N. (1983). Rational Assessment of Blockage Effect in Channel Flow Past Smooth Circular Cylinders. *Journal of Hydraulic Research*, 21(4), 289–302. <http://doi.org/10.1080/00221688309499435>
- [35]. Te Chow, V. (1959). *Open channel hydraulic* U.S. Army Corps of Engineers. (1994). *Hydraulic Design of Flood Control Channels* (Vol. EM

1110-2-1601). Washington. Recuperado a partir de http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-2-1601.pdf?ver=2013-09-04-070804-047

[36]. US. Bureau of Reclamation (Ed.). (2001). *The Water Measurement Manual*. Recuperado a partir de <http://www.usbr.gov/tsc/techreferences/mands/wmm/>

[37]. Waring, G. E. (1898). *Sewer construction*. Google Patents. Recuperado a partir de <http://www.google.com/patents/US601742>