

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**  
**FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL**  
**DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**



**TEMA:**

**“SISTEMAS ALTERNATIVOS DE RETENCION Y CONTROL DE AGUAS PLUVIALES EN LA ZONA NOR-PONIENTE DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL.”**

**PRESENTADO POR:**

**CASTELLON RIVERA CARLOS FRANCISCO**

**MATA BONILLA HERBERT ERNESTO**

**VASQUEZ ESCOBAR GUSTAVO ARQUIMIDES**

**DOCENTE DIRECTOR: ING. JOSE LUIS CASTRO CORDERO**

**PARA OPTAR POR EL TITULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**CIUDAD UNIVERSITARIA ORIENTAL, SAN MIGUEL NOVIEMBRE DE 2011.**

AUTORIDADES UNIVERSITARIAS

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

Ing. Mario Roberto Nieto Lovo

VICERRECTOR ACADÉMICO:

Maestra. Ana María Glower de Alvarado

SECRETARIA GENERAL:

Dra. Ana Leticia de Amaya

FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL

DECANO:

Lic. Cristóbal Hernán Ríos Benítez

VICE-DECANO:

Lic. Carlos Alexander Díaz

SECRETARIO INTERINO:

Lic. Fernando Pineda Pastor

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**  
**FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL**  
**DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**



**TEMA:**

**“SISTEMAS ALTERNATIVOS DE RETENCION Y CONTROL DE AGUAS PLUVIALES EN LA ZONA NOR-PONIENTE DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL.”**

**PRESENTADO POR:**

**CASTELLON RIVERA CARLOS FRANCISCO**

**MATA BONILLA HERBERT ERNESTO**

**VASQUEZ ESCOBAR GUSTAVO ARQUIMIDES**

**DOCENTE DIRECTOR: ING. JOSE LUIS CASTRO CORDERO**

**PARA OPTAR POR EL TITULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**CIUDAD UNIVERSITARIA ORIENTAL, SAN MIGUEL NOVIEMBRE DE 2011.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN APROBADO POR:

Docente Director:

---

ING. JOSE LUIS CASTRO CORDERO

Coordinador de Proyectos de Graduación:

---

ING. MILAGRO DE MARIA ROMERO DE GARCIA

## **Agradecimientos**

Queremos de manera especial y sinceramente agradecer a:

La Universidad de El Salvador, el habernos permitido formarnos como profesionales y a todos los docentes que a lo largo de la carrera nos proporcionaron de conocimientos, experiencias, consejos y aliento para coronar la carrera en tan prestigiosa Universidad.

Al Ing. José Luis Castro Cordero, nuestro Docente Director, por su valiosa orientación, su entera disposición y por compartir sus conocimientos y consejos con el grupo de tesis para obtener buenos resultados en la misma.

El Servicio Nacional de Estudio Territoriales (SNET), por proporcionarnos debidamente toda la información indispensable para el desarrollo de la investigación.

De manera muy especial a:

Ing. José Neftalí Cañas Platero (Gerente Región Oriental de ANDA) y al Ing. Cesar Amílcar Elías (Jefe de Unidad Ambiental OPAMSS), haciendo ambos la función de asesores externos, orientándonos, aconsejándonos, brindándonos información, tiempo y sus recomendaciones para así obtener mejores resultados en la investigación. Caracterizándolos por su particular amabilidad y su ayuda desinteresada.

Al consorcio EL PACIFICO por proporcionarnos la información necesaria para la realización de nuestro trabajo de graduación.

Al Ing. David Chávez y a la Ing. Milagro de María Romero de García por formar parte de nuestro jurado evaluador dándole seguimiento a la tesis haciendo las recomendaciones respectivas para obtener los mejores resultados.

## DEDICATORIA

**Agradezco:** A Dios Todopoderoso, Por darme la sabiduría y el entendimiento necesario para cumplir mis metas, por darme la fortaleza de seguir adelante y por interceder ante todas mis oraciones.

**A mis padres:** Carlos Conde Castellón y María Bertila Rivera Cruz, no hay palabras que puedan describir mi profundo agradecimiento hacia mis Padres, quienes durante todos estos años confiaron en mí, comprendiendo mis aspiraciones, por su gran apoyo incondicional dedico el triunfo alcanzado. Gracias por su sacrificio, amor y cuidado; lo que soy se los debo ustedes.

**A mi novia:** Wendy Merlos que siempre ha estado a mi lado y ha compartido cada momento feliz y triste gracias por estar ahí cuando más lo he necesitado y darme su apoyo incondicional gracias mi amor.

**A mis hermanas:** Cindy Conde Castellón y Raquel Conde Castellón a ellas que siempre han confiado en mí y de una u otra forma me han apoyado gracias.

**A mis abuelos:** Francisco Conde, José Marcial Cruz, María del Carmen Castellón, María del Carmen Rivera, por brindarme siempre su apoyo y por los valores que me han inculcado, de todo corazón gracias abuelitos.

**A mis tíos (as):** A todos mis tíos que siempre estuvieron pendientes de mí, en especial a mi tía Rosa Emilia Conde Castellón mi segunda mamá la que ha estado a mi lado cuidándome y apoyándome en mis aspiraciones, además a mi tía Lilian Conde Castellón gracias por su apoyo.

**Mis amigos y mi compañero:** A todos los compañeros que conocí a lo largo de mis años de estudio, por compartir tantos momentos buenos y malos, a mis amigos de toda la vida que siempre estuvieron ahí en momentos difíciles.

**A mis compañeros de tesis:** Herbert Ernesto mata, por ser el más positivo del grupo hasta el final, A Gustavo Vásquez (Kime) por poner la cota de serenidad en momentos de estrés gracias compañeros y grandes amigos.

Reflexión: Dios no manda cosas imposibles, sino que, al mandar lo que manda, te invita a hacer lo que puedas y pedir lo que no puedas y te ayuda para que puedas. (San Agustín)

*Carlos Francisco Castellón Rivera*

## DEDICATORIA

**A Dios Padre todo poderoso ya que sin el este logro no podría ser obtenido.**

**A mi madre Rosa María Bonilla Vda de Mata:** por ser la persona más importante en mi vida por estar siempre conmigo apoyándome para seguir adelante brindándome su cariño, su amor compartiendo conmigo tristezas, alegrías preocupaciones durante todo mi vida dándome fuerza y ánimos para seguir; llevándome en cada una de sus oraciones para que todo siempre me saliera bien pidiendo a Dios que me diera entendimiento, sabiduría en cada parcial que tenía, preocupándose hasta más que yo. Pero después de todo se cumple el sueño de verme como profesional. Este logro es por usted y para usted.

**A mi padre Herbert (QDDG):** que desde pequeño decía que su mayor ilusión era ver a sus hijos como profesionales me hubiese gustado compartir esta alegría con el pero este logro también es para él.

**A mi hermana Rosa María Mata:** por estar apoyándome, preocupándose entendiéndome dándome fuerza y así lograr mi objetivo.

**A mi tía Marita:** por ser como mi madre estar pendiente siempre de mi , recibiendo todos los días una llamada suya preguntando que como me ha ido, preocupándose, aconsejándome siempre con palabras positivas y llevándome en cada una de sus oraciones .

**A mi abuela Rosalina:** Por aconsejarme, entenderme, por compartir conmigo alegrías y tristezas llevándome en sus oraciones cuando le decía que tenía algún examen difícil y dándome siempre palabras de ánimo.

**A la familia Machado:** por hacerme parte de su familia especialmente a Carolina brindándome su amor, cariño y comprensión siendo participe durante los últimos años de mi carrera.

**A mis compañeros de tesis:** kime y Charlie por haber compartido alegrías, tristezas y preocupaciones durante toda la carrera por ser más que compañeros, grandes amigos.

**A todos demás familiares y personas importantes:** que siempre estuvieron presentes durante toda mi carrera dándome palabras de ánimo y buenos deseos.

***Herbert Ernesto Mata Bonilla***

## DEDICATORIA

**A DIOS TODOPODEROSO:** Por guiarme, bendecirme y ser luz a lo largo de mi vida y permitirme alcanzar la meta propuesta.

**A MIS PADRES:** José Arquímedes Vásquez y Santos Estelia Escobar de Vásquez, por darme su amor, su ejemplo, sus consejos y su apoyo incondicional a lo largo de mi vida. Este triunfo es suyo.

**A MI HERMANO:** Kelvin, por estar ahí siempre que te necesito, por tus palabras de apoyo, por darme esa motivación y recordarme que no existen límites cuando se quiere algo.

**A MIS ABUELOS, TIOS, TIAS Y DEMAS FAMILIA:** Por estar pendientes siempre de mí, por apoyarme, aconsejarme y ayudarme a lo largo de toda mi carrera.

**A MIS COMPANEROS DE TESIS:** Herbert y Charlie, por todo su gran esfuerzo y dedicación a este proyecto, he aprendido mucho de ustedes, porque además de ser mis compañeros son grandes amigos.

**A LA FAMILIA MOLINA,** por hacerme sentir como parte de la suya, especialmente a ti Lorena, por tu apoyo y comprensión en todo este tiempo. Por hacer tuyos cada uno de mis triunfos.

**A MIS PROFESORES Y COMPANEROS,** Gracias por proporcionarme todos sus conocimientos y vivencias a lo largo de mi carrera.

**A MIS AMIGOS Y AMIGAS:** por su amistad y sus consejos. Gracias por compartir este éxito conmigo. A Gio, eres como un hermano para Kelvin y para mí. Todo éxito tuyo es nuestro también.

*Gustavo Arquimides Vásquez Escobar*

# “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



## CAPÍTULO I: SITUACION PROBLEMÁTICA

|       |                                      |    |
|-------|--------------------------------------|----|
| 1.0   | Introducción.....                    | 1  |
| 1.1   | Planteamiento del Problema.....      | 4  |
| 1.2   | Justificación.....                   | 8  |
| 1.2.1 | Eventos históricos importantes.....  | 12 |
| 1.3   | Objetivo.....                        | 15 |
| 1.4   | Delimitación.....                    | 16 |
| 1.5   | Alcances.....                        | 16 |
| 1.6   | Limitaciones.....                    | 17 |
| 1.7   | Metodología de la investigación..... | 17 |

## 2. CAPÍTULO II: MARCO DE REFERENCIA

|         |  |    |
|---------|--|----|
| 2.1     | Contexto Histórico Descripción y características del desastre Provocado por Inundaciones en la Ciudad de San Miguel..... | 20 |
| 2.1.1   | Inundaciones registradas que han afectando al Departamento de San Miguel.....  | 21 |
| 2.1.2   | Amenazas debido a la formación Geológica.....  | 27 |
| 2.2     | Descripción General de la Ciudad de San Miguel.....  | 28 |
| 2.2.1   | Ubicación Geográfica.....  | 29 |
| 2.2.2   | Desarrollo Urbano de la Ciudad.....  | 30 |
| 2.2.2.1 | Características urbanas actuales.....  | 30 |
| 2.2.2.2 | Limite del desarrollo urbano.....  | 31 |
| 2.2.3   | Características Hidrometeorológicas y Físicas de la Ciudad de San Miguel.....  | 33 |
| 2.2.3.1 | Climatológicas.....  | 33 |
| 2.2.3.2 | Meteorológicas.....  | 34 |
| 2.2.3.3 | Hidrología.....  | 36 |
| 2.2.3.4 | tipo de suelos del Departamento de San Miguel.....   | 38 |
| 2.2.3.5 | Cobertura vegetal.....   | 40 |
| 2.2.3.6 | Uso actual del suelo.....  | 41 |

# “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



|         |   |     |
|---------|---|-----|
| 2.2.4   | Marco Geológico y Geomorfológico del Municipio.....   | 44  |
| 2.2.4.1 | Geología.....   | 44  |
| 2.2.4.2 | Tectónica.....  | 45  |
| 2.2.4.3 | Geomorfología.....  | 47  |
| •       | Geomorfológica Regional.....  | 47  |
| •       | Geomorfológica Local.....   | 48  |
| 2.3     | Marco Normativo.....  | 50  |
| 2.3.1   | Constitución de El Salvador.....  | 50  |
| 2.3.2   | Ley del medio ambiente.....   | 51  |
| 2.3.3   | Ley de Urbanismo y Construcción.....  | 54  |
| 2.3.4   | Reglamento a la ley de Urbanismo y Construcción en lo relativo a parcelaciones y urbanizaciones habitacionales..... | 55  |
| 2.3.5   | Alcaldía Municipal de San Miguel.....   | 56  |
| 2.3.6   | Ley de Protección Civil, prevención y mitigaciones de desastres .....   | 57  |
| <br>    |   |     |
| 3.      | CAPÍTULO III: MARCO CONCEPTUAL  |     |
| <br>    |   |     |
| 3.1     | Hidrología.....   | 59  |
| 3.1.1   | Ciclo hidrológico.....  | 60  |
| 3.1.1.1 | Fases del Ciclo del Agua.....   | 63  |
| 3.2     | Cuenca.....   | 70  |
| 3.2.1   | Definición de Cuenca.....   | 70  |
| 3.2.2   | Formación de las Cuencas de Drenaje.....  | 72  |
| 3.2.3   | Hidrología de la Cuenca de Drenaje.....   | 72  |
| 3.2.4   | Morfometría de la Cuenca.....   | 74  |
| 3.2.5   | Modelo de Drenajes de una Cuenca Hidrográfica.....  | 76  |
| 3.2.6   | Parámetros Físicos de la Cuenca.....  | 78  |
| 3.3     | Estudio Hidrológico.....  | 92  |
| 3.3.1   | Propósito de los Estudios Hidrológicos.....   | 92  |
| 3.3.2   | Métodos para Determinar el Caudal de Diseño.....  | 93  |
| 3.4     | Generalidades sobre Escorrentía Superficial.....  | 107 |
| 3.4.1   | Escorrentía Superficial.....  | 107 |

# “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



|       |  |     |
|-------|--|-----|
| 3.4.2 | Factores que Influyen en la Escorrentía Superficial.....                   | 108 |
| 3.5   | Las inundaciones en el Área Urbana.....                                    | 110 |
| 3.5.1 | Tipo de inundaciones en el área urbana.....                                | 115 |
| 3.5.2 | Impacto Hidrológico de la Urbanización.....                                | 120 |
| 3.5.3 | Impacto de la urbanización sobre el medio ambiente.....                    | 126 |
| 3.6   | Tratamiento típico del Problema de las inundaciones.....                   | 130 |
| 3.7   | Sistema utilizado para regular y controlar la escorrentía superficial..... | 137 |
|       | • Cubiertas Vegetales .....  | 139 |
|       | • Superficies Permeables.....  | 140 |
|       | • Pozos y Zanjas de Infiltración.....                                      | 143 |
|       | • Depósitos de Infiltración.....   | 151 |
|       | • Drenes Filtrantes o Franceses.....                                       | 154 |
|       | • Cunetas Verdes.....  | 156 |
|       | • Franjas Filtrantes.....  | 158 |
|       | • Depósitos de detención .....   | 162 |
|       | • Estanque de Retención.....   | 165 |
|       | • Humedades .....  | 171 |

## CAPITULO IV: ESTUDIO HIDROGEOLOGICO

|         |  |     |
|---------|--|-----|
| 4.1     | Descripción de la zona de estudio.....                   | 173 |
| 4.2     | Ubicación de la zona de estudio.....                     | 174 |
| 4.3     | Características de la zona de estudio.....               | 177 |
| 4.3.1   | Uso de suelo.....  | 177 |
| 4.3.2   | Hidrología de la zona de estudio.....                    | 178 |
| 4.4     | Análisis Hidrológico Urbano.....                         | 179 |
| 4.4.1   | Topografía de la zona de estudio.....                    | 181 |
| 4.4.2   | Análisis hidrológico de la primera zona de descarga..... | 183 |
| 4.4.2.1 | Elaboración de parteaguas de primera descarga.....       | 183 |
| 4.4.2.2 | Pendiente media y elevación media.....                   | 187 |
| 4.4.2.3 | Intensidad de diseño.....                                | 189 |

# “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



|           |   |     |
|-----------|---|-----|
| 4.4.2.3.1 | Tiempo de concentración.....  | 189 |
| 4.4.2.3.2 | Intensidad de lluvia para un Tc de 7.14 min para un periodo de retorno de 10 años.....                  | 193 |
| 4.4.2.4   | Áreas que influyen para determinar el coeficiente de escorrentía ponderado.....                         | 198 |
| 4.4.2.4.1 | Coeficiente de escorrentía de la zona de estudio sin urbanización.....                                  | 206 |
| 4.4.2.5   | Caudal de la Primera Microcuenca Urbanizado en m <sup>3</sup> /s.....                                   | 211 |
| 4.4.2.6   | Caudal de la Primera Micro cuenca sin Urbanización.....   | 212 |
| 4.4.2.7   | Volumen de primera Microcuenca.....   | 213 |
| 4.4.3     | Análisis hidrológico de la segunda descarga.....  | 214 |
| 4.4.3.1   | Datos de la segunda descarga.....   | 216 |
| 4.4.3.2   | Tiempo de concentración para segunda descarga.....  | 216 |
| 4.4.3.3   | Intensidad de lluvia con un tiempo de concentración de 13.90 para un periodo de retorno de 10 años..... | 221 |
| 4.4.3.4   | Areas que influyen para determinar el coeficiente de escorrentíaponderado.....                          | 222 |
| 4.4.3.5   | Caudal de la Segunda Microcuenca urbanizado en m <sup>3</sup> /s.....                                   | 228 |
| 4.4.3.6   | Caudal de la Microcuenca sin urbanización.....  | 229 |
| 4.4.3.7   | Volumen de la Segunda Microcuenca.....  | 231 |
| 4.4.4     | Análisis de la tercera descarga.....  | 232 |
| 4.4.4.1   | Datos de la tercera descarga.....   | 234 |
| 4.4.4.2   | Tiempos de Concentración tercera descarga.....  | 234 |
| 4.4.4.3   | Intensidad de diseño para tercera descarga.....   | 239 |
| 4.4.4.4   | Areas que influyen para determinar el coeficiente de escorrentíaponderado de la tercera descarga.....   | 240 |
| 4.4.4.5   | Caudal en m <sup>3</sup> /s con urbanización de tercera descarga.....                                   | 248 |
| 4.4.4.6   | Caudal de la tercera micro cuenca sin urbanización.....   | 250 |
| 4.4.4.7   | Volumen de la tercera Microcuenca.....  | 251 |
| 4.4.5     | Análisis de la cuarta Descarga.....   | 252 |
| 4.4.5.1   | Datos de la cuarta descarga.....  | 254 |
| 4.4.5.2   | Tiempos de Concentración cuarta descarga.....   | 254 |

# “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



|   |     |
|---|-----|
| 4.4.5.3 Intensidad de diseño para cuarta descarga.....  | 258 |
| 4.4.5.4 Areas que influyen para determinar el coeficiente de escorrentía ponderado de la cuarta descarga..... | 259 |
| 4.4.5.5 Caudal con urbanización de cuarta descarga en m <sup>3</sup> /s.....                                  | 267 |
| 4.4.5.6 Caudal sin urbanización de cuarta descarga en m <sup>3</sup> /s.....                                  | 269 |

## CAPITULO V. PROPUESTA DE DISEÑO

|  |     |
|--|-----|
| 5.1 Descripción de posibles sistemas a implementar.....  | 271 |
| 5.1.1 Elección de Sistema.....   | 275 |
| 5.2 Procedimiento para el diseño de un Estanque de Retención.....                              | 276 |
| 5.2.1 Condiciones Generales.....   | 279 |
| 5.2.2 Lluvias de Diseño.....   | 280 |
| 5.2.3 Caudal Máximo de Descarga.....   | 281 |
| 5.2.4 Conducto de salida.....  | 281 |
| 5.2.5 Vertedero de seguridad.....  | 282 |
| 5.2.6 Detalles.....  | 283 |
| 5.3 Diseño de primer sistema de retención y control descarga 1 y 2 Primera Etapa.....          | 289 |
| 5.3.1 Macro y micro localización de sistema de la primera y segunda zona de descarga.....      | 289 |
| 5.3.2 Análisis del espacio donde será instalado el sistema.....                                | 290 |
| 5.3.3 Elección del sistema que más se adapte a las necesidades de la primera micro cuenca..... | 290 |
| 5.3.4 Esquema del primer sistema.....  | 291 |
| 5.3.5 Ubicación del sistema topográficamente.....  | 292 |
| 5.3.6 Caudales para diferentes periodos de retorno.....  | 292 |
| 5.3.7 Dimensionamiento área del primer sistema.....  | 292 |
| 5.3.8 Geometría del sistema propuesto.....   | 293 |
| 5.3.9 Canaleta.....  | 295 |
| 5.3.10 Tubería de salida de sistema.....   | 296 |
| 5.3.10.1 Caudal real de la tubería de salida.....  | 300 |
| 5.3.11 Vertedero de seguridad.....   | 302 |

# “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



|          |  |     |
|----------|--|-----|
| 5.3.11.1 | Tubería de vertedero con diámetro real.....  | 305 |
| 5.3.12   | Diseño de tubería de entrada a sistema.....  | 306 |
| 5.4      | Diseño de segundo sistema de retención y control para descarga #3.....   | 314 |
| 5.4.1    | Macro y micro localización de tercera zona de descarga para segundo sistema.....                               | 314 |
| 5.4.2    | Análisis del espacio donde será instalado el sistema.....  | 315 |
| 5.4.3    | Elección del sistema que más se adapte a las necesidades de la tercera micro cuenca.....                       | 315 |
| 5.4.4    | Esquema del segundo sistema.....   | 316 |
| 5.4.5    | Ubicación del sistema topográficamente.....  | 316 |
| 5.4.6    | Caudales para diferentes periodos de retorno.....  | 316 |
| 5.4.7    | Dimensionamiento área del segundo sistema.....   | 317 |
| 5.4.8    | Geometría del sistema propuesto.....   | 318 |
| 5.4.9    | Canaleta.....  | 319 |
| 5.4.10   | Tubería de salida de sistema.....  | 319 |
| 5.4.10.1 | Caudal real de la tubería de salida.....   | 321 |
| 5.4.11   | Tubería de descarga del vertedero considerando un 75 % del volumen para un periodo de retorno de 100 años..... | 322 |
| 5.4.11.1 | Caudal del vertedero con diámetro real.....  | 324 |
| 5.5      | Diseño de tercer sistema de retención y control para descarga #4.....  | 326 |
| 5.5.1    | Macro y Microlocalización de la cuarta descarga para tercer sistema.....                                       | 326 |
| 5.5.2    | Análisis del espacio donde será instalado el sistema.....  | 327 |
| 5.5.3    | Elección del sistema que más se adapte a las necesidades de la primera micro cuenca.....                       | 327 |
| 5.5.4    | Esquema del tercer sistema.....  | 328 |
| 5.5.5    | Ubicación del sistema topográficamente.....  | 328 |
| 5.5.6    | Caudales para diferentes periodos de retorno.....  | 328 |
| 5.5.7    | Dimensionamiento del área del tercer sistema.....  | 329 |
| 5.5.8    | Geometría del sistema propuesto.....   | 330 |
| 5.5.9    | Canaleta.....  | 331 |
| 5.5.10   | Tubería de salida de sistema.....  | 332 |
| 5.5.10.1 | Caudal real de la tubería de salida.....   | 334 |

**“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona  
Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**

---



|   |            |
|---|------------|
| <b>5.5.11 Tubería de descarga del vertedero.....</b>                              | <b>335</b> |
| <b>5.5.11.1 Caudal del vertedero con diámetro real.....</b>                       | <b>337</b> |
| <b>5.5.12 Diseño de tubería de entrada a sistema.....</b>                         | <b>338</b> |
| <b>5.6 Tiempo de evacuación del sistema.....</b>                                  | <b>342</b> |
| <b>5.7 Presentación de resultados de diseño de los sistemas de Retención.....</b> | <b>345</b> |

**CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

|                                 |            |
|---------------------------------|------------|
| <b>6.1 CONCLUSIONES.....</b>    | <b>351</b> |
| <b>6.2 RECOMENDACIONES.....</b> | <b>353</b> |
| <b>6.3 BIBLIOGRAFIA.....</b>    | <b>354</b> |

# “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



## ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

|  |     |
|--|-----|
| Fotografía 1. Incapacidad de drenaje en la Ciudad de San Miguel.....                                     | 5   |
| Fotografía 2. Inundaciones en Colonia Jardines del Rio.....  | 5   |
| Fotografía 3. Damnificados por el Huracán Mitch.....   | 14  |
| Fotografía 4. Inundaciones en av. Roosevelt Abril 2010.....  | 14  |
| Fotografía 5: Laguna de retención en Fort Collins, EE.UU.....  | 113 |
| Fotografía 6: Canal con vegetación en el fondo.....  | 115 |
| Fotografía 7: Riesgos por inundaciones urbanas en El Salvador.....                                       | 116 |
| Fotografía 8: Colonia jardines del rio San Miguel y Barra salada.....                                    | 118 |
| Fotografía 9: Cubiertas Vegetadas.....   | 140 |
| Fotografía 10. Superficies permeables.....   | 141 |
| Fotografía 11: Pozo de infiltración en la urbanización Madre Selva (AMSS).....                           | 147 |
| Fotografía 12: Tapa de acceso a pozo de infiltración en la urbanización Madre Selva,<br>AMSS.....        | 148 |
| Fotografía 13: zanjas de infiltración.....   | 149 |
| Fotografía 14: Zanjas de infiltración.....   | 150 |
| Fotografía 15. Depósitos de infiltración.....  | 151 |
| Fotografía 16: Áreas perimetrales empleadas en los estacionamientos al aire libre de<br>Francia.....     | 155 |
| Fotografía 17: Cunetas verdes.....   | 156 |
| Fotografía 18: Cuneta verde (Lyon, Francia).....   | 157 |
| Fotografía 19: Cuneta verde.....   | 158 |
| Fotografía 20: Franjas filtrantes.....   | 159 |
| Fotografía 21: Depósitos de detención en superficie.....   | 163 |
| Fotografía 22: Depósito de detención enterrado.....  | 164 |
| Fotografía 23: Estanque de retención.....  | 165 |
| Fotografía 24: Estanques de retención en el AMSS .....   | 168 |
| Fotografía 25: Estanque de retención como parque a lo largo de una calle, Fort Collins, E.E.<br>U.U..... | 169 |
| Fotografía 26: Estanque de retención de un sólo nivel en Fort Collins, Colorado,<br>EE.UU.....           | 169 |

**“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona  
Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**

---



|  |            |
|--|------------|
| <b>Fotografía 27: Humedal.....</b>   | <b>171</b> |
| <b>Fotografía 28: Fotografía satelital de la zona de estudio en las que se observan todas las etapas de la urbanización.....</b> | <b>174</b> |
| <b>Fotografía 29: Levantamiento con GPS a nivel de piso de todos los pozos existentes en la urbanización.....</b>                | <b>181</b> |
| <b>Fotografía 30: Identificación de áreas tributarias de primera Microcuenca.....</b>  | <b>186</b> |
| <b>Fotografía 31: áreas tributarias de primera Microcuenca.....</b>  | <b>198</b> |
| <b>Fotografía 32: Parte agua de la Cuenca en estudio.....</b>  | <b>206</b> |
| <b>Fotografía 33: Identificación de la Microcuenca de estudio y áreas de influencia de segunda descarga.....</b>                 | <b>214</b> |
| <b>Fotografía 34: Identificación de áreas tributarias de la Microcuenca de la segunda descarga....</b>                           | <b>215</b> |
| <b>Fotografía 35: Identificación de la Microcuenca de estudio y áreas de influencia de tercera descarga.....</b>                 | <b>232</b> |
| <b>Fotografía 36: Identificación de áreas tributarias.....</b>   | <b>233</b> |
| <b>Fotografía 37: Identificación de la Microcuenca de estudio y áreas de influencia.....</b>                                     | <b>252</b> |
| <b>Fotografía 38: Identificación de áreas tributarias.....</b>   | <b>253</b> |

# “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”

---



## ÍNDICE DE MAPAS

|   |     |
|---|-----|
| Mapa 1. Número de inundaciones por Departamento en El Salvador.....                 | 7   |
| Mapa 2: Macro localización del departamento de San Miguel.....                      | 28  |
| Mapa 3. Mapa del Departamento de San Miguel.....                                    | 29  |
| Mapa 4. Desarrollo urbano de la Ciudad.....   | 30  |
| Mapa 5. Tipo de suelos del Departamento de San Miguel.....                          | 38  |
| Mapa 6: Volcanes de El Salvador.....  | 44  |
| Mapa 7: Sistemas de fallas en El Salvador.....                                      | 46  |
| Mapa 8: Mapa Geomorfológico de El Salvador.....                                     | 47  |
| Mapa 9: Localización geográfica de la Ciudad de San Miguel, Macro localización..... | 175 |
| Mapa 10: localizacion geografica de la zona de estudio, Microlocalizacion.....      | 176 |
| Mapa 11. Tipo de suelos de la Ciudad de San Miguel.....                             | 177 |
| Mapa 12: Quebradas aledañas a la zona de estudio.....                               | 178 |
| Mapa 13: Mapa completo de las zonas de descarga.....                                | 180 |
| Mapa 14: Mapa de curvas de nivel.....   | 182 |
| Mapa 15: Mapa de vegetación de El Salvador.....                                     | 208 |
| Mapa 16: Mapa de permeabilidad en El Salvador.....                                  | 209 |

# “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



## ÍNDICE DE TABLAS

|  |     |
|--|-----|
| Tabla 1. Clase de severidad para las inundaciones .....  | 9   |
| Tabla 2. Precipitaciones máximas registradas el 16 de Julio 2010.....                            | 21  |
| Tabla 3. Precipitaciones máximas registradas en Junio 2010.....                                  | 22  |
| Tabla 4. Precipitaciones máximas registradas en mayo 2010.....                                   | 23  |
| Tabla 5. Precipitación ocurrida durante huracanes y estación de registro.....                    | 35  |
| Tabla 6. Usos del suelo en el Municipio de San Miguel.....                                       | 43  |
| Tabla 7: Datos actuales de casas habitadas en Colonia Ciudad Pacifica.....                       | 173 |
| Tabla 8: Velocidades de recorrido de tanteo, en función de la pendiente media de la cuenca...191 |     |
| Tabla 9: Pendiente promedio para formula de U.SCorpsEngineering.....                             | 192 |
| Tabla 10: Intensidad de Precipitación Máxima Anual.....  | 194 |
| Tabla 11: intensidad máxima.....   | 195 |
| Tabla 12: tabla resumen Intensidad de diseño para un tiempo de concentración de 7.14 min.....    | 197 |
| Tabla 13: Numero de casas de la primera Microcuenca.....   | 199 |
| Tabla 14: Área total de techo de la primera Microcuenca en estudio.....                          | 200 |
| Tabla 15: Longitudes de sendas de la primera Microcuenca en estudio.....                         | 200 |
| Tabla 16:Área de adoquinado de Sendas de la primera Microcuenca.....                             | 202 |
| Tabla 17: Área de acera de sendas de la primera Microcuenca.....                                 | 203 |
| Tabla 18: Áreas que influyen para encontrar áreas de jardines de la primera Microcuenca.....     | 204 |
| Tabla 19: Áreas totales que influyen para encontrar el coeficiente de escorrentía ponderado..    | 205 |
| Tabla 20: Área total del parte agua de la Cuenca en estudio.....                                 | 207 |
| Tabla 21: Límite de cuencas con sus respectivas longitudes.....                                  | 207 |
| Tabla 22: Velocidades de recorrido de tanteo en función de la pendiente media de la cuenca.      | 218 |
| Tabla 23: Pendiente promedio de segunda Microcuenca para formula de U.S. Corps Engineering.....  | 219 |
| Tabla 24. Número de casas de la segunda Microcuenca.....   | 222 |
| Tabla 25: Área total de techo de la segunda Microcuenca en estudio.....                          | 224 |
| Tabla 26: Áreas totales de acera y calles de la segunda Microcuenca en estudio.....              | 225 |
| Tabla 27: Áreas que influyen para encontrar áreas de jardines de la segunda Microcuenca.....     | 227 |
| Tabla 28: Áreas totales que influyen para encontrar el coeficiente de escorrentía ponderado de   |     |

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



|  |     |
|--|-----|
| la segunda Microcuenca.....  | 227 |
| Tabla 29: Velocidades de recorrido de tanteo en función de la pendiente media de la cuenca.                      | 236 |
| Tabla 30: pendiente promedio de la Microcuenca para formula de u.s. corps engineering.....                       | 237 |
| Tabla 31: áreas que influyen para determinar el coeficiente de escorrentía ponderado de la tercera descarga..... | 240 |
| Tablas 32: Área total de techo de tercera Microcuenca en estudio. ....   | 241 |
| Tablas 33: Áreas totales de acera y calles de la tercera Microcuenca en estudio.....                             | 243 |
| Tabla 34: Áreas que influyen para encontrar áreas de jardines de la segunda Microcuenca.....                     | 247 |
| Tabla 35: Áreas que influyen para determinar el coeficiente de escorrentía ponderado de la tercera descarga..... | 248 |
| Tabla 36: Velocidades de recorrido de tanteo en función de la pendiente media de la cuenca.                      | 256 |
| Tabla 37: Pendiente promedio de la cuarta Microcuenca para formula de U.S. Corps Engineering.....                | 257 |
| Tabla 38: Total de casas por polígono que influyen en la cuarta Microcuenca zona de descarga.....                | 259 |
| Tabla 39: Área total de techo de cuarta Microcuenca en estudio.....  | 261 |
| Tabla 40: Áreas totales de acera y calles de la cuarta Microcuenca en estudio.....                               | 264 |
| Tabla 41: Áreas que influyen para encontrar áreas de jardines de la cuarta Microcuenca.....                      | 266 |
| Tabla 42: Áreas totales que influyen para encontrar el coeficiente de escorrentía ponderado..                    | 267 |
| Tabla 43: Caudales con urbanización de primer sistema.....   | 292 |
| Tabla 44: Resultados con diámetro supuesto para primera y segunda descarga.....                                  | 299 |
| Tabla 45: Tuberías existentes en el mercado.....   | 300 |
| Tabla 46: Resultados con diámetro real para primera y segunda descarga .....                                     | 301 |
| Tabla 47: Diámetros supuestos para vertedero de seguridad de primera y segunda descarga..                        | 304 |
| Tabla 48: Diámetros reales de vertedero de seguridad de primera y segunda descarga.....                          | 306 |
| Tabla 49: Velocidades máximas permisibles en tuberías que fluyen llenas para primer sistema.....                 | 307 |
| Tabla 50: Caudales con urbanización de segundo sistema.....  | 316 |
| Tabla 51: Resultados con diámetro Supuesto para tercera descarga.....  | 320 |
| Tabla 52: Resultados con diámetros reales para tercera descarga.....   | 321 |
| Tabla 53: Diámetros supuestos para vertedero de seguridad para tercera descarga.....                             | 323 |
| Tabla 54: Diámetros reales de vertedero de seguridad de la tercera descarga.....                                 | 325 |

**“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona  
Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**

---



|   |            |
|---|------------|
| <b>Tabla 55: Caudales con urbanización de cuarta microcuenca de tercer sistema.....</b>             | <b>328</b> |
| <b>Tabla 56: Resultados con diámetro supuesto para cuarta descarga.....</b>                         | <b>333</b> |
| <b>Tabla 57: Resultados con diámetro real para cuarta descarga.....</b>                             | <b>334</b> |
| <b>Tabla 58: Diámetros supuestos para vertedero de seguridad para cuarta descarga.....</b>          | <b>336</b> |
| <b>Tabla 59: Diámetros reales de tuberías para vertedero de seguridad para cuarta descarga.....</b> | <b>338</b> |

**INDICE DE CUADRO**

|  |            |
|--|------------|
| <b>Cuadro 1: coeficientes de escorrentía para diferentes superficies y pendientes.....</b> | <b>210</b> |
|--|------------|

# “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



## ÍNDICE DE GRAFICOS

|   |     |
|---|-----|
| Grafico 1. Número de inundaciones para año registradas en El Salvador para el periodo de 1996 - 2008..... | 10  |
| Grafico 2. Número de inundaciones por Departamento registradas en El Salvador.....                        | 11  |
| Grafico 3. Número de inundaciones por década registradas en El Salvador.....                              | 11  |
| Grafico 4. Inundaciones por año para cada duración del fenómeno.....                                      | 12  |
| Grafico 5. Temperatura Promedio Anual del Municipio de San Miguel.....                                    | 33  |
| Gráfico 6. Precipitación promedio anual en mm.....  | 35  |
| Gráfico 7 .Gráfico Humedad Relativa.....  | 36  |
| Grafica 8: Pendiente Media.....   | 85  |
| Grafica 9: La Pendiente Compensada o Equivalente.....   | 86  |
| Grafica 10: pendiente media.....  | 87  |
| Grafica 11: Curva hipsométrica .....  | 90  |
| Grafico 12: Curva hipsométrica.....   | 91  |
| Grafica 13: Hidrograma unitario aislado.....  | 101 |
| Grafica 14: Hidrograma unitario triangular.....   | 104 |
| Grafica 15: Efectos de la urbanización sobre el Hidrograma.....   | 121 |
| Grafica 16: Curvas IDF para periodo de retorno de 10 años.....  | 196 |
| Grafica 17: Intensidad de diseño para $t_c = 7.14$ min.....   | 197 |
| Grafico 18: Hidrograma descarga # 1 con urbanización.....   | 211 |
| Grafico 19: Hidrograma descarga # 1 sin urbanización.....   | 212 |
| Grafico 20: Hidrograma descarga # 1 Comparación.....  | 212 |
| Grafico 21: intensidad de lluvia para un $T_c$ de 13.90 min.....  | 221 |
| Grafico 22: Hidrograma descarga # 2 con urbanización.....   | 229 |
| Grafica 23: Hidrograma descarga # 2 sin urbanización.....   | 230 |
| Grafica 24: Hidrograma descarga # 2 Comparación.....  | 230 |
| Grafica 25: Intensidad de diseño para un $T_c$ de 21.58 min.....  | 239 |
| Grafica 26: Hidrograma Descarga # 3 con urbanización.....   | 249 |
| Grafica 27: Hidrograma descarga # 3 sin urbanización.....   | 250 |
| Grafica 28: Hidrograma descarga # 3 Comparación.....  | 251 |

**“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona  
Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**

---



|   |            |
|---|------------|
| <b>Grafica 29: Intensidad de lluvia para un tc de 23.62 min.....</b>  | <b>259</b> |
| <b>Grafica 30: Hidrograma descarga # 4 con urbanización.....</b>  | <b>268</b> |
| <b>Grafica 31: Hidrograma descarga # 4 sin urbanización.....</b>  | <b>269</b> |
| <b>Grafica 32: Hidrograma descarga # 4 Comparación.....</b>   | <b>270</b> |
| <b>Grafica 33: Curva de elementos hidráulicos básicos para diseño de tuberías de entrada de la<br/>primera descarga a primer sistema.....</b> | <b>309</b> |
| <b>Grafica 34: Curva de elementos hidráulicos básicos para diseño de tuberías de entrada de la<br/>segunda descarga a primer sistema.....</b> | <b>312</b> |
| <b>Grafica 35: Curva de elementos hidráulicos básicos para diseño de tuberíasde entrada de la<br/>cuarta descarga a tercer sistema.....</b>   | <b>340</b> |



## ÍNDICE DE FIGURAS

|   |     |
|---|-----|
| Figura 1: El ciclo hidrológico .....  | 62  |
| Figura 2: Proceso de Condensación.....  | 66  |
| Figura 3: Escorrentía superficial.....  | 68  |
| Figura 4: Modelo de cuenca.....   | 71  |
| Figura 5: Hidrología de una Cuenca de Drenaje.....  | 74  |
| Figura 6: Ordenes de corrientes.....  | 75  |
| Figura 7: Modelos de Drenaje.....   | 76  |
| Figura 8: Cuenca endorreica (izquierda), cuenca exorreica (derecha).....  | 79  |
| Figura 9: Área de la Cuenca.....  | 81  |
| Figura 10: principales componentes de una cuenca.....   | 82  |
| Figura 11: clasificación de las corrientes por su orden.....  | 83  |
| Figura 12: Esquematización de líneas Isocronas.....   | 106 |
| Figura 13: Lecho menor y mayor correspondientes al cauce de un río.....   | 119 |
| Figura 14: Tendencia típica de urbanización de una cuenca.....  | 122 |
| Figura 15. Proceso típico de urbanización de una cuenca.....  | 125 |
| Figura 16: Subsistemas asociados al drenaje urbano.....   | 131 |
| Figura 17. Medidas de manejo y control de inundaciones.....   | 133 |
| Figura 18 (a): niveles antes y después de la urbanización en áreas ribereñas. (b): ejemplo de zonificación de áreas inundables..... | 135 |
| Figura 19: Características típicas de los pavimentos permeables.....  | 142 |
| Figura 20. Pozos y zanjas de infiltración.....  | 144 |
| Figura 21: pozo de infiltración.....  | 145 |
| Figura 22: Elementos principales de un pozo de infiltración.....  | 146 |
| Figura 23: Disposición de los elementos de un estanque de infiltración.....   | 152 |
| Figura 24: Uso de estanques de infiltración en una urbanización.....  | 153 |
| Figura 25: Drenes filtrantes.....   | 155 |
| Figura 26: Diseño de Franjas Filtrante.....   | 160 |
| Figura 27: Estanque de retención en una urbanización.....   | 167 |
| Figura 28: Esquema de los elementos principales de un estanque de regulación.....   | 168 |
| Figura 29: fotografía de Google Earth de la cuenca en estudio.....  | 183 |

**“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona  
Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**

---



|   |            |
|---|------------|
| <b>Figura 30: Comparación entre plano del Consorcio del pacifico e imagen insertada de Google Earth.....</b>    | <b>184</b> |
| <b>Figura 31: Identificación de la Microcuenca de estudio y áreas de influencia de la primera descarga.....</b> | <b>185</b> |
| <b>Figura 32: Microcuenca de primera descarga con curvas de nivel.....</b>                                      | <b>188</b> |
| <b>Figura 33: Perfil de Sendas de primera Microcuenca.....</b>  | <b>201</b> |
| <b>Figura 34: Perfil de Avenidas de primera Microcuenca.....</b>  | <b>201</b> |
| <b>Figura 35: Perfil de Sendas de segunda Microcuenca en estudio.....</b>                                       | <b>225</b> |
| <b>Figura 36: Perfil de 8ª Calle Poniente.....</b>  | <b>225</b> |
| <b>Figura 37: Perfil de Avenidas de polígono A.....</b>   | <b>226</b> |
| <b>Figura 38: Perfil de Sendas de tercera Microcuenca.....</b>  | <b>243</b> |
| <b>Figura 39: perfil de 8ª Calle Poniente.....</b>  | <b>243</b> |
| <b>Figura 40: Perfil de avenidas las Conchas y Av. X de tercera Microcuenca.....</b>                            | <b>244</b> |
| <b>Figura 41: Perfil de Avenida La Paz.....</b>   | <b>245</b> |
| <b>Figura 42: Perfil de Calles del Boulevard.....</b>   | <b>245</b> |
| <b>Figura 43: Perfil de Calles y Sendas de la Residencial.....</b>  | <b>246</b> |

# “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



## INDICE DE FORMULAS

|  |     |
|--|-----|
| Formula 1: Densidad de corriente.....  | 84  |
| Formula 2: Densidad de drenaje.....  | 84  |
| Formula 3: Extensión media de la escorrentía superficial.....                                | 85  |
| Formula 4: Pendiente Media .....   | 86  |
| Formula 5: Pendiente Media método Taylor y Schwarz para longitudes de tramos iguales.....    | 87  |
| Formula 6: Pendiente Media método Taylor y Schwarz para longitudes de tramos diferentes...   | 87  |
| Formula 7: Elevación media por método de pares de contorno.....                              | 89  |
| Formula 8: Índice de Gravelius o coeficiente de compacidad.....                              | 92  |
| Formula 9: Formula de Pickering para tiempo de concentración .....                           | 94  |
| Formula 10: Formula empirica de Kirpiish para tiempo de concentración .....                  | 94  |
| Formula 11: Formula de U.S. Corps Engineerin para tiempo de concentración .....              | 94  |
| Formula 12: Formula de Giandotti para tiempo de concentración.....                           | 95  |
| Formula 13: Formula de instrucción de carreteras para tiempo de concentración.....           | 95  |
| Formula 14: Fórmula para encontrar pendiente del cauce.....                                  | 96  |
| Formula 15: Formula de Burkli-Ziegler para caudal de diseño.....                             | 97  |
| Formula 16: Formula de Dickens para caudal de diseño.....                                    | 98  |
| Formula 17: Formula del método racional para caudal de diseño.....                           | 99  |
| Formula 18: Formula de volumen por método hidrograma unitario triangular equivalente.....    | 103 |
| Formula 19: Formula de lluvia efectiva, método hidrograma unitario triangular equivalente... | 103 |
| Formula 20: Caudal máximo por método hidrograma unitario triangular equivalente.....         | 105 |
| Formula 21: Tiempo base por método hidrograma unitario triangular equivalente.....           | 105 |
| Formula 22: Tiempo pico por hidrograma unitario triangular equivalente.....                  | 105 |

# “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”

---



## INDICE DE ANEXOS.

|   |                  |
|---|------------------|
| <b>Anexo 1: tabla de coeficientes de escorrentía</b>                            |                  |
| <b>Anexo 2: Microcuenca #1 primera descarga (primera etapa)</b>                 | <b>hoja 1/3</b>  |
| <b>Anexo3: Microcuenca #1 primera descarga (topografía)</b>                     | <b>hoja 2/3</b>  |
| <b>Anexo 4: Microcuenca #1 primera descarga (perfil cauce principal)</b>        | <b>hoja 3/3</b>  |
| <b>Anexo 5: Microcuenca #2 segunda descarga (primera etapa)</b>                 | <b>hoja 1/3</b>  |
| <b>Anexo 6: Microcuenca #2 segunda descarga (topografía)</b>                    | <b>hoja 2/3</b>  |
| <b>Anexo 7: Microcuenca #2 segunda descarga (perfil cauce principal)</b>        | <b>hoja 3/3</b>  |
| <b>Anexo 8: Microcuenca #3 tercera descarga (segunda y cuarta etapa)</b>        | <b>hoja 1/3</b>  |
| <b>Anexo 9: Microcuenca #3 tercera descarga (topografía)</b>                    | <b>hoja 2/3</b>  |
| <b>Anexo 10: Microcuenca #3 tercera descarga (perfil del cauce principal)</b>   | <b>hoja 3/3</b>  |
| <b>Anexo 11: Microcuenca #4 cuarta descarga (tercera y cuarta etapa)</b>        | <b>hoja 1/3</b>  |
| <b>Anexo 12: Microcuenca #4 cuarta descarga (topografía)</b>                    | <b>hoja. 2/3</b> |
| <b>Anexo 13: Microcuenca #4 cuarta descarga (perfil del cauce principal)</b>    | <b>hoja 3/3</b>  |
| <b>Anexo 14: Plano completo de la Cuenca Ciudad Pacifica</b>                    | <b>hoja. 1/1</b> |
| <b>Anexo 15: Plano del primer sistema, descarga 1 y descarga 2 (topografía)</b> | <b>hoja 1/2</b>  |
| <b>Anexo 16: Plano del primer sistema, detalles.</b>                            | <b>hoja 2/2</b>  |
| <b>Anexo 17: Plano del segundo sistema, descarga 3 (topografía)</b>             | <b>hoja 1/2</b>  |
| <b>Anexo 18: Plano del segundo sistema, detalles.</b>                           | <b>hoja 2/2</b>  |
| <b>Anexo 19: Plano del tercer sistema, descarga 4 (topografía)</b>              | <b>hoja 1/2</b>  |
| <b>Anexo 20: Plano del tercer sistema, detalles.</b>                            | <b>hoja 2/2</b>  |

# **CAPITULO I**

**“SITUACION**

**PROBLEMÁTICA”**



## 1.0 INTRODUCCIÓN.

Con el paso de los años la Ciudad de San Miguel ha venido presentando cambios tanto en su infraestructura como en el aspecto socioeconómico y cultural.

El ritmo con el cual se ha venido desarrollando el ser humano, la migración de las personas o el desplazamiento de poblaciones hacia la Ciudad, causó variaciones en la constitución territorial de la región, provocando que terrenos de vocación agrícola fueran parcelados dando origen a nuevas lotificaciones y urbanizaciones .

La necesidad de desarrollo urbano en la zona generó una tala indiscriminada de árboles, incorporándose de manera rápida e inevitable el aumento del área techada al generarse la construcción de más viviendas modificando con ello el ciclo hidrológico.

Con el ciclo hidrológico se mantiene el equilibrio que debe haber con respecto al agua, pues el agua se evapora y cae como agua de lluvia , una parte se incorpora a las corrientes de ríos y otra parte se infiltra al suelo y recarga los acuíferos para posteriormente seguir con su trayectoria hasta ser devuelta a los grandes océanos. No toda el agua de lluvia es captada por los ríos, los bosques juegan un papel determinante en la captación del agua de lluvia, la presencia de los bosques da una mayor oportunidad para que el agua pueda infiltrarse al subsuelo sin importar la topografía del terreno; además el agua es interceptada por los árboles, lo que permite su condensación y conducción al suelo. La captación de agua de lluvia en los bosques permite la recarga de los acuíferos y da continuidad a los volúmenes de agua de ríos y lagos fomentando el equilibrio en el ciclo hidrológico.

Cuando las poblaciones van creciendo se desarrollan grandes ciudades rompiéndose el equilibrio, con ello se produce una disminución de los bosques y el aumento de áreas impermeables, lo cual

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”

---



generó otra clase de problemas, el agua de lluvia ya no se infiltraba al suelo con la misma facilidad lo que provocó inundaciones y pérdidas a la población.

Para solucionar estos problemas el hombre diseñó obras hidráulicas para conducir el agua de la lluvia lejos de las ciudades, se desarrollaron sistemas de drenaje y alcantarillado a través de los cuales se evacuaba rápidamente el agua lluvia de la Ciudad; otro de los problemas era el desbordamiento de los ríos y lagos, por lo que los ríos que no fueron agotados, se modificaron en su trayectoria y condiciones naturales.

Pero a medida van creciendo las urbanizaciones y con ella la necesidad de evacuar rápidamente el agua de las tormentas, no se consideraban las consecuencias que este problema causaría directamente hacia urbanizaciones aguas abajo ya que urbanizaciones nuevas conectan sus sistemas de drenajes directamente a sistemas de drenajes existentes en de las Ciudades, drenajes ya obsoletos con acumulación de basura o algún tipo de sedimentos, provocando el colapso de las tuberías de aguas lluvias y con ello las inundaciones.

Es por ello que las Ciudades han desarrollado sistemas de retención y control de agua pluviales para favorecer los procesos hidrológicos alterados durante la urbanización (intercepción, amortiguación, infiltración) con vistas a la reconstrucción de las condiciones previas a la ocupación.

La necesidad de afrontar la gestión de las aguas pluviales desde una perspectiva diferente a la convencional que combine aspectos hidrológicos, medioambientales y sociales está llevando a un rápido aumento a nivel mundial del uso de Sistemas de retención y control de escorrentías.

La filosofía de retención y control es reproducir de la manera más fiel posible el ciclo hidrológico natural previo a la urbanización o actuación humana; su objetivo es minimizar los impactos del desarrollo urbanístico en cuanto a la cantidad y la calidad de la escorrentía (en origen, durante su

## **“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**

---



transporte y en destino), estos sistemas dan soluciones que permiten afrontar el planeamiento, diseño y gestión de aguas pluviales dando tanta importancia a los aspectos medioambientales y sociales como a los hidrológicos e hidráulicos. La mayoría de los dispositivos de este tipo buscan compensar los efectos de la urbanización en la fuente; es decir, antes de que el agua alcance la red de drenaje.

Estas ideas se están implementando en el País; una de las organizaciones que apoya esta idea de prevención de inundaciones es La Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador (OPAMSS) en conjunto con el SNET que apoya este tipo de iniciativas. Al no existir una normativa para estos sistemas en el país se basan en sistemas aplicados en otros países como Estados Unidos, Chile, México etc.

En el presente reporte se muestran los diferentes tipos de dispositivos implementados en la actualidad para la disminución de escorrentía superficial en el área urbana, así como la metodología para su diseño y selección del sistema más adecuado para una determinada área de estudio.



### **1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

El alto porcentaje de superficies impermeables en zonas urbanas de San Miguel aumenta la proporción de agua que necesita ser evacuada en una tormenta. La rapidez con la que el agua fluye hacia las alcantarillas resulta en un ciclo hidrológico seriamente alterado, con periodos de respuesta mucho más cortos y un pico de volumen más alto. Por ello los modelos actuales de gestión de aguas pluviales en el desarrollo urbano resultan en serios problemas a corto y largo plazo; como por ejemplo, inundaciones locales en zonas urbanas, erosión, contaminación de los cauces de los ríos y reducción de caudales a un mínimo en épocas de verano.

Algunas inundaciones en las zonas urbanas de San Miguel son principalmente ocasionadas por las urbanizaciones a razón de la impermeabilización de los suelos, tanto por insuficiencia del sistema de drenaje como por la acumulación de basura en los tragantes y por la falta de ordenamiento territorial.

En San Miguel como en muchas ciudades se verifica un proceso de urbanización de las cuencas desde aguas abajo hacia aguas arriba. Como consecuencia la combinación de impactos de las nuevas lotificaciones produce aumento de la ocurrencia de crecidas e inundaciones hacia sectores de la población antes no afectados. Este proceso ocurre a través de la sobrecarga de la red de conductos subterráneos y/o cursos de mayor porte.

La impermeabilización progresiva del suelo ocasiona efectos directos sobre el drenaje pluvial de la región entre los cuales se pueden mencionar:

- Aumento de caudales en relación al estado natural;
- Aceleración de las ondas de crecidas (reducción de los tiempos de escurrimiento);
- Aumento del volumen escurrido.

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



**Fotografía 1:** Problemas de incapacidad de desagüe de la red en la Ciudad de San Miguel.



**Fuente:** <http://www.laprensagrafica.com> (Domingo 1 de agosto de 2010)

**Fotografía 2:** Inundaciones en Colonia Jardines del Río



**Fuente:** <http://www.laprensagrafica.com>

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”

---



En la medida que la urbanización se expande se intensifica este proceso, con necesidad de ampliar sistemáticamente la capacidad del sistema de drenaje.

La evolución típica del proceso de impermeabilización y el aumento de la frecuencia de las inundaciones se inicia cuando las urbanizaciones necesitan evacuar rápidamente el agua de las tormentas sin ningún tipo de control aumentando el caudal y los niveles de crecida de un río o quebrada provocando el desbordamiento y afectando directamente a comunidades cercanas a estos. Este problema se hace cada vez más frecuente a consecuencia de la habilitación de lotificaciones en lugares naturalmente inundables, tales como áreas próximas a canales, quebradas y cursos naturales de drenaje. En términos del escurrimiento estas zonas representan áreas de almacenamiento temporal que provocan una regulación natural de los volúmenes escurridos, implicando la reducción de los caudales picos hacia aguas abajo.

Esto ocurre cuando las Municipalidades no controlan la urbanización o no regulan los sitios en los cuales es factible desarrollar una urbanización.

En síntesis, la expansión urbana desordenada conduce a:

- \* Incremento significativo de áreas impermeables, directa o indirectamente conectadas a los sistemas de drenaje urbano.
- \* Falta de espacio para el manejo adecuado de las aguas pluviales, dificultando la construcción de canalizaciones y áreas de almacenamiento.
- \* Necesidad creciente de sistemas de drenaje de mayor envergadura, tanto dentro de la Ciudad como en la cuenca hidrográfica que ocupa.
- \* Aumento de la frecuencia con que se producen inconvenientes provocados por las Lluvias.

A su vez, estos efectos originan nuevos problemas colaterales:

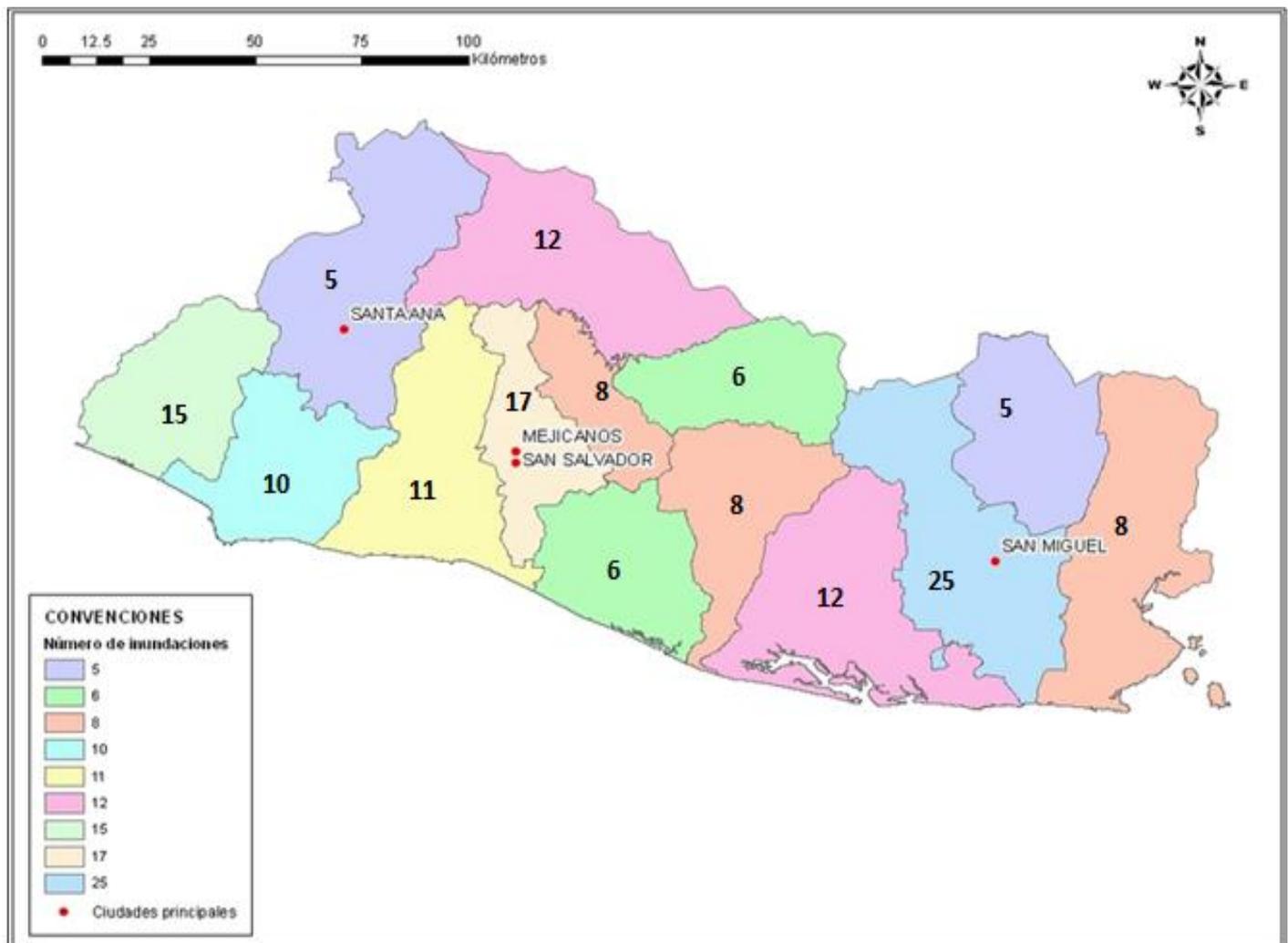
## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



- \* Deterioro progresivo de la calidad de las aguas pluviales (inundación y desborde de pozos absorbentes; problemas de fecalismo; aumento de las conexiones clandestinas entre los sistemas pluvial y cloacal, etc.);
- \* Aumento del arrastre (basura) y producción de sedimentos, que obstruyen los colectores principales (canales; cañadas, etc.).

**Mapa 1: Mapa que muestra el número de inundaciones por departamento en El Salvador**

**(Periodo 1996-2008).**



**Fuente:** <http://atlas.snet.gob.sv/atlas/files/Inundaciones/HistorialInundacionesCA.html>



## **1.2 JUSTIFICACION**

Cuando se proyecta una urbanización, las Municipalidades o las alcaldías solamente exigen que el proyecto del drenaje pluvial asegure el drenaje eficiente del sector; sin considerar que a medida aumentan las urbanización también crece el porcentaje de áreas impermeables obteniendo el impacto del caudal especialmente aguas abajo, sin tomar en cuenta estas alteraciones provocan un aumento de la frecuencia de las inundaciones urbanas amenazando las propiedades y las vidas mismas de las personas de alguna comunidad.

En un principio San Miguel no sufría de este problema ya que la presencia de los bosques daban una mayor oportunidad para que el agua se infiltrara al subsuelo, estas infiltraciones se llevaban a cabo sin importar que las pendientes topográficas fueran demasiado pronunciadas; pero a medida las poblaciones van creciendo se van desarrollando grandes Ciudades, impermeabilizando y rompiéndose el equilibrio, es por ello que se dan los fenómenos de las inundaciones que son los que ocasionan la mayoría de los damnificados en San Miguel . Este es un fenómeno reflejado día a día en época de invierno.

Las inundaciones a su vez ocasiona el deterioro de la calidad del agua ya que la escorrentía superficial es la principal causa del colapso de los drenajes principales de aguas lluvias.

Durante periodos de inundaciones urbanas, las calles pueden llegar a ser ríos que se mueven de un lugar a otro, mientras que las aceras y los viaductos pueden convertirse en trampas mortales a medida que se llenan de agua. Las inundaciones repentinas pueden arrastrar cantos rodados, desgarrar árboles, destrozarse edificios y puentes.

El agua que sube con rapidez en áreas urbanas fácilmente puede alcanzar un nivel de 75 centímetros o incluso más, en zonas rurales la respuesta de las quebradas o ríos es igualmente dañina, y pueden alcanzar crecidas repentinas de más de 2 metros.

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



Además, las lluvias que originan inundaciones repentinas son capaces también de desencadenar deslizaderos de lodo que pueden resultar catastróficos.

Las inundaciones son muy peligrosas, puesto que sólo una lámina de agua con una altura de 25 centímetros y a gran velocidad podría arrastrar a una persona.

A continuación se presenta una información estadística obtenida, la cual refleja que la Ciudad de San Miguel ha sufrido a causa de las precipitaciones a razón de la escorrentía superficial.

**Tabla 1: Clase de severidad para las inundaciones**

| CLASE DE SEVERIDAD | NIVEL DE IMPACTO   | FRECUENCIA   |
|--------------------|--|--|
| 1                  | Eventos de inundaciones grandes. Daños significativos a estructuras o agricultura.<br>Generación de fatalidades. | 1-2 décadas  |
| 2                  | Eventos muy grandes.<br>Daños de afectación colectiva.   | Intervalo de repetición mayor que 20 años pero menor que 100 años. |
| 3                  | Eventos Extremos. Daños masivos en la infraestructura.<br>Número muy alto de fatalidades.                        | Intervalo estimado de recurrencia mayor que 100 años.              |

Fuente: <http://atlas.snet.gob.sv/atlas/files/Inundaciones/HistorialInundacionesCA.html>

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



### Curvas estadísticas

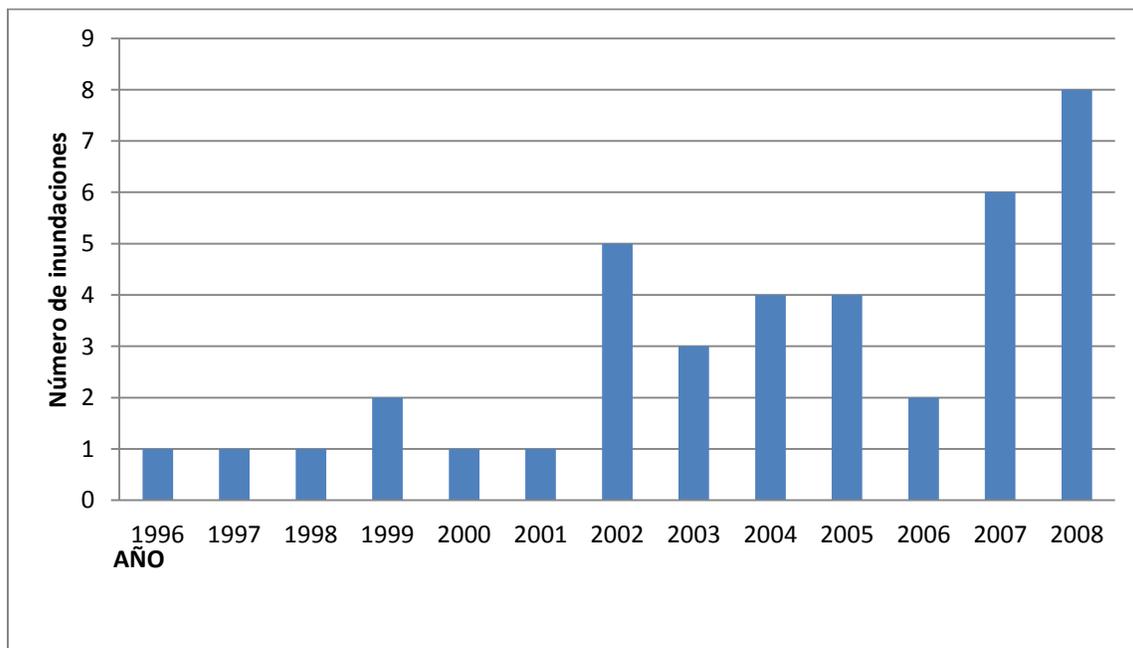
Las siguientes curvas presentan el análisis que se realizó utilizando los datos disponibles para inundaciones. Se indican el número de eventos por inundación para cada año. Se observa que la mayor parte de los datos se encuentra en el periodo posterior a 1996, de lo cual se infiere que hubo un sistema de detección de inundaciones más eficaz para este lapso de tiempo. También se muestra en detalle el periodo en mención (1996 – 2008).

El número de eventos clasificados por departamento. Se observa que el departamento más afectado es San Miguel con 25 registros. Le sigue San Salvador con 17 registros.

Se presenta el número de inundaciones por año en función de la duración del evento.

Se puede observar que el mayor registro de personas muertas (500 personas) y afectadas (68,000 personas) por inundaciones, corresponden al evento del año 1982.

**Gráfico 1: número de inundaciones para año registradas en el salvador para el periodo de 1996-2008**

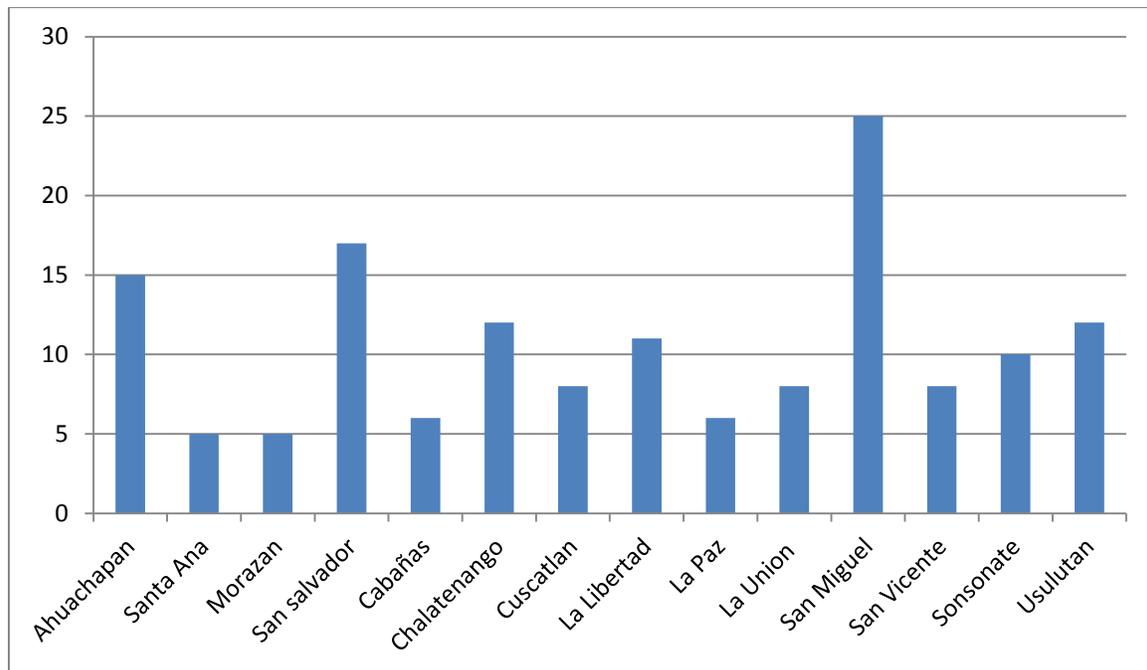


Fuente: <http://atlas.snet.gob.sv/atlas/files/Inundaciones/HistorialInundacionesCA.html>

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”

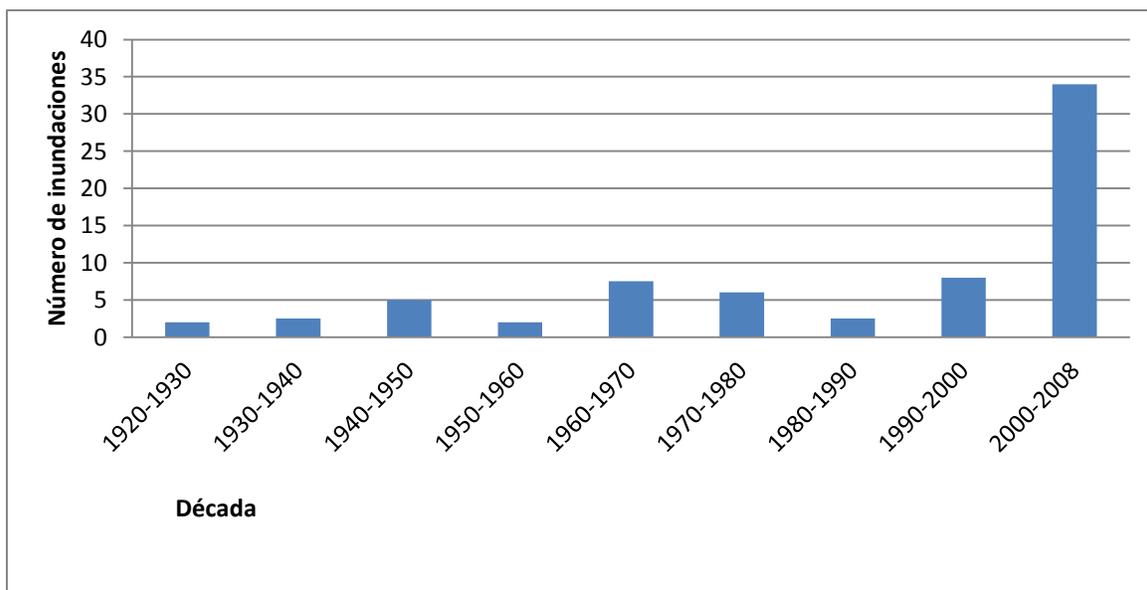


**Gráfico 2: Numero de inundaciones por Departamento en El Salvador**



Fuente: <http://atlas.snet.gob.sv/atlas/files/Inundaciones/HistorialInundacionesCA.html>

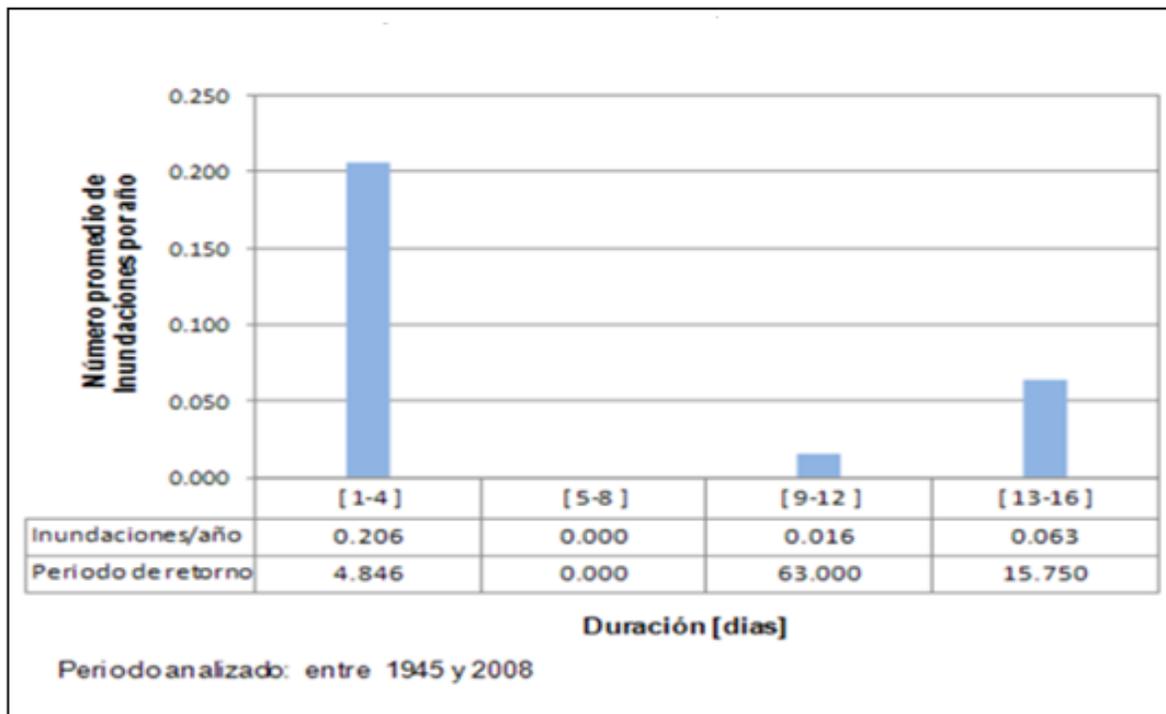
**Gráfico 3: Número de inundaciones por década registradas en El Salvador**



Fuente: <http://atlas.snet.gob.sv/atlas/files/Inundaciones/HistorialInundacionesCA.html>



**Gráfico 4: Inundaciones por año para cada duración del fenómeno en El Salvador**



**Fuente:** <http://atlas.snet.gob.sv/atlas/files/Inundaciones/HistorialInundacionesCA.html>

### 1.2.1 EVENTOS HISTÓRICOS IMPORTANTES

A continuación se hace un breve recuento de algunos de los principales eventos históricos asociados a fenómenos de inundaciones. La información ha sido obtenida principalmente de las bases de datos del **EM-DAT** y de las bases de datos del Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET).

Las siguientes son las inundaciones causadas por huracanes:

#### Huracán Francelia (1969)

El paso del Huracán Francelia por el territorio salvadoreño causó el desbordamiento del río Grande de San Miguel, en el departamento de San Miguel en el año de 1969. No se conocen registros de personas fallecidas ni afectadas debido a este evento.

## **“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**

---



### Huracán Fifi (1974)

El paso del huracán Fifi por territorio salvadoreño causó el desbordamiento del río Grande de San Miguel, en el departamento de San Miguel en el año de 1974. No se conocen registros de personas fallecidas ni afectadas debido a este evento.

### Huracán Gilbert (1988)

El huracán Gilbert fue uno de los ciclones tropicales más intensos, devastadores y mortíferos registrados en el océano Atlántico en el siglo XX. A su paso por El Salvador causó el desbordamiento del río Grande de San Miguel. En territorio salvadoreño no se conocen registros de personas fallecidas ni afectadas debido a este evento.

### Huracán Cesar (1996)

El paso del huracán Cesar por territorio salvadoreño causó el desbordamiento del río Grande de San Miguel, en el departamento de San Miguel en el año de 1996. No se conocen registros de personas fallecidas debido a este evento. Se sabe de la afectación directa de 16 familias.

### Huracán Mitch (1998)

El paso del huracán Mitch por El Salvador causó el desbordamiento del río Grande de San Miguel y del río Lempa. En total afectó un área de 1,000 km<sup>2</sup> y tuvo una duración de 14 días. El saldo total de afectados asciende a las 240 personas fallecidas y cerca de 59,000 afectadas. El sector productivo que sufrió en mayor medida fue el sector agrícola.

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



### Fotografía 3. Tratamiento del Drenaje Pluvial Urbano

*Damnificados por el huracán Mitch.*



Fuente: <http://www.snet.gob.sv/>

### Fotografía 4: Inundaciones en Av. Roosevelt San Miguel.



Inundaciones urbanas en av. Roosevelt en las proximidades del cementerio Municipal en la ciudad de San Miguel tomada el 22 de abril del 2010.

Fuente: <http://www.snet.gob.sv/>



### **1.3 OBJETIVOS**

#### **1.3.1 OBJETIVO GENERAL:**

Proponer una alternativa de solución al problema causado por las escorrentías superficiales en la Ciudad de San Miguel, mediante el uso de sistemas alternativos de retención y control de escorrentía.

#### **1.3.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS:**

- Proporcionar el conocimiento sobre la aplicación de dispositivos de regulación y control de escorrentía superficial en zona urbana.
- Seleccionar el sistema que más se adecue a las necesidades del área de estudio.
- Proponer un sistema de control de escorrentía para la zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel.



## **ALCANCES Y LIMITACIONES**

### **1.4 DELIMITACIONES**

Los sistemas de regulación y control se implementan en la zona donde el problema de inundaciones por escorrentía superficial son mayores debido a impermeabilización progresiva del suelo, este problema se ha venido observando en la actualidad en la Ciudad de San Miguel. La investigación se enfoca en el análisis de estos sistemas y su posible implementación en la zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel, la cual afecta las urbanizaciones aguas abajo.

### **1.5 ALCANCES**

- Mediante la investigación de sistemas de regulación y control de escorrentía se elige el sistema más adecuado para proponer en la zona delimitada en nuestra investigación. Entre los sistemas podemos mencionar cubiertas vegetadas, superficies permeables, franjas filtrantes, cunetas verdes, estanques de retención, etc.
- Se pretende generar la alternativa de solución más adecuada al problema de escorrentía superficial debido a la impermeabilización de urbanizaciones aguas arriba con el uso de sistemas de regulación y control de escorrentía superficial.
- La investigación estará centrada en la zona Nor-poniente de la Ciudad de San Miguel, específicamente en la Colonia Ciudad Pacifica.
- En la propuesta del sistema se incluirá el lugar más adecuado para la cimentación del sistema de regulación y control, así como los estudios necesarios (Estudio de la hidrológico e hidráulico, volumen de escorrentía superficial, volumen que deberá captar el sistema, diámetros de las tuberías de salida del sistema).
- La investigación está enfocada en la captación de la escorrentía superficial para su posterior regulación y con ello disminuir el caudal en la zona de descarga.



### **1.6 LIMITACIONES**

- En El Salvador hasta hace pocos años se ha venido a implementar los sistemas de regulación y control de escorrentía superficial, debido a esta limitación se tuvo que buscar información en las Instituciones que están impulsando estas propuestas.
- No existe una normativa específica en nuestro País para el diseño de este tipo de sistemas de control de escorrentía, por eso motivo se tuvo que investigar en normativas de países en los cuales este tipo de sistemas son utilizados frecuentemente, como por ejemplo: (Normativas Chilenas, Brasileñas, Americanas, etc.).
- La propuesta de un sistema de regulación y control obtenidos de esta investigación solamente incluyo un Pre-dimensionamiento a su diseño.
- La investigación no incluyó el problema de las cárcavas por el colapso de las tuberías principales de drenaje de aguas lluvias.
- No se incluyó la eficiencia de los drenajes de esta urbanización, ya que la investigación estuvo centrada en la captación y regulación de la escorrentía para su posterior descarga.
- Se realizó el estudio con las precipitaciones anuales por Departamento proporcionadas por el SNET.



### **1.7 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN**

De acuerdo a la naturaleza e importancia de nuestra investigación, se adoptó un procedimiento general para lograr de una manera precisa el objetivo de la investigación la cual constituye la parte principal de nuestro trabajo.

#### **a) Tipo de investigación**

La investigación por su Enfoque fue del tipo descriptiva ya que consistió en llegar a conocer las situaciones problemáticas a través de la descripción exacta de las actividades, procesos y personas.

#### **b) Área de estudio**

La unidad de análisis geográfica lo constituye específicamente la Colonia Ciudad Pacifica ubicada al Nor- Poniente de la Ciudad de San Miguel, ya que se realizó una descripción General de los aspectos socioeconómicos , demográficos y ambientales respecto a la Ciudad , también se hizo énfasis en los aspectos Urbanos de la Ciudad.

#### **c) Recolección de información Bibliográfica necesaria y pertinente relacionada con la investigación.**

1. La recopilación de información se realizó a través de la técnica documental la cual consta de consulta de libros, tesis, visitas a bibliotecas públicas y privadas, documentos de internet, revistas, periódicos, etc.
2. Se recolectó e interpretó material geográfico: mapas de referencia (cuadrantes de las regiones de estudio de preferencia 1:25000, hojas altimétricas, fotografías aéreas), mapas de uso público (hidrológico, agua superficial, agua subterránea, bosque natural, geológico, uso de suelos, zonas protegidas).

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”

---



3. Se visitó y entrevistó a entidades públicas y privadas como: Alcaldía Municipal y su correspondiente Unidad de Ingeniería de la Alcaldía Municipal de San Miguel, El Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET) y Estaciones Meteorológicas de la zona, Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador (OPAMSS), Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA) región Oriental, CONSORCIO DEL PACIFICO encargado de la construcción en la Colonia Ciudad Pacifica la cual se encuentran directamente involucrados en el área que comprende nuestro estudio.

### **d) Investigación de campo.**

Mediante la investigación de campo se realizaron los siguientes procesos:

1. Reconocimiento y delimitación del área de estudio
2. Identificación de drenajes pluviales.
3. Identificación y caracterización de cuencas y Microcuencas.
4. Visitas frecuentes a zonas donde se concentra la descarga de la escorrentía superficial.
5. Observación de todos los fenómenos que originan las crecidas máximas.
6. Topografía de la zona.

### **e) Análisis de oficina o de gabinete**

Con toda la información bibliográfica y la investigación de campo realizada y con el apoyo de métodos estadísticos y matemáticos se procedió a lo siguiente:

1. Depuración y ordenamiento de toda la información recopilada.
2. Proceso de la Investigación.
3. Manipulación de datos obtenidos por medio de la investigación de campo.
4. Análisis de la Investigación.
5. Elaboración de la propuesta técnica de la investigación.
6. conclusiones y recomendaciones.

# **CAPITULO II**

**“ MARCO DE**

**REFERENCIA”**



## **2.1 CONTEXTO HISTÓRICO DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE DESASTRE PROVOCADO POR INUNDACIONES EN EL DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL.**

Con el paso de los años la Ciudad de San Miguel ha venido presentando cambios muy característicos tanto en su infraestructura como en el aspecto socioeconómico y cultural.

El ritmo con el cual se ha venido desarrollando el ser humano, la migración de las personas o el desplazamiento de poblaciones hacia el Municipio, causó variaciones en la constitución territorial de la región, provocando que terrenos de vocación agrícola fueran parcelados, dando origen a varias lotificaciones y terrenos industriales y comerciales.

La necesidad de desarrollo urbano en la zona generó una tala indiscriminada de árboles, incorporándose de manera rápida e inevitable el aumento del área techada al generarse la construcción de más viviendas.

Sobre la base de dichos acontecimientos, las alteraciones causadas en el suelo debido al uso inadecuado del mismo, al no cumplir con un Plan de Desarrollo Urbano, han provocado desde entonces una discordancia en el Sistema Natural del Drenaje Pluvial, lo que ha generado hasta la fecha un incremento progresivo de la escorrentía superficial, formando sectores de inundación en sitios aguas abajo. Estos lugares ya sea de bajo o alto riesgo, provocan una incomodidad completa dentro de la Ciudad, y afectan tanto a la Comunidad como al tránsito de sus arterias principales.

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



### 2.1.1 INUNDACIONES REGISTRADAS QUE HAN AFECTANDO AL DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL.

La Ciudad de San Miguel ha presentando un aumento progresivo en las inundaciones; provocadas por las lluvias en tiempos de invierno, en tormentas tropicales o en algún huracán.

A continuación se presenta el registro de inundaciones por año que han afectado a la Ciudad de San Miguel con las respectivas tablas de precipitación en mm.

- Julio 2010 Entre el viernes 16 y jueves 22 de julio El Salvador estuvo influenciado por el desplazamiento de un campo de bajas presiones desde el Este de Nicaragua hacia México. Este fenómeno produjo intensas lluvias que tuvieron su mayor intensidad los días viernes 16, sábado 17 y domingo 18, con un promedio nacional de 42.6 mm.

Los registros máximos de precipitación acumulada fueron (viernes 16):

**Tabla 2: Precipitaciones máximas registradas el 16 de Julio de 2010**

| PRECIPITACIONES MAXIMAS REGISTRADA EL 16 DE JULIO DE 2010 |                    |
|---|--------------------|
| UBICACIÓN ESTACION METEOROLOGICA                          | PRECIPITACION (MM) |
| EL PACAYAL  | 75.00              |
| TECOLUCA  | 79.00              |
| VOLCAN DE SAN MIGUEL                                      | 53.00              |
| JERUSALEN   | 86.40              |
| TEPEZONTLE  | 62.80              |
| ZACATECOLUCA  | 83.20              |
| SANTIAGO NONUALCO   | 74.60              |
| PICACHO   | 63.00              |
| LOS MANANTIALES   | 40.00              |
| PUERTO PARADA   | 95.7               |

Fuente: <http://www.snet.gob.sv/>

- Junio 2010 La Tormenta Tropical Alex y posterior huracán Alex, primer sistema ciclónico del Atlántico tuvo su influencia en Territorio Nacional desde el sábado 26 de junio con

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



acumulados máximos de hasta 163 mm. Desbordamientos en río Aquiquisquillo en el depto. La Libertad; río Viejo y Tiuapa en La Paz; río Arenal y Las Cañas en Ilopango.

Precipitaciones registradas:

**Tabla 3: Precipitaciones máximas registradas en Junio de 2010**

| PRECIPITACIONES MAXIMAS REGISTRADA EN JUNIO DE 2010 |                    |
|---|--------------------|
| UBICACIÓN ESTACION METEOROLOGICA                    | PRECIPITACION (MM) |
| LA UNIÓN  | 118.40             |
| EL PACAYAL  | 145.00             |
| ATACO   | 149.50             |
| ISHUATAN  | 135.00             |
| SANTA ROSA HUACHIPILIN                              | 72.60              |

**Fuente:** <http://www.snet.gob.sv/>

- Mayo 2010 A finales del mes de Mayo, el país se vio afectado por la Tormenta Tropical Agatha, el primer fenómeno ciclónico del Pacífico. Las mayores precipitaciones se registraron entre el día 29 y 30 de Mayo, con un registro máximo acumulado de 483 mm en 24 horas. Todo el territorio Nacional se vio afectado por condiciones atemporadas registrándose acumulados que sobrepasaban los 100 mm en casi todas las estaciones meteorológicas. Estas lluvias ocasionaron el desbordamiento de la mayor parte de los ríos del País, ocasionando serios problemas en todo el territorio Nacional, con mayor afectación en las desembocaduras de los principales ríos. Las lluvias máximas registradas para este fenómeno fueron:



**Tabla 4: Precipitaciones máximas registradas en Mayo de 2010**

| <b>PRECIPITACIONES MAXIMAS REGISTRADA EN MAYO DE 2010</b> |                           |
|---|---------------------------|
| <b>UBICACIÓN ESTACION METEOROLOGICA</b>                   | <b>PRECIPITACION (MM)</b> |
| EL PACAYAL  | 124.4                     |
| JERUSALÉN   | 151.8                     |
| TEPEZONTE   | 235.8                     |
| ZACATECOLUCA  | 123.4                     |
| SANTIAGO NONUALCO   | 114.20                    |
| ATACO   | 416.80                    |
| ISHUATAN  | 101.60                    |
| BELLOSO   | 132.80                    |
| MONTECRISTO   | 124.60                    |
| BOQUERON  | 240.00                    |
| Enet  | 148.80                    |
| LA UNION CPI  | 178.00                    |
| SAN ANDRES  | 138.90                    |
| AHUACHAPAN SM   | 152.90                    |
| CONSEPCION  | 123.20                    |
| CERRON GRANDE   | 106.70                    |
| SENSUNTEPEQUE   | 112.00                    |

**Fuente: <http://www.snet.gob.sv/>**

- **Junio 2009** Aparentemente la obstrucción del cauce por basura acumulada facilito la inundación. Afectando el caserío Las Marías, cantón Las Marías, Municipio de Chinameca. El registro que aparece de lluvias pertenece a la estación Pacayal. Sin embargo el evento fue ocasionado por una lluvia local e intensa.
- **Octubre 2008** Los habitantes de la hacienda Casa Mota, del Cantón El Brazo, en San Miguel, se encuentran preocupados por la saturación de agua que presenta el suelo producto de los desbordamientos del río Grande. Dicha situación ha generado que los pozos y las fosas sépticas rebalsen y contaminen la comunidad. Las lluvias que azotaron Oriente provocaron que la calle de acceso a la laguna El Jocotal en Cantón El Borbollón,



San Miguel, quedara inundada. El caudal del río se incrementó medio metro de altura y se salió de su cauce unos 300 metros.

- **Octubre 2008** La Laguna El Jocotal. Unas cinco mil personas afectadas, un hombre fallecido, viviendas y cultivos inundados, con 385 familias damnificadas son los daños que dejaron las lluvias en todo el territorio Nacional, según la Dirección de Protección Civil.

Las zonas de alto riesgo fueron de nuevo, blanco de las inundaciones: Caserío Los Aposentos, en la zona Norte del Departamento de Chalatenango; Chilanguera en San Miguel, que fue afectada por el desbordamiento del río Chilanguera; Puerto El Triunfo, Municipio de Usulután, donde las cañerías colapsaron; Puerto Parada, de Usulután, las aguas lluvias han inundado las calles, viviendas y cultivos.

- **Octubre 2008** Inundaciones en varias zonas del país.

Según datos de Protección Civil, 552 familias afectadas en todo el país. No hubo necesidad de sacar a las personas de sus hogares, pero si se reportaron daños materiales y de cultivos agrícolas.

Entre las zonas afectadas, se encuentran: San Miguel y San Juan Tepezontes, Zacatecoluca, Guadalupe, Chalatenango, carretera Comalapa, El Poy, Quezaltepeque, Los Planes de Renderos, Mariona, Tonacatepeque e Ilopango. Asimismo en Berlín, Alegría, Puente Cuscatlán, Jucuapa, San Marcos Lempa, San Esteban Catarina, San Vicente, San Rafael Cedros, Villa Victoria, El Espino y Torola. Inundaciones y desbordamientos por lluvias.

- **Septiembre 2008** La crecida en el nivel de la laguna El Jocotal en San Miguel, provocó pequeñas inundaciones en los patios de las viviendas de al menos 35 familias que habitan



en el cantón el Borbollón. Las lluvias aumentaron este cauce en metro y medio. El agua se salió en cerca de 120 metros de longitud.

- **Agosto 2008** La calle que conduce al caserío Los Ranchos, del cantón Miraflores en San Miguel y la calle que conduce a los caseríos La Pelota y El Cedral, fueron cerrados por el desborde de la Laguna de Olomega.
- **Mayo 2008** Desbordamiento de laguna de Olomega, Crecida repentina de Quebrada El Transito, San Rafael Oriente. El nivel alcanzo una altura de 1.80 metros.
- **Agosto 2007** Quebrada El Transito La lotificación Las Flores, se afectaron 20 viviendas por inundación debido a, la quebrada que baja del cerro la Tequera. En Puerto de La Libertad. La lluvia se registró a lo largo de las cuencas del litoral costero especialmente cuencas del Departamento de La Libertad.
- **Junio 2006** Se realizaron evacuaciones alrededor de la laguna de Olomega muchas comunidades fueron afectadas por desbordamientos del río Grande de San Miguel.
- **Abril 2006 INUNDACIÓN.** Se registra crecida del Río Grande de San Miguel. Inundaciones ubicadas al final de la 2.ª avenida sur del Barrio Concepción, en San Miguel.
- **Octubre 2005** Inundación Urbana, Lluvias generalizadas sobre todo el territorio Nacional provocaron inundaciones, en diferentes Departamentos y en las Ciudades principales. Lluvias generalizadas en todo el país, con un promedio de 63.8 mm, registrándose un máximo de 109. mm en la Estación Los Naranjos departamento de Sonsonate. Varios ríos del país, se desbordaron. Río Chilama, en La Libertad, Río El Rosario, en Ahuachapán, Grande de Sonsonate, Río Amate en Zacatecoluca. Río Grande de San Miguel.

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”

---



- **Octubre 2005** Depresión Tropical provoca fuertes lluvias generalizadas, ocasionando el desbordamiento de varios ríos en diferentes Departamentos del País. La lluvia promedio registrada en todo el País fue de 64 mm. Con máximos aislados de: 320 mm en los Naranjos. Río Acelhuate, Lago de Ilopango. Río Colon. Río Jiboa.
- **Mayo 2005** Unas 300 personas de las zonas bajas del Río Grande de San Miguel, han sido trasladadas a 13 alberges en la Cabecera Departamental.
- **Mayo 2005** Grande de San Miguel Inundación en urbanización Jardines del río por desbordamiento del Río Grande de San Miguel. Fuente COED San Miguel. Lluvias generadas por huracán Adrian. Fuente Servicio Meteorológico.
- **Octubre 2004** Río Grande de San Miguel Cultivos anegados en Colonia Carrillo, San Miguel.
- **Septiembre 2004** Quebrada Salamar El aumento del nivel del Río Grande de San Miguel por las lluvias ocurridas, comenzó a inundar cultivos. Según los afectados, la falta de una borda en un tramo de cinco kilómetros facilita que el río se salga de su cauce e inunde los terrenos.
- **Septiembre 2004** Río Grande de San Miguel, Torrente de agua y arena que bajó del volcán de Chaparrastique cubrió parte de la Avenida Roosevelt en San Miguel. Colapso del sistema de drenaje de aguas lluvias. Inundación en varias calles y avenidas de la Ciudad de San Miguel.
- **Octubre 2003** El nivel del río Las Lajas, en el volcán Chichontepec, creció aceleradamente por las intensas lluvias. Esto obligó a trasladar a 59 familias de la comunidad Villa España al Instituto Nacional de la localidad, que estaban en riesgo de ser arrastradas por el río.



- **Junio 2003** En el Departamento de San Miguel, deterioro de bordas debido a lluvias. Grande de San Miguel.
- **Junio 2003** En el Departamento de San Miguel, 70 manzanas de cultivos inundados en los Cantones El Tecomatal y La Canoa. En jardines del río la cancha se inundó.
- **Septiembre 2002** Grande de San Miguel Inundaciones en el Departamento de San Miguel por daño en borda.
- **Mayo 2000** Inundaciones en el Departamento de San Miguel
- **Octubre 1998** Inundaciones en el Departamento de San Miguel causadas por el huracán MITCH.
- **Junio 1998** Inundaciones en el Departamento de San Miguel.

### **2.1.2 AMENAZAS DEBIDO A LA FORMACION GEOLOGICA**

Desde hace varias décadas, el Volcán de San Miguel, se ha mantenido en actividad, expulsando cantidades variables de vapor de agua, en ciertas ocasiones, cantidades moderadas de ceniza y escorias volcánicas. Si bien no significan problemas vinculados con erupciones, no se puede afirmar lo mismo cuando se trata de movimientos grandes de volúmenes de escoria y otros materiales piroclásticos, que en más de una oportunidad han provocado daños materiales en ciertas poblaciones.

Desde el punto de vista hidrológico, la presencia de un volcán es muy importante, ya que por la misma naturaleza de los materiales geológicos que lo constituyen, puede dar lugar a la formación de zonas de recarga hídrica, en las cuales las aguas pluviales se infiltran a profundidades

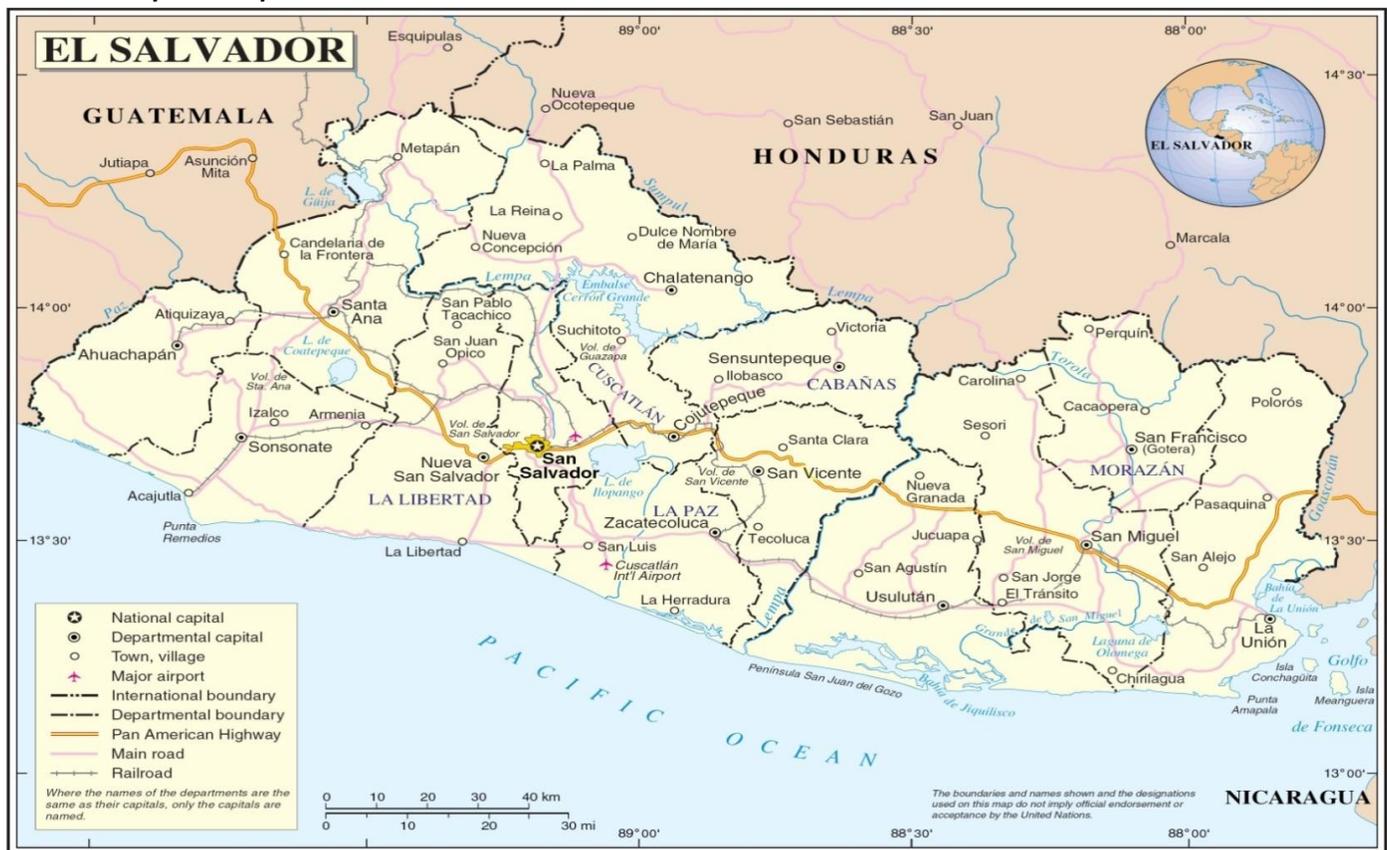
# “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



indeterminadas, las que al desplazarse en una cierta dirección, pueden ser aprovechadas mediante la perforación de pozos o captadas en aquellos sitios donde emergen a la superficie, es decir en las zonas de descarga.

## 2.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Mapa 2. Mapa de El Salvador



Map No. 3903 Rev. 3 UNITED NATIONS  
May 2004

Department of Peacekeeping Operations  
Cartographic Section

<http://www.vmapas.com>

### 2.2.1 UBICACIÓN GEOGRAFICA

San Miguel es un Municipio y distrito del Departamento de San Miguel, en El Salvador, siendo la localidad más desarrollada de la zona Oriental. Se encuentra a 138 km de San Salvador. Limita al

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



Norte con la República de Honduras; al Este con los Departamentos de Morazán y La Unión; al Oeste con los Departamentos de Cabañas y Usulután; y al Sur con el Océano Pacífico. El Municipio está compuesto por un área rural, la cual comprende 579.12 km<sup>2</sup>; y un área urbana de 14.86 km<sup>2</sup>. Para su administración, está dividido en 32 Cantones y 114 Caseríos. De acuerdo con el censo de 2007, cuenta con una población de 218 mil 410 habitantes, ocupando el puesto número 4 en población.

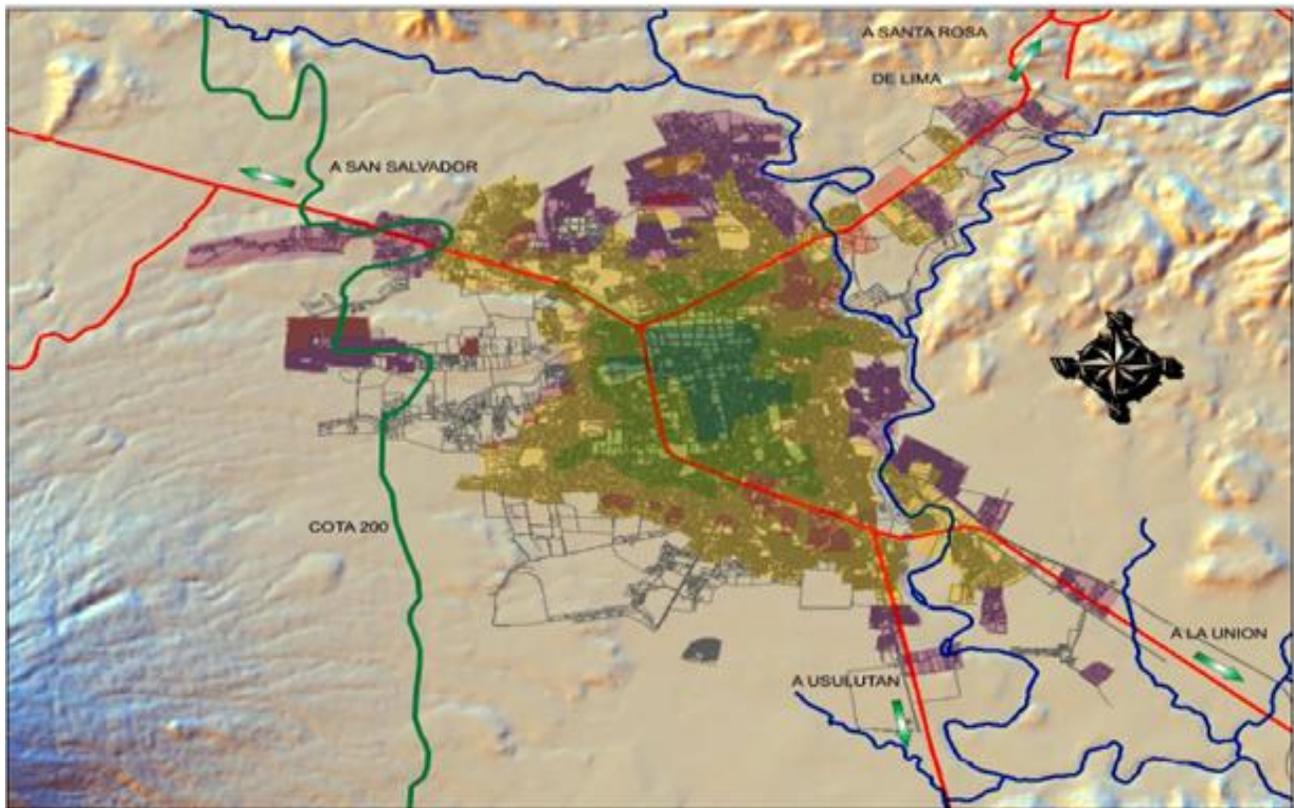
**Mapa 3. Departamento de San Miguel**



[http://www.zonu.com/mapas\\_el\\_salvador/Mapa\\_Departamento\\_San\\_Miguel\\_El\\_Salvador.htm](http://www.zonu.com/mapas_el_salvador/Mapa_Departamento_San_Miguel_El_Salvador.htm)

### 2.2.2 DESARROLLO URBANO DE LA CIUDAD

Mapa 4: Crecimiento urbano de la Ciudad de San Miguel



*Crecimiento urbano de la Ciudad de San Miguel*

### 2.2.2.1 CARACTERÍSTICAS URBANAS ACTUALES

El desarrollo urbano constituye una base material indispensable para el crecimiento económico de una zona determinada y por consiguiente, para la Ciudad de San Miguel; influyendo en el racional aprovechamiento de los recursos naturales, la disposición eficientes de los usos del suelo y los servicios de infraestructura existentes.



Una gran proporción del crecimiento de la Ciudad está en desarrollo (construcción), correspondiendo principalmente a proyectos de lotes y viviendas de densidades alta, media y baja.

Ubicándose en los sectores que presentan el mismo uso de suelo.

La expansión comercial se da a lo largo de las vías de mayor tráfico, y coincide con las rutas del transporte colectivo. Por lo que el mayor índice comercial lo presenta la Av. Roosevelt y las carreteras troncales.

El comportamiento del desarrollo urbano que se ha manifestado en la última década, en la Ciudad de San Miguel y específicamente sobre la Calle Antigua a la Unión, así como la zona aledaña, de un crecimiento habitacional, ya que se ha extendido; alcanzando los límites de expansión para el desarrollo urbano.

En cuanto a una urbanización se refiere, el desarrollo observado tiene la característica de ser desordenado y falta de infraestructura, ya que se ubican lotificaciones, que no cumplen con los requerimientos básicos de una urbanización.

#### **2.2.2 LIMITE DEL DESARROLLO URBANO**

Estos límites significan un obstáculo en el desarrollo de una zona determinada, son condicionantes que se le presentan a las empresas dedicadas al rubro de la urbanización y restringen que cierta área se urbanice más allá de estos límites que algunas veces son impuestos por los hombres y otras por la naturaleza misma, siendo de esta manera que los límites de desarrollo urbano puedan clasificarse como: límites naturales y límites nominales.

Los primeros comprenden todas aquellas manifestaciones de la naturaleza como quebradas, ríos, cerros y otros; que imposibilitan de manera racional el desarrollo urbano de una zona determinada.

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”

---



Los límites nominales son fijados por el hombre para determinar proyección o alcance físico del urbanizador que ha fomentado a través de su proyecto, conforme a las limitaciones de carácter: económico, social, político que se presentan.

La estructura y naturaleza urbana está íntimamente ligada a obstáculos de varios órdenes como también a similares estímulos.

En cuanto a lo físico, el riesgo más sobresaliente de la Ciudad es el río Grande de San Miguel. Este limita el área potencialmente urbana al Oriente en su cauce de Norte o Sur. Es igualmente el obstáculo mayor al crecimiento como también su mejor incentivo. Siendo además una barrera poderosa para las actividades urbanas formales, ya que demanda cuantiosas. Inversiones en infraestructura como puentes o bóvedas.

En forma similar, las actividades no formales tenderán a contar suficiente espacio en la margen derecha del río. En general el río es un incentivo para el desalojo de sistemas hidráulicos primarios.

En el caso de la Ciudad de San Miguel, el Plan Maestro de Desarrollo Urbano, ha establecido de acuerdo a los estudios realizados, y al acelerado aumento del nivel de contaminación ambiental; que el límite de desarrollo sea la cota 200 m.s.n.m, es decir a partir de ahí se considera área protegida o área de reserva ecológica; ya que los usos que se tienen a un nivel superior son puramente agrícolas.

Pero todo esto quedo enmarcado en documentos; debido a que el estudio se realizó (PLAMADUR); pero no se llegó a la etapa de legalización de este. Por lo tanto se tiene el límite de desarrollo pero no se puede dar la aplicabilidad legal, porque no hay documento que lo sustente. En relación a ello se han registrado urbanizaciones con cota superior a la 200 m.s.n.m, una de estas es la “Ciudad



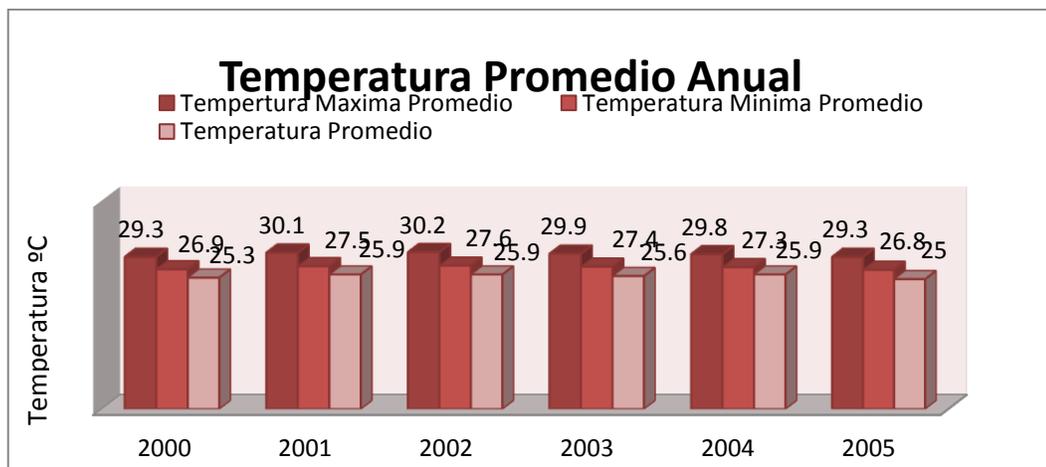
Pacífica”, y actualmente está en proceso de desarrollo el área de Monte Grande; en donde se supone que éstas se consideraban áreas protegidas. Lo que acarrea graves problemas porque se está impermeabilizando el suelo, generando un considerable aumento de la escorrentía superficial, precisamente en los lugares donde ya existe el problema.

### 2.2.3 CARACTERÍSTICAS HIDROMETEOROLÓGICAS Y FÍSICAS DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

#### 2.2.3.1 Climatológicas:

El clima comprende una estación de lluvia y otra de sequía. La temporada calurosa a pesar de la época de lluvia, inicia en Noviembre y termina en Septiembre, siendo la Ciudad más calurosa de Centroamérica no por sus máximas, sino porque en las horas de mayor insolación las temperaturas no bajan de 30 °C a la sombra durante este período. En Abril es común que la temperatura alcance los 40°C. Entre los meses de Enero a abril se observaron temperaturas diarias constantes de más de 36°C, durante 14 semanas continuas en el 2010.

**Grafico 5. Gráfico Temperatura Promedio Anual del Municipio de San Miguel.**



Fuente: <http://www.snet.gob.sv/>



### **2.2.3.2 METEOROLOGÍA.**

La Precipitación Anual Promedio en San Miguel para el año 1997 fue de 1,283 milímetros de lluvia, y una Humedad Relativa promedio anual alta del 73%. Para el año 1998, en el cual ocurrió el fenómeno del Mitch, la Precipitación Anual Promedio fue de 1648 mm de lluvia, y una Humedad Relativa del 72%; se ha determinado como La Precipitación más alta en los últimos 6 años, ya que para el 2003 el dato registrado fue de 1570 mm de lluvia, con una humedad aproximada del 70%.

La Ciudad de San Miguel no presenta con mucha frecuencia la inclemencia de desastres provocados por huracanes o ciclones, excepto por el huracán Francelia, que influenció la inundación de 1969, y el huracán Gilberto que causó las inundaciones de 1988, ambos registraron precipitaciones máximas en las estaciones de Moscoso y El Papalón. Además hace algunos años, en 1998 la ciudad se encontró con un nuevo fenómeno, el huracán Mitch, pero este no afectó directamente a la misma. Pero no es de enmarcarse únicamente en sucesos trascendentales, ya que la Ciudad posee desde siempre problemas de inundaciones urbanas que afectan a la Comunidad y que de alguna forma se tiene que actuar para poder mitigar tal acontecimiento.

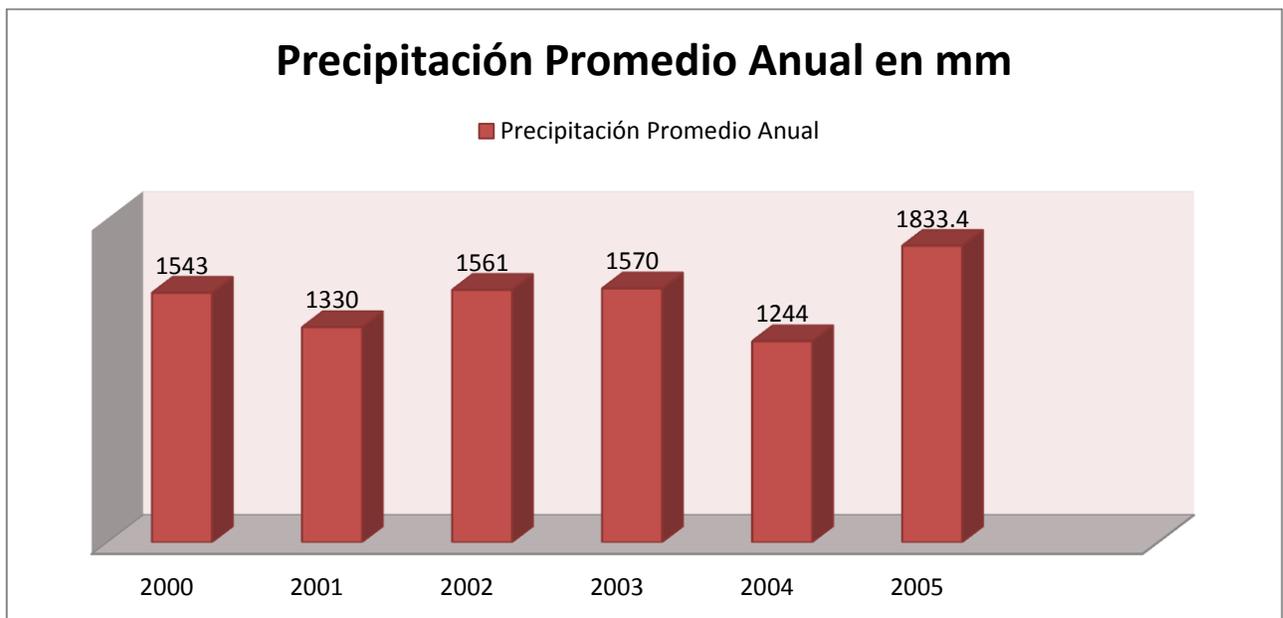


**Tabla 5: Precipitación ocurrida durante huracanes y estación de registro**

| Fecha       | Huracán   | Precipitación | Estación                  |
|-------------|-----------|---------------|---------------------------|
| 04/Sep/1969 | Francelia | 167.60 mm     | [M6] Beneficio el Papalón |
| 20/Sep/1974 | Fifí      | 232.1 mm      | [U6] Santiago de María    |
| 16/Sep/1988 | Gilberto  | 221.6 mm      | [M6] Beneficio el Papalón |
| 29/Jul/1996 | Cesar     | 125.6 mm      | [M6] Beneficio el Papalón |
| 01/Nov/1998 | Mitch     | 167.4 mm      | [Z2] San Fco. Gotera      |
| 20/May/2005 | Adrián    | 144.0 mm      | [M16] Chapeltique         |
| 04/Oct/2005 | Stan      | 103.0 mm      | [M16] Chapeltique         |

*Fuente: <http://www.snet.gob.sv/>*

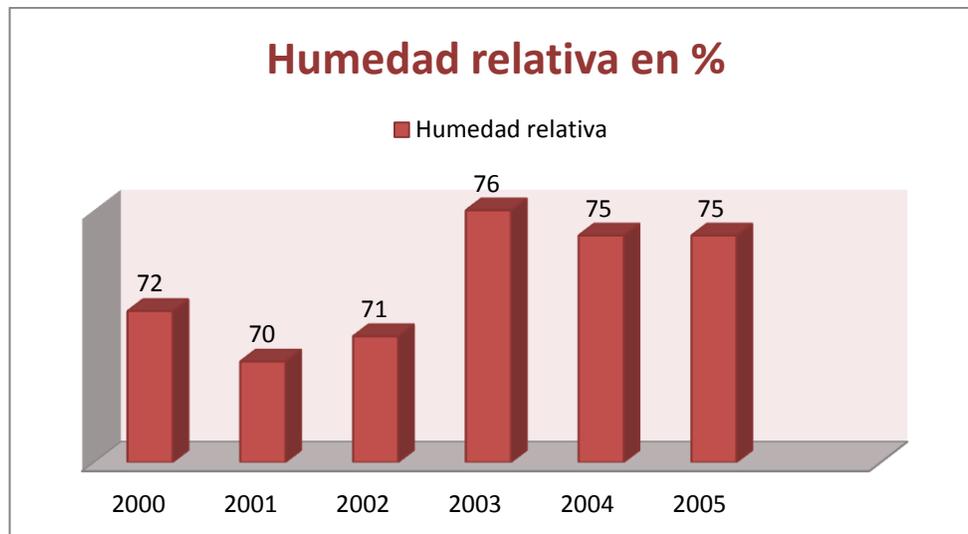
**Gráfico 6. Precipitación promedio anual en mm.**



*Fuente: <http://www.snet.gob.sv/>*



Gráfico 7 .Gráfico Humedad Relativa



Fuente: <http://www.snet.gob.sv/>

### 2.2.3.3 Hidrología.

La región Oriental, es separada del resto del territorio por el Río Lempa, y este constituye el principal recurso hídrico de la nación, su potencial para regar las planicies costeras es decisivo en el futuro desarrollo agrícola de la región. De igual manera la zona Oriental cuenta con el Río Grande de San Miguel, que tiene gran potencial para riego.

La Ciudad de San Miguel, es recorrida por el Río Grande de San Miguel, desde el costado Norte, bordea la parte Oriente y Sur de la Ciudad, convirtiéndose en un límite e intensivo para el desarrollo urbanístico.

El drenaje de la zona se realiza a través de los ríos afluentes al Río Grande; este se considera como de tipo dendrítico, aunque existe área con drenaje radial especialmente en la zona del Volcán.

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”

---



La Ciudad se encuentra entre las cuencas Alta-Media del Río Grande de San Miguel.

El Municipio es regado por los ríos: Las Cañas, Yamabal, El Corozal, San Antonio Chávez, Villerías, El Guayabal, Grande de San Miguel, Chispas, San Esteban, Taisihuat, Budines o Vargas, El Jute, El Rebalse, Las Peñitas, El Papalón, Aramuaca, de Las Casitas, Miraflores, EL Huiscoyol, El Mono, El Desagüe, Dos Aguas o la Presa, San Antonio, Los desagües de la Laguna de Olomega y madre de La Laguna de San Juan; Los Brazos, La Pelota de Río Grande y La Pelota.

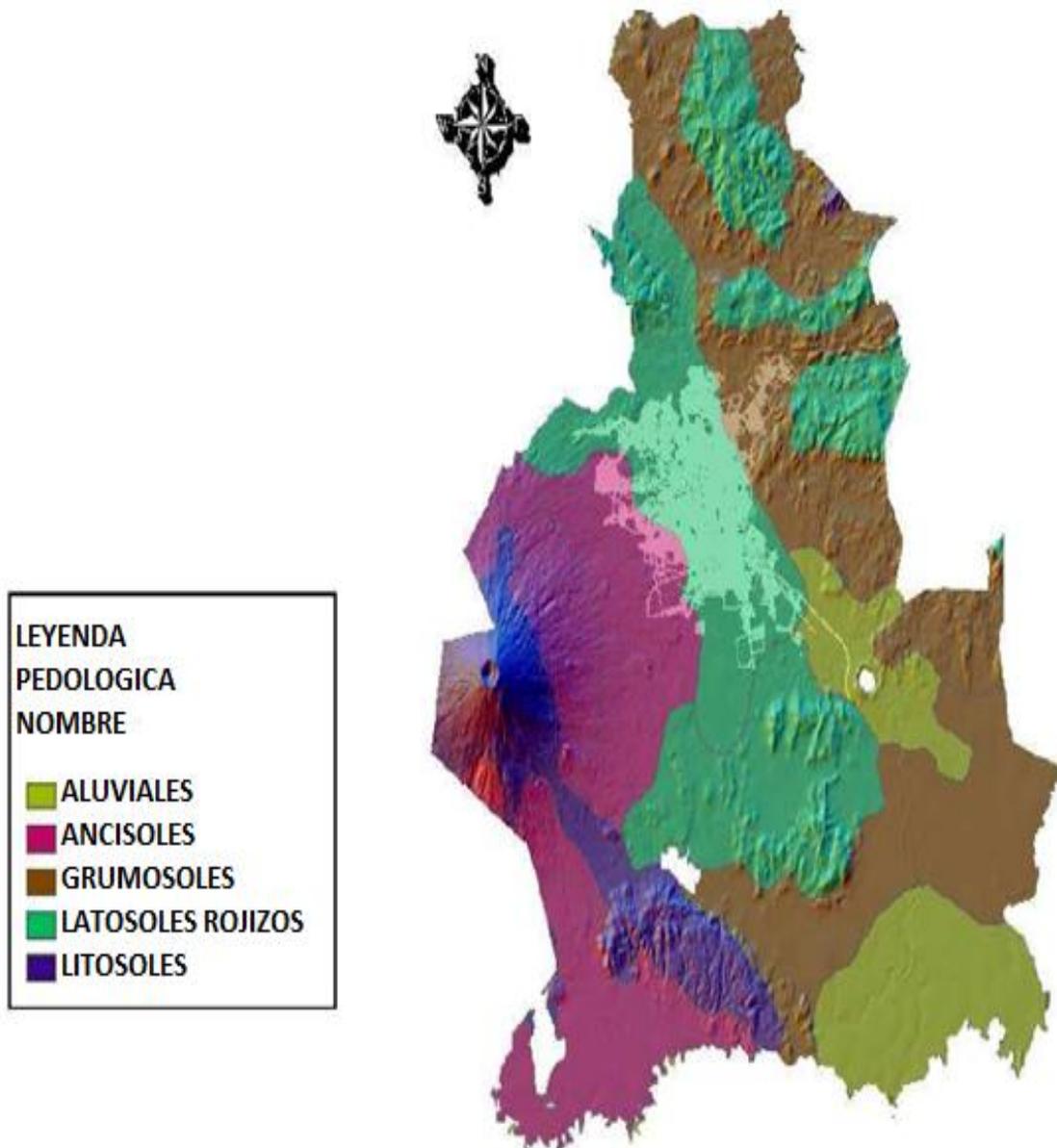
Coyotes, Ojo de Agua, Los Gómez, El Borbollón, Juan Yanez, de Mangas, Las Heladas, Guacuco, El Aguaje, La Estación, Los Berrios, El Ciprés, Las Maritas, El Chiquirín, El Muro, La Quebradona, El Tigre, El Ojo de Agua, Las Piletas, Mata de Coyol, El Moral, El Zarzal, La Piedad, Madre de Altamiz, El Hoyón, Pradera, La Piedra, La Piedrita, La Piedrona.

Existe en el lado Sur del Municipio 3 Lagunas alimentadas por aguas Subterráneas, ellas son las de San Juan, El Jocotal y Olomega y a 9.3 Km. al SE de la Ciudad de San Miguel existe una laguna pequeña llamada Aramuaca.

#### 2.2.3.4 TIPO DE SUELOS DEL DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

Los tipos de suelo predominante en el municipio de San Miguel de acuerdo al mapa pedológico lo representan:

*Mapa 5: Tipo de suelo del Departamento de San Miguel*





**Latosol Arcillo Rojizo, (llamado Alfisoles y Molisoles).**

Estos suelos cubren la mayor extensión dentro de la Ciudad de San Miguel; como su nombre lo indica se reconocen por su color rojo con algunas variaciones en su tonalidad y por su textura arcillosa. Cuando han estado algo protegidos de la erosión, poseen un horizonte superficial de color café rojizo oscuro, de poco espesor (20 cms), y poseen textura franco-arcillosa con estructura de bloque pequeños, descansando sobre subsuelos rojizos o café rojizos, de textura arcillosa, con estructura fuerte en bloques o prismática de tamaño grande.

**Ancisoles (llamados Andepts),** ubicados al Poniente de la Ciudad en las faldas del Volcán de San Miguel. Estos suelos se han desarrollado de materiales piroclásticos (cenizas volcánicas). Se encuentran en la región del Volcanismo reciente, principalmente en las faldas y tierras altas de los Volcanes y macizos Volcánicos. Además, éstos poseen un horizonte superficial con alto contenido de materia orgánica; en algunos casos pueden mostrar horizontes en el subsuelo con desarrollo incipiente, de color pardo rojizo y textura más fina. Tienen características muy particulares como alta capacidad de retención de humedad, baja densidad, sensación jabonosa o de talco al tacto.

**Suelos esqueléticos o Litosoles** que se localizan en la parte alta del Volcán de San Miguel; estos en muchos casos son suelos que han estado sujetos a severa erosión. También comprende esta clase aquellas áreas en las cuales los suelos inician su formación, a partir de la desintegración o intemperización de la roca.

**Grumosoles, (llamados también Vertisoles),** son encontrados en menor cantidad al nororiente de la Ciudad. Estos son suelos arcillosos muy pesados, muy plásticos y muy pegajosos cuando están mojados y muy duros cuando están secos. Tienen gran poder de expansión cuando se humedecen y de gran contracción cuando se secan, condición que provoca la rajadura de los mismos. Son de



color negro en la superficie y grises en el subsuelo. A pesar de su color oscuro son de moderado contenido de materia orgánica que se supondría alta, debido a su color, pero esto es debido a una interacción de arcilla humus o una formación orgánico mineral.

#### **2.2.3.5 COBERTURA VEGETAL.**

A mayor porcentaje de cobertura vegetal, mayor será el grado de infiltración que tenga un suelo. Mientras que al disminuir la cobertura, el suelo se vuelve impermeable; ya que el agua cae directamente sobre este y genera lo que es la escorrentía Superficial lo cual provoca la erosión en los suelos y causa las inundaciones.

La Ciudad de San Miguel ha tenido un constante desarrollo, lo que ha implicado cambios en los usos de suelo. De tal manera que la cobertura vegetal ha venido siendo el factor más alterado; debido a que no se respetan ni las zonas de reserva ecológica.

Prueba de ello es que en el año de 1992 el área utilizada para arbusto o bosque era de 5.97% del total de usos de suelo en la Ciudad; para 1996 se tenía el 5.79%. En lo referente al uso de suelo agrícola se tenía el 45.30% para el año 1992y 36% para el año 1996.

Los datos expuestos nos están indicando el grado de pérdida de la cobertura vegetal en la Ciudad y lo poco o nada que se ha hecho en la actualidad para poder contrarrestar dicho fenómeno. Porque aunque no tenemos un estudio actual, si podemos evaluar las características actuales de desarrollo, y podemos decir que si hacemos un análisis comparativo del año 1996 hasta la fecha; han surgido cantidades de litificaciones diseñadas en tierras de uso agrícola, así como también urbanizaciones en tierras de reserva ecológica. Lo que nos indica que la tendencia a disminuir estas áreas continúa.



#### **2.2.3.6 USO ACTUAL DEL SUELO.**

Esta expresión puede definirse como una distribución o zonificación del suelo, para los distintos usos de explotación del mismo, ya sea con fines comerciales o sociales.

Los usos proyectados para el suelo, puede ser: comercial, industrial, institucional, recreacional y vivienda. También existen zonas destinadas para uso agrícola, otras zonas que son recomendadas para conservación y reforestación, entre cuyos fines pueden mencionarse el de conservar reservas acuífera, prevenir la erosión y contaminación del ambiente.

En un plan de zonificación de usos del suelo, deben proyectarse zonas de importancia para un futuro desarrollo urbano, tomando en consideración, criterios de factibilidad técnica, económica y social. En San Miguel el uso del suelo clasificado en el año 1996, es:

#### **USO COMERCIAL:**

Se localiza, a lo largo de la Calle Chaparrastique y Calle Siramá extendiéndose en una franja de 4 cuadras a ambos lados de este eje, concentrándose también en forma longitudinal sobre la Carretera Panamericana (Ruta Militar: Km. 135 y Av. Roosevelt hasta el Km. 131 ).

El comercio representa una de las actividades económicas principales de la Ciudad, dentro de ellas se encuentran los mercados, tiendas, almacenes, centros comerciales, venta de muebles, venta de vehículos automotores, supermercados, gasolineras, farmacias, etc., que constituyen una gran parte del comercio de bienes. Entre el comercio de servicio existen en la Ciudad:

Molinos de Nixtamal, talleres de mecánica, peluquerías, salones de belleza, hoteles, moteles, laboratorios, clínicas médicas, asociaciones de ahorro y préstamo, bancos, casas de cambio, etc.



**USO INDUSTRIAL:**

Se ha desarrollado en forma dispersa en un amplio sector limitado por la 10a. Av. Norte, Ruta Militar, Avenida Roosevelt y Carretera Panamericana.

Una de las características principales de la Ciudad, es que dentro de su radio urbano se ubican industrias que no solamente sirven a ella, sino a todo el Departamento y sus alrededores, así se cuenta con: Distribuidores de la Coca Cola, Distribuidores de la Pepsi, Beneficio de Arroz, Pequeñas Fábricas de: Baterías, Calzado, Hielo, Ladrillo, Materiales de Construcción, Panaderías, Imprentas, Detergentes, Fabril de Aceites, Mueblerías, Candelas y Veladoras, etc.

**USO INSTITUCIONAL:**

La mayoría de instituciones se encuentran en el centro de la Ciudad, las demás se localizan en forma dispersa sobre la Avenida Roosevelt o cerca de ella. Se consideran como uso institucional todas las Oficinas de Gobierno: Correos, ANDA, Alcaldía Municipal, Centro de Gobierno Municipal, las Iglesias, Centros Educativos, Hospitales, Centro Universitarios, etc.

**USO RECREACIONAL:**

Existe en forma dispersa por todo el espacio urbano de la Ciudad, contándose con canchas de fútbol, baloncesto, estadios, parques, cines, salas de billar y otros.

**VIVIENDA:**

Se ha desarrollado por todos los rumbos de la Ciudad, la mayoría son viviendas unifamiliares; existen también algunos mesones y tugurios. Los mesones se localizan en la parte vieja de la Ciudad, principalmente a lo largo de la 6a. Avenida Norte - Sur, 8a. Av. Norte y Avenida José Simeón Cañas, y los tugurios en el derecho de vía de la Línea Férrea.

**“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**



| <b>TABLA 6:USOSDEL SUELO EN EL MUNICIPIO DE SAN MIGUEL.</b> |                 |                 |               |
|---|-----------------|-----------------|---------------|
| <b>USO DE SUELO</b>   | <b>1992 (%)</b> | <b>1996 (%)</b> | <b>2005 %</b> |
| Asentamiento Rural  | 4.30            | 5.98            | 9.72          |
| Residencial baja densidad                                   | 4.09            | 4.16            | 4.35          |
| Residencial media densidad                                  | 8.11            | 12.42           | 20.20         |
| Residencial alta Densidad                                   | 7.38            | 6.46            | 3.93          |
| Asentamiento Urbano   | 4.62            | 4.44            | 3.95          |
| Tugurio   | 0.54            | 0.65            | 0.95          |
| Industrial  | 0.39            | 0.42            | 0.50          |
| Institucional   | 2.16            | 2.58            | 3.74          |
| Comercial   | 1.44            | 4.46            | 10.77         |
| Recreacional  | 1.02            | 1.06            | 1.17          |
| Transporte  | 0.39            | 0.25            | 0.92          |
| Agrícola  | 45.30           | 36.00           | 10.43         |
| Arbusto o bosque  | 5.97            | 5.79            | 5.30          |
| Terreno libre   | 5.79            | 2.09            | 6.23          |
| Terreno en desarrollo                                       | 2.74            | 6.22            | 11.12         |
| Terreno Baldío  | 2.54            | 2.77            | 3.40          |
| Ríos y Quebradas  | 2.05            | 2.23            | 2.73          |
| Terrenos Inundables   | 1.17            | 1.00            | 0.61          |
| Total   | 100.00          | 100.00          | 100.00        |

**Fuente:** (PLAMADUR) San Miguel.

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



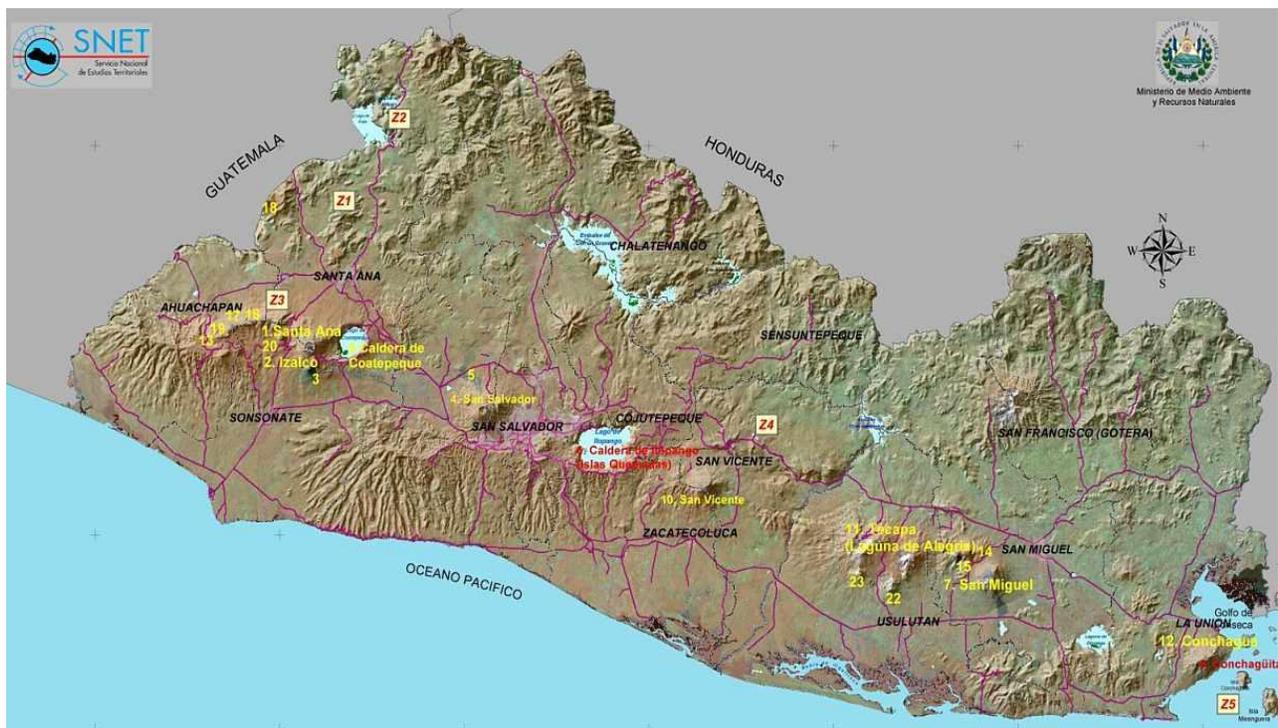
### 2.2.4 MARCO GEOLÓGICO Y GEOMORFOLÓGICO DEL MUNICIPIO

Las características Geológicas y Geomorfológicas que presenta una determinada región, están dadas por los constantes cambios, que por millones de años ha sufrido la corteza terrestre, y éstas dependen del origen de las rocas, el cual puede ser: Metamórfico, Sedimentario ó Magnatico.

#### 2.2.4.1 GEOLOGÍA

La Geología en el Municipio de San Miguel pertenece en su mayoría a las Formaciones: San Salvador y Cuscatlán, las cuales se han generado a través de las diferentes etapas que ha tenido la conformación de la tierra.

**Mapa 6: Volcanes de El Salvador**



[http://www.zonu.com/mapas\\_el\\_salvador/El\\_Salvador\\_Active\\_Volcanos\\_Map\\_2.html](http://www.zonu.com/mapas_el_salvador/El_Salvador_Active_Volcanos_Map_2.html)



El Volcán Chaparrastique pertenece a la cadena de Volcanes y conos importantes del País tales como: Santa Ana, Izalco, San Salvador, San Vicente, Conchagua, Cerro Singuil, Cerro Cerrito y otros de menores dimensiones. Los que constituyen la formación San Salvador.

La Formación San Salvador, localizada al Poniente de la Ciudad está compuesta por:

Piroclástitas acidas, epiclastitas volcánicas, efusivas andesititas y basálticas, tobas ardientes y fundidas.

Al Norte de la Ciudad se localiza la Formación Cuscatlán, la cual está constituida por:

Piroclástitas acidas, epiclastitas volcánicas, tobas ardientes y fundidas, efusivas acidas, intermedias-acidas, efusivas andesititas y basálticas y aluviones con intercalaciones de piroclástitas.

La parte Sur del Municipio está formado por: piroclástitas acidas, epiclastitas volcánicas, tobas ardientes y fundidas, efusivas acidas, efusivas basálticas (cenizas y tobas de lapille), efusivas andesititas, y aluviones con intercalaciones de piroclástitas.

Al Oriente tenemos: piroclástitas acidas, epiclastitas volcánicas, tobas ardientes y fundidas. Una parte de ellas pertenecen a la Formación de Chalatenango, y la otra a la Formación Cuscatlán.

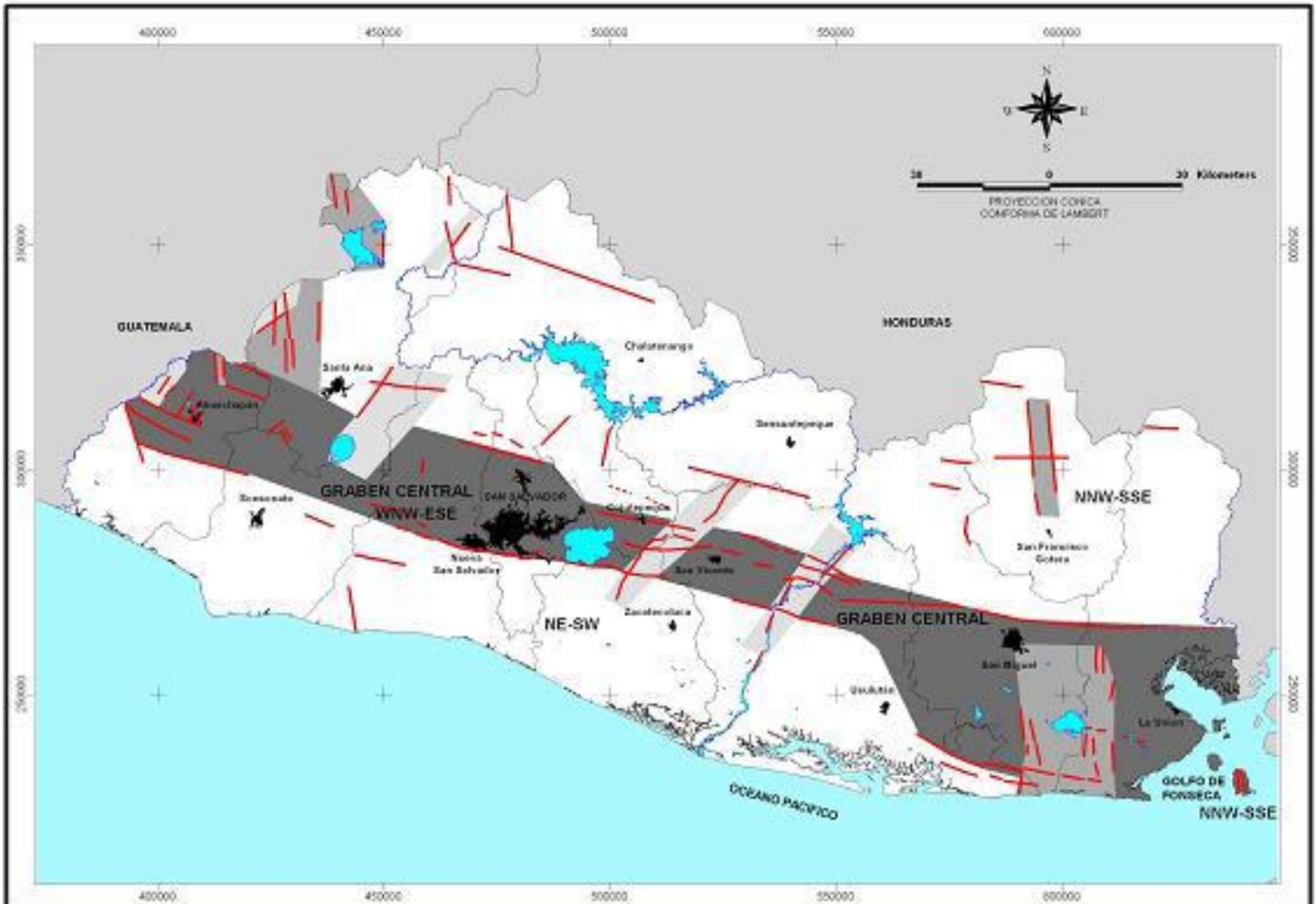
#### **2.2.4.2 TECTÓNICA.**

Estructuralmente la zona en la que se encuentra la Ciudad de San Miguel presenta poca complejidad, tan solo cabe destacar la existencia de zonas falladas y diaclasadas que afectan básicamente a los materiales de los miembros de la Formación de Cuscatlán.

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



Mapa 7: Sistemas de fallas en El Salvador



Fuente: <http://www.snet.gob.sv/Geologia/Vulcanologia/memorias/mtecVSM3.pdf>

Las Fallas son fallas normales, de dirección SO-NE y N-S, que corresponden a episodios de distensión y acomodamiento posteriores al vulcanismo joven de la región. Las Diaclasas definen una red amplia de fracturas pequeñas y poca obertura con buzamientos sub-verticales y direcciones múltiples.

### 2.2.4.3 GEOMORFOLOGÍA.

- Geomorfología Regional.

La Geomorfología de El Salvador está caracterizada dentro de dos grandes divisiones a nivel de América Central, cuya descripción considera primero el relieve en general, bajo los cuales se agrupan las diversas unidades morfotectónicas, es decir su constitución interna (estructura geológica). La clasificación es la siguiente:

**Mapa 8: Mapa Geomorfológico de El Salvador**



Fuente: <http://noticiasmunicipalesguatemala.blogspot.com>



## **I. Tierras de Relieve Montañoso.**

### **A. Sierras y Mesetas Volcánicas**

Dentro de esta clasificación que es extensa, se encuentran las partes altas de El Salvador, pero además incluye partes de Guatemala, Honduras y Nicaragua. En esta última se encuentra su mayor extensión.

### **B. Cadena Volcánica del Pacífico y Depresión de Nicaragua.**

La cadena volcánica del Pacífico (o del cuaternario) es parte de una zona de historia tectónica joven, que presenta características, tanto del relieve como de la constitución geológica que representa. Las alturas mayores, a lo largo de la cadena, se encuentran en Guatemala y disminuyen paulatinamente hasta El Salvador, es decir que aquí se encuentran los relieves medios y casi bajos de nuestro país.

## **II. Tierras de Relieve Plano y Colinas.**

### **A. Planicie Costera del Pacífico.**

La planicie costera del Pacífico se extiende desde el Istmo de Tehuantepec ininterrumpidamente hacia Acajutla, en El Salvador. De allí continúa hasta Nicaragua como áreas aisladas separadas entre sí por el zócalo de la cadena Volcánica del Pacífico.

- **Geomorfológica local.**

Un rasgo orográfico notable de la zona de influencia del estudio es su ubicación dentro del valle fluvial (o cuenca) del río Grande de San Miguel. El área también ha sido afectada, aunque no severamente, por erupciones y temblores debido a la actividad volcánica.

## **“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**

---



El volcán de San Miguel está ubicado dentro del Municipio de San Miguel, a solo 11 kilómetros al Suroeste de la Ciudad. Su elevación es de 2,129 metros sobre el nivel del mar. De las faldas de dicho Volcán se origina una red de drenajes o Tributarios que directamente desaguan hacia el Río Grande de San Miguel; su relieve es determinado por el Volcán en la parte alta, con pendientes del 15-30%; pero en su parte media y baja se observan pendientes menores al 15% (según estudios actuales). De hecho en la Ciudad misma el relieve es bastante plano, por lo que es causa de inundaciones Urbanas durante la época lluviosa.

Las áreas a lo largo de las Cuencas media y baja del Río Grande de San Miguel son propicias a inundaciones. Las áreas inundadas en el pasado se localizan a lo largo del Río Grande de San Miguel, alrededor de la laguna de Olomega, laguna el Jocotal, cerca de la Ciudad de San Miguel y en el delta de su desembocadura en la Bahía de Jiquilisco – Bocana La Chepona y Puerto Parada.

Además existen elementos geomorfológicos que son muy importantes de mencionar y analizar, estos son: Terrazas, Escarpas, Loma, Cerro, Erosión Vertical, Erosión Horizontal, Planicie.

El drenaje que poseen los tributarios del Río Grande de San Miguel se determinó como dendrítico por las características visuales que se tomaron de la zona. Todo el relieve que se da en la Ciudad de San Miguel, es de tipo Volcánico, puesto que su inicio se encuentra en las faldas del volcán de San Miguel. El Relieve Volcánico se define como: Relieve Sedimentario, porque se sedimentan rocas de manera masiva.



## **2.3 MARCO NORMATIVO**

La constitución de la República de El Salvador, representa la ley primaria la cual establece los principios fundamentales; los cuales son desarrollados de manera amplia por las leyes secundarias dentro de las que se encuentra La ley de Medio Ambiente, la ley de urbanismo y construcción, los tratados y convenios Internacionales Ratificados, etc. Dentro de las leyes terciarias se encuentran los Reglamentos Ejecutivos y las ordenanzas Municipales.

### **2.3.1 CONSTITUCIÓN DE EL SALVADOR.**

Art. 16.- El proceso de evaluación ambiental tiene los siguientes instrumentos:

- a) Evaluación Ambiental Estratégica;
- b) Evaluación de Impacto Ambiental;
- c) Programa Ambiental;
- d) Permiso Ambiental;
- e) Diagnósticos Ambientales;
- f) Auditorías Ambientales; y
- g) Consulta Pública.



### **Protección del Suelo**

Art. 50.- La prevención y control de la contaminación del suelo, se regirá por los siguientes criterios:

- a) El Ministerio elaborará las directrices para la zonificación ambiental y los usos del suelo. El Gobierno central y los Municipios en la formulación de los planes y programas de desarrollo y ordenamiento territorial estarán obligados a cumplir las directrices de zonificación al emitir los permisos y regulaciones para el establecimiento de industrias, comercios, vivienda y servicios, que impliquen riesgos a la salud, el bienestar humano o al medio ambiente.

*El artículo anterior tiene influencia en nuestra investigación puesto que busca la protección de los habitantes creando planes y reglamentos, los cuales se está obligados a cumplir o crear obras para que los efectos sean disminuidos, he ahí donde se incluyen las obras de regulación y control de escorrentía para evitar los daños provocados por urbanizaciones aguas arriba hacia urbanizaciones aguas abajo.*

#### **2.3.2 LEY DEL MEDIO AMBIENTE:**

La presente ley tiene por objeto desarrollar las disposiciones de la constitución de la república, que se refiere a la protección, conservación y recuperación del medio ambiente; el uso sostenible de los recursos naturales que permitan mejorar la calidad de vida de las presentes y futuras generaciones; así como también; normar la gestión ambiental, pública y privada y la protección ambiental como obligación básica del Estado, los Municipios y los habitantes en general.



Los artículos más relevantes que relacionan el problema de la escorrentía superficial excedente con el medio ambiente son:

**Criterios Ambientales en el Desarrollo y Ordenamiento del Territorio.**

**Art. 14.-** Para incorporar la dimensión ambiental en toda política, plan o programa de desarrollo y Ordenamiento del territorio, deben tomarse en cuenta los siguientes criterios:

- a) Las características ambientales del lugar y sus ecosistemas, tomando en cuenta sus recursos naturales y culturales y en especial, la vocación natural y el uso potencial del suelo, siendo la cuenca hidrográfica, la unidad base para la planeación del territorio.

*Es este artículo se menciona que las cambios dentro de una cuenca hidrográfica tiene que ser mínimos la influencia de una urbanización como lo mencionamos modifica las características de una cuenca, por ejemplo; suelos que antes eran enteramente permeables se vuelven impermeables aumentante el volumen de escorrentía superficial y aumentando las inundaciones aguas abajo, nuestra investigación pretende reducir el caudal generado por la impermeabilización hasta simular el caudal generado normalmente y así no modificar más la cuenca hidrográfica aguas abajo y proteger los suelos.*

**Prevención de Desastre Ambiental.**

**Art. 53.-** El Estado y sus Instituciones tienen el deber de adoptar medidas para prevenir, evitar y controlar desastres ambientales.

*El artículo anterior encaja perfectamente en la idea generada en nuestra investigación puesto que buscamos la prevención de inundaciones aguas abajo implementado sistemas que regulen*



*el volumen de agua generados aguas arriba por la impermeabilización descontrolada de los suelos y así evitar inundaciones en periodo de invierno en la Ciudad de San Miguel.*

**Manejo de los Suelos y Ecosistemas Terrestres.**

**Art. 75.-** El Presidente de la República, a propuesta del Ministerio, formulará los reglamentos relativos al manejo de los suelos y ecosistemas terrestres, tomando en cuenta los siguientes criterios:

- a) El uso del suelo y de los ecosistemas terrestres deberá ser compatible con su vocación natural y capacidad productiva, sin alterar su equilibrio.
- b) Deberá evitarse las prácticas que provoquen la erosión, la degradación de los suelos por contaminación o la modificación de sus características topográficas y geomorfológicas;
- d) En los casos de construcción de obras civiles y aprovechamiento de los recursos naturales no renovables, que puedan directa o indirectamente provocar deterioros significativos de los suelos, deberán realizarse las acciones de regeneración y restauración requeridas; y
- e) En áreas de recarga acuífera y cuencas hidrográficas se priorizará la protección de los suelos, las fuentes y corrientes de agua, procurando que éstas mantengan y aumenten sus caudales básicos.

Para el cumplimiento de lo establecido en los literales anteriores, el Ministerio promoverá programas especiales de capacitación y transferencia de tecnología, así como un Plan Nacional de lucha contra la deforestación, la erosión y la desertificación.

*Una urbanización impermeabilización y modifica las características de la zona y esta como consecuencia también influye en las zonas de descarga aumentando los caudales, la*



*implementación de sistemas de regulación y control disminuirían el efecto en las zonas de descarga según literal b y d.*

### **2.3.3 LEY DE URBANISMO Y CONSTRUCCIÓN:**

El desarrollo urbano en la Ciudad de San Miguel, está regulado por la ley de Urbanismo y Construcción y el ente estatal facultado es el Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano.

**Art. 1.-** El Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano, será el encargado de formular y dirigir la política Nacional de Vivienda y Desarrollo Urbano; así como de elaborar los Planes Nacionales y regionales y las disposiciones de carácter general a que deben sujetarse las Urbanizaciones, parcelaciones y construcciones en todo el territorio de la República.

La elaboración, aprobación y ejecución de planes de Desarrollo Urbano y Rural de la localidad, corresponde al respectivo Municipio, los que deberán enmarcarse dentro los planes de Desarrollo Regional o Nacional de Vivienda y Desarrollo; en efecto de los planes de Desarrollo Local, tendrán aplicación las disposiciones de carácter general y los planes a que se refiere el inciso primero de este artículo.

Cuando los Municipios no cuente con sus propios planes de Desarrollo Local y Ordenanzas Municipales respectivas, todo particular entidad oficial o autónoma, deberá solicitar la aprobación correspondiente al Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano, antes que a cualquier otra oficina, para ejecutar todo tipo de proyecto a que se refiere este artículo.

*La no legalización del plan de ordenamiento territorial de San Miguel ha generado el problema de impermeabilización de los suelos aguas arriba de ahí que es muy prometedora nuestra investigación puesto que se generaría un precedente en la regulación de escorrentía que*



*generan las zonas que actualmente están aumentando la impermeabilización de los suelos en la Ciudad de San Miguel.*

**Art. 2.-** Para que el Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano, pueda otorgar la aprobación a que alude el artículo anterior, es indispensable que los interesados hayan llenado los siguientes requisitos:

- b) Destinar para jardines y parques públicos una fracción de terreno equivalente al 10%, como mínimo del área útil del inmueble a urbanizar, cuando se ubique en las ciudades o centros poblados existentes; y 12.5 metros cuadrados, como mínimo por lote a parcelar, cuando se ubique fuera de los centros poblados existentes.

*Cuando se vaya a realizar una lotificación deberá cumplir como mínimo lo establecido en este inciso, en zonas urbanas será de 10% del total de la lotificación; mientras que zonas rurales será de 12.5 metros cuadrados. Al no respetar esto no se podrá obtener el permiso para lotificar.*

#### **2.3.4 REGLAMENTO A LA LEY DE URBANISMO Y CONSTRUCCIÓN EN LO RELATIVO A PARCELACIONES Y URBANIZACIONES HABITACIONALES:**

##### **Área Verde en Parcelaciones Habitacionales.**

**Art. 56.-** En las parcelaciones que se localizan dentro de los poblados existentes, se distinguen dos tipos de área verde: una que estará en función de la “actividad recreativa”. Y otra que estará en función “ecológica”. Ambas áreas verdes conformaran el Área Verde Total.



*Dentro de las parcelaciones existen dos tipos de área verde; una es de carácter recreativo y otra de carácter ecológico; es importante recalcar que en las lotificaciones se podría utilizar el área verde para ubicar el sistema de retención y control de escorrentía superficial.*

**Obras de Urbanización para Aguas Lluvias.**

**Art. 91.-** Los proyectos de parcelación que tengan áreas de influencia que converjan a ellos o que sean atravesados por quebrada o río; deberán contar con un estudio hidrológico de la cuenca en que se encuentren ubicados, a fin de considerar el desarrollo de otros proyectos tanto aguas arriba como aguas abajo. Si el sector donde se encuentra el proyecto es de pendientes fuertes, deberá prevenirse la erosión hacia adentro o hacia fuera con los terrenos que los circundan, para lo cual será necesario proyectar las obras de protección y canalización necesarias. También contra un diseño hidráulico de las tuberías y otras obras de drenaje internas del proyecto.

*Toda urbanización que se desea proyectar y que dicha urbanización este cercana o sea atravesada por un rio deberá contar con un estudio hidrológico que garantice que las urbanizaciones aguas abajo no serán afectadas. Deberá prevenirse la impermeabilización del suelo, esto para evitar que aumente la escorrentía superficial.*

**2.3.5 LA ALCALDÍA MUNICIPAL DE SAN MIGUEL**

La municipalidad de San Miguel ha asumido la enorme tarea de superar el déficit en infraestructura de drenaje pluvial, función para lo cual no posee la capacidad, ni recursos materiales y humanos.

Actualmente la comunidad no posee ningún plan de mantenimiento y reparación de los drenajes; en la actualidad solo se cuenta con un programa de limpieza de drenajes impulsado por la alcaldía



municipal, además no hay un incremento en la cobertura de los servicios de Alcantarillado Pluvial. Al respecto la Alcaldía Municipal como ente estatal facultado para la aplicación del Reglamento a la ley de Urbanismo y Construcciones en lo relativo a Parcelaciones y Urbanizaciones Habitacionales, se encarga de velar porque estas normas se cumplan en lo relativo al Alcantarillado Pluvial y zonas verdes.

***Existe un Plan Maestro de Desarrollo Urbano (PLAMADUR) que dicta los límites establecidos para lotificaciones, a partir de ahí se considera área protegida. Lastimosamente no se respeta ya que el plan existe pero no ha sido legalizado.***

#### **2.3.6 LEY DE PROTECCIÓN CIVIL, PREVENCIÓN Y MITIGACIÓN DE DESASTRES.**

El 18 de agosto de 2005, ante el susto que nos dio el huracán Adrián, esta ley fue aprobada sorpresivamente por la Asamblea Legislativa. Esta ley responde específicamente a la prevención y mitigación de riesgos en toda su dimensión, no centra la atención solo en caso de emergencia nacional, si no que incorpora la visión de prevención para garantizar la vida, la integridad física de las personas, así como la seguridad de los bienes públicos y privados. Además su contenido estipula el desalojo de zonas de alto riesgo y la declaración de alertas y su respectiva clasificación.

**Art. 5.** Créase el Sistema Nacional de Protección Civil, prevención y mitigación de desastres, como un conjunto interrelacionado, descentralizado en su operatividad, de organismos públicos y privados, que tendrán la responsabilidad de formular y ejecutar los respectivos planes de trabajo de protección civil, planes de trabajo de prevención del manejo del riesgo de desastres y de mitigación de los impactos de estos. Para la sustentabilidad del sistema se creará un fondo de protección civil, prevención y mitigación de desastres. El ministerio de gobernación solicitará al

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”

---



organismo administrador de este fondo el financiamiento para la atención de la emergencia ocasionada por desastres.

***Mediante el uso de sistemas de control de escorrentía se podrían controlar inundaciones dentro de las áreas urbanas, estos sistemas son de mucha ayuda a las tuberías existentes ya que evitan el colapso de las mismas.***

# CAPITULO III

“MARCO CONCEPTUAL”



Durante la vida sobre la tierra el hombre ha sido testigo muchas veces sin entenderlo del desarrollo del Ciclo y procesos del agua en la naturaleza. La distribución de los climas, la formación de las nubes, la producción de las lluvias, la variación de los niveles de los ríos y el almacenamiento de agua en depósitos superficiales o subterráneos son temas en cuyo estudio se ha venido profundizando a lo largo de los años. En este capítulo se explica más a fondo los procesos del ciclo hidrológico y todas sus fases; Definiciones de hidrología, morfometría, modelo y parámetros físicos de la cuenca; Estudio hidrológico, sus propósitos y método para determinar el caudal de diseño; Escorrentía superficial y sus factores; Inundaciones en el área urbana, impacto hidrológico, medio ambiental y el tratamiento típico a este problema; Así como Sistema utilizado para regular y controlar la escorrentía superficial.

### **3.1 HIDROLOGIA**

La hidrología en su definición más simple es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución sobre y debajo de la superficie terrestre, su relación con el medio ambiente incluyendo a los seres vivos.

El objetivo primario de la hidrología es el estudio de las interrelaciones entre el agua y su ambiente. Ya que la hidrología se interesa principalmente en el agua localizada cerca de la superficie del suelo y particularmente en los componentes del ciclo hidrológico.

Como ha ocurrido con otras ciencias, a medida que los estudios hidrológicos se fueron desarrollando fue necesario dividir el tema general en una serie de tópicos especializados e interdisciplinarios que se agruparon bajo el nombre de Planeamiento de los Recursos Hidráulicos. En el planeamiento se incluyen como temas principales la Meteorología, la Hidrología Superficial y la Hidrología del Agua Subterránea.



La Meteorología trata de los fenómenos que se desarrollan en la atmósfera y de la relación que existe entre los componentes del sistema solar.

La Hidrología Superficial estudia la distribución de las corrientes de agua que riegan la superficie de la tierra y los almacenamientos en depósitos naturales como lagos, lagunas o ciénagas.

La Hidrología del Agua Subterránea se incluyen los estudios de los almacenamientos subterráneos o acuíferos en lo referente a localización, volumen, capacidad de almacenamiento y posibilidad de recarga.

La Hidrología Básica estudia los conceptos físicos del ciclo hidrológico, los métodos de recolección de información hidrológica y los procedimientos clásicos de procesamiento de datos estadísticos.

Las técnicas que permiten la utilización de los recursos hidráulicos en proyectos de Ingeniería pertenecen al campo de la Hidrología Aplicada.

### **3.1.1 CICLO HIDROLÓGICO**

Es el movimiento continuo del agua en cualquiera de sus tres estados sólido (hielo, nieve), líquido y gas (vapor de agua) en la atmósfera y en la tierra. Su fuerza motriz se debe a la acción conjunta de la energía solar y la fuerza de gravedad. El ciclo hidrológico comienza con la evaporación del agua desde la superficie del océano; a medida que se eleva el aire humedecido se enfría y el vapor se transforma en agua: lo cual se denomina condensación; es el proceso en el cual las gotas se juntan y forman una nube. Luego caen por su propio peso: denominado precipitación; es el proceso en el cual la lluvia cae sobre la tierra, su agua se evapora, fluye por ríos, se infiltra en el suelo y fluye subterráneamente para regresar al mar o es absorbida por las raíces de las plantas, llega a las hojas donde se evapora y vuelve a la atmósfera; si en la atmósfera se encuentran altas temperaturas, el agua cae como nieve o granizo. Si es más cálida, caerán como gotas de lluvia.

## **“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**

---



Una parte del agua que llega a la superficie terrestre será aprovechada por los seres vivos; otra escurrirá por el terreno hasta llegar a un río, un lago o el océano. A este fenómeno se le conoce como escorrentía. Otro porcentaje del agua se filtrará a través del suelo, formando capas de agua subterránea conocidas como acuíferos; este proceso es la percolación. Tarde o temprano, toda esta agua volverá nuevamente a la atmósfera debido principalmente a la evaporación.

La idea del ciclo hidrológico que hoy nos parece tan intuitiva, durante siglos no fue comprendido por filósofos y científicos creyendo que el ciclo se realizaba al revés; el agua penetraba en la corteza desde el fondo de los océanos y se almacenaba en la profundidad, probablemente en grandes cavernas y ascendían a la superficie por el calor de la tierra hasta las partes más altas de la montaña, surgiendo en las zonas el nacimiento de los ríos. No se creía posible que el caudal de un gran río fuese producido exclusivamente por la lluvia. El agua se distribuye desigualmente entre los distintos compartimentos y los procesos por los que éstos intercambian el agua se dan a ritmos heterogéneos. El mayor volumen corresponde al océano, seguido del hielo glaciar y después por el agua subterránea.



Figura 1: El Ciclo Hidrológico



Fuente: <http://upload.wikimedia.org>



### **3.1.1.1 FASES DEL CICLO DEL AGUA**

- ❖ **EVAPORACIÓN.** La evaporación es el principal proceso del ciclo hidrológico, mediante el cual, el agua cambia de estado líquido a gaseoso. Diversos estudios han demostrado que los océanos, mares, lagos y ríos proveen alrededor del 90% de humedad a la atmósfera vía evaporación; el restante 10% proviene de la transpiración de las plantas.
- ❖ **TRANSPIRACIÓN.** Es el proceso por el cual el agua es llevada desde las raíces hasta pequeños poros que se encuentran en la cara inferior de las hojas, donde se transforma en vapor de agua y se libera a la atmósfera.

Entre los factores que influyen en la transpiración se pueden mencionar:

**a) Factores ambientales:** El aspecto físico del proceso de transpiración, está lógicamente influenciado por los mismos factores ambientales que rigen la evaporación; sin embargo algunos factores meteorológicos como la iluminación, la temperatura y la humedad de la atmósfera tienen un doble efecto en la transpiración debido a su influencia en la abertura de las estomas. En relación al contenido de Humedad en el suelo existen opiniones contrapuestas respecto a su influencia en la intensidad de la transpiración, de manera que algunos autores indican que ésta es independiente del contenido de humedad hasta que se alcanza el punto de marchitez permanente, mientras que otros suponen que es proporcional a la humedad disponible para las plantas.

**b) Factores fisiológicos:** En su aspecto biológico, la transpiración es afectada por las características de la especie vegetal, edad, desarrollo y tipo de follaje y profundidad radicular. Una de las características de la especie vegetal que está influida por las condiciones ambientales, es el número de estomas por unidad de área foliar, el cual varía de 7750 a 124000 por centímetro



cuadrado, repartidos en una proporción de 3 a 1 entre la superficie inferior y la superior de la hoja. Otra particularidad de la especie vegetal, estrechamente relacionada con el tipo y desarrollo del sistema radicular, es la manera de abastecerse de agua, distinguiéndose 3 grupos, además de las plantas acuáticas o Hidrofitas, éstos son: Mesofitas (especies de las zonas templadas) y Xerófitas (especies de los desiertos), las cuales toman el agua de la zona no saturada del suelo, es decir aprovechan el agua capilar y las Freatofitas que pueden abastecerse alternativamente de la zona no saturada o de la saturada.

❖ **EVAPOTRANSPIRACIÓN.**

En los estudios hidrológicos los conceptos evaporación y transpiración están reunidos en uno solo; la evapotranspiración: que es uno de los elementos principales del balance hídrico superficial. Esta unión se debe a que la determinación por separado de estas variables es muy complicada en la práctica, debido a que los instrumentos utilizados para medirlas representan costos muy elevados, por lo que tratar estas variables como una sola es mucho más práctico. La evapotranspiración es de esta forma la transferencia de agua desde la tierra a la atmósfera por evaporación, desde el agua de la superficie por transpiración de la vegetación.

La evapotranspiración se divide en evapotranspiración real y evapotranspiración potencial. La evapotranspiración real: que es aquella que ocurre en las condiciones naturales de humedad del suelo.

La evapotranspiración potencial: es la que representa la cantidad de agua que resultaría evaporada y transpirada.



### **Factores que influyen en la Evapotranspiración**

La tasa de evapotranspiración está determinada por el conjunto de factores que regulan la evaporación y la transpiración. Por lo tanto se puede distinguir entre factores físicos y factores fisiológicos.

#### **a) Factores físicos**

Los factores físicos se dividen en dos grupos: atmosféricos e hidrogeológicos.

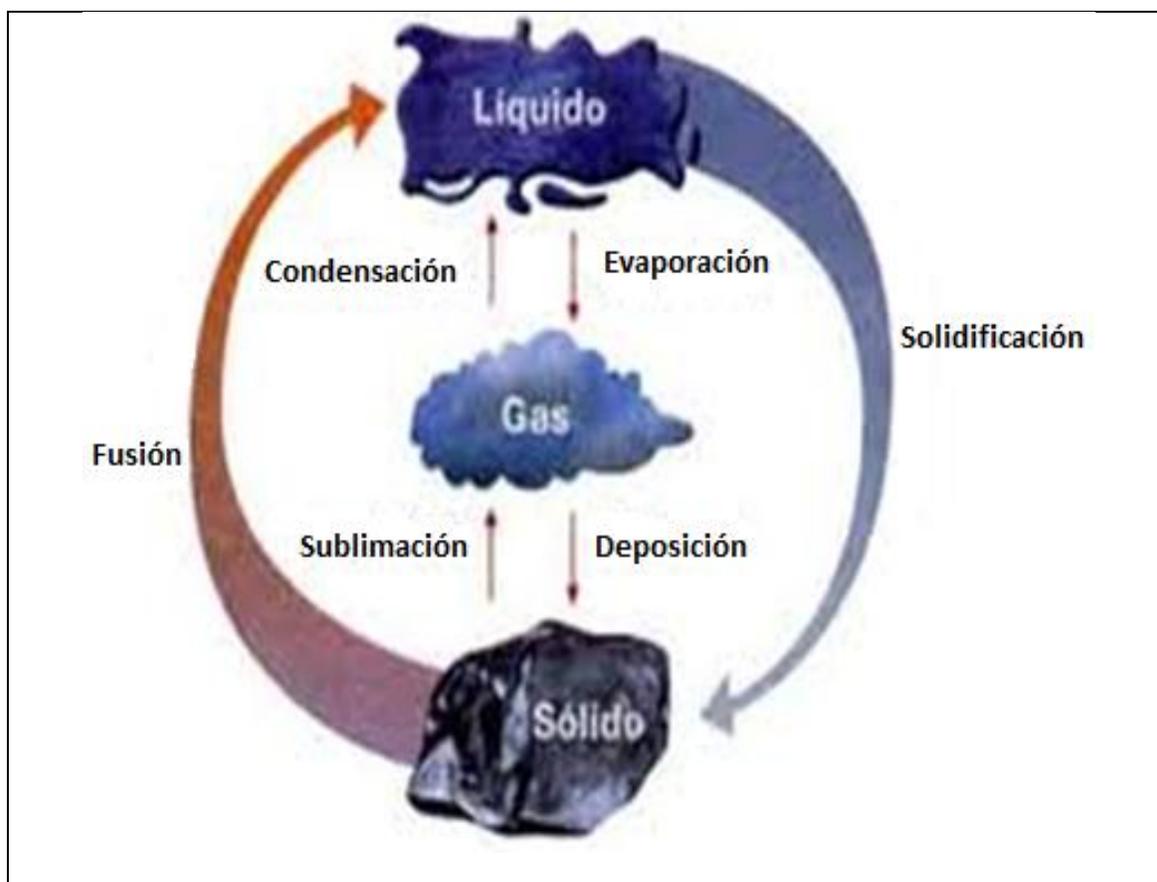
Los factores atmosféricos determinan el poder de evaporación en la atmósfera. Estos condicionan casi por si solos la evapotranspiración. La evaporación es el resultado de la acción del déficit de humedad de aire atmosférico, la temperatura, la velocidad, la turbulencia del viento y la presión barométrica. Los factores hidrogeológicos condicionan el estado de la evaporación de la superficie del suelo. La superficie del suelo interviene a través de sus características físicas tales como la granulometría, porosidad, la naturaleza litológica, el manto vegetal y la riqueza en agua. Esta última está determinada por la tasa de humedad en la superficie producto de la alimentación a través de las aguas meteóricas o de los acuíferos subterráneos. Hay que destacar la influencia que poseen los factores geográficos, en particular la altitud y las zonas climáticas que actúan sobre todo por intermedio de las variaciones de los factores meteorológicos como temperatura, presión barométrica, etc.

#### **b) Factores fisiológicos**

Los factores fisiológicos que condicionan la evapotranspiración son aquellos relacionados con la transpiración, entre los que se pueden mencionar: especie vegetal, edad, desarrollo del follaje, profundidad de las raíces, etc.

- ❖ **CONDENSACIÓN.** Es el proceso por el cual el vapor de agua en el aire se transforma en agua líquida; es la transformación del agua del estado gaseoso al líquido, debido a cambios de presión y temperatura. Aunque el paso de gas a líquido depende entre otros factores de la presión y de la temperatura, generalmente se llama condensación al tránsito que se produce a presiones cercanas a la ambiental.

*Figura 2: Proceso de condensación*



Fuente: <http://upload.wikimedia.org>

- ❖ **PRECIPITACIÓN.**

Es la caída del agua como efecto de la gravedad, principalmente en forma de lluvia, aunque también cae como nieve y granizo. La formación de precipitación requiere que el vapor de agua o



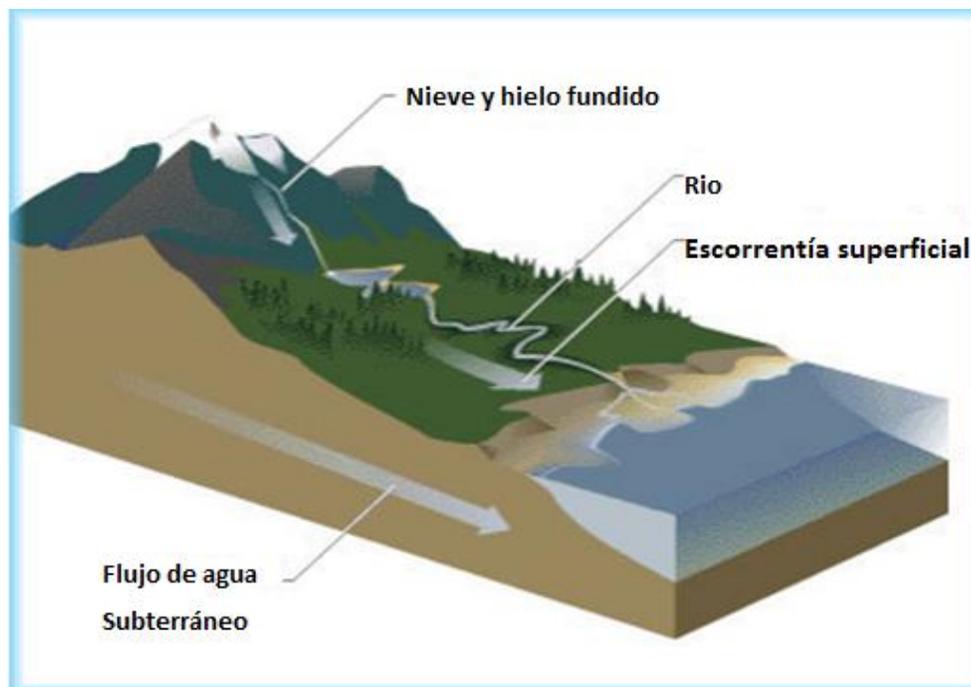
humedad atmosférica ascienda a las capas superiores de la atmósfera y al encontrar temperaturas más bajas se condensa formando las nubes; las que son arrastradas por los vientos. Algunas permanecen sobre los océanos y otras son trasladadas hacia el interior de los continentes. Las pequeñas gotas de agua en la atmósfera comienzan a hacerse más grandes cuando disminuye la temperatura y se condensan, este proceso da origen a la precipitación. Puesto que las condiciones atmosféricas varían mucho geográfica y estacionalmente, son posibles diferentes formas de precipitación. Esto incluye básicamente: la lluvia, nieve y granizo.

- ❖ **INTERCEPCIÓN.** Proceso por el cual la precipitación es detenida y retenida por la vegetación y estructuras; precipitación que se pierde por evaporación y transpiración antes de penetrar en el suelo.
- ❖ **ALMACENAMIENTO POR DEPRESIONES.** Es el almacenamiento de agua que se presenta en las depresiones del terreno
- ❖ **INFILTRACIÓN.** Ocurre cuando el agua que alcanza el suelo penetra a través de sus poros y pasa a ser subterránea. La proporción de agua que se infiltra y la que circula en superficie (escorrentía) depende de la permeabilidad del sustrato, de la pendiente y de la cobertura vegetal. Parte del agua infiltrada vuelve a la atmósfera por evaporación o más aún, por la transpiración de las plantas que la extraen con raíces más o menos extensas y profundas. Otra parte se incorpora a los acuíferos, niveles que contienen agua estancada o circulante. Parte del agua subterránea alcanza la superficie allí donde los acuíferos por las circunstancias topográficas, intersecan (es decir cortan) la superficie del terreno.
- ❖ **ESCORRENTÍA.** El escurrimiento superficial: es el flujo por gravedad sobre el suelo de las aguas meteorológicas que han escapado a la infiltración y la evapotranspiración. Este

escurrimiento es afectado por las características de las precipitaciones y del suelo. La lluvia es el factor primario que determina las corrientes de agua.

El escurrimiento va siempre en retraso con relación a la lluvia que lo produce, dependiendo de las características del área drenada. Gran parte de la lluvia que cae durante la primera parte de una tormenta se almacena en la cobertura vegetal como interceptación y en las irregularidades del terreno como almacenaje de depresión. A medida que continúa la lluvia, la superficie del suelo se cubre con una lámina de agua conocida como escorrentía superficial y comienza su transporte hacia los ríos.

**Figura 3: Escorrentía Superficial**



**Fuente:** <http://edicasoftware.tripod.com>

**Factores que influyen en la escorrentía superficial.** Los factores que afectan la escorrentía superficial pueden clasificarse en tres grupos:



- Factores climáticos.
- Factores fisiográficos.
- Factores humanos

a) **Los factores climáticos:** son aquellos que dependen de condiciones meteorológicas, especialmente la precipitación. Entre los que podemos mencionar:

- **Intensidad de la precipitación:** Cuanto mayor es la intensidad de precipitación más rápido el suelo colma su capacidad de infiltración y se provoca un exceso de precipitación que escurrirá superficialmente.
- **Duración de la precipitación:** La duración de la precipitación es directamente proporcional a la escorrentía superficial. Para lluvias de intensidad constante habrá mayor oportunidad de escorrentía superficial cuanto mayor haya sido su duración.
- **Precipitaciones anteriores:** Si ha llovido mucho anteriormente la humedad del suelo será mayor; la infiltración será menor y por lo tanto la escorrentía superficial será mayor.

b) **Los factores fisiográficos:** son aquellos que dependen de las características físicas de la cuenca bajo estudio. Entre estos podemos mencionar.

- **Extensión de la cuenca.**

A mayor extensión del área tributaria la escorrentía superficial tendrá a ser mayor por el efecto físico de la cuenca.

- **Uso del suelo.**

En terrenos cultivados o en áreas construidas la tierra está en condiciones no naturales puesto que en áreas urbanas hay un aumento de áreas impermeables y en áreas cultivadas con mal manejo



generalmente se reduce la infiltración y ocurre un aumento de los volúmenes de escorrentía superficial, lo que produce mayor caudal.

➤ **Permeabilidad del suelo.**

Este es un elemento que está en relación directa con la facilidad o dificultad para retener o soltar agua.

c) **Los factores humanos:** son aquellos que están relacionados con la actividad del hombre.

➤ **Obras hidráulicas construidas en la cuenca.**

En el caso de una presa al acumular agua en un embalse reduce los caudales máximos de la escorrentía superficial y retarda su propagación.

➤ **Rectificación de ríos.**

Se puede rectificar un río y esto aumenta la velocidad de la escorrentía superficial en el tramo rectificado.

❖ **FUSIÓN.**

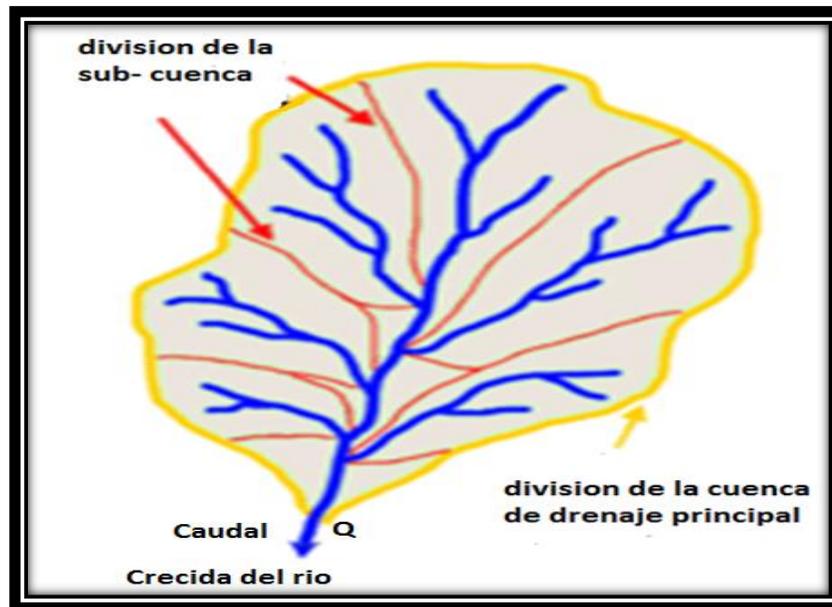
Este cambio de estado se produce cuando la nieve pasa a estado líquido al producirse el deshielo.

## **3.2 CUENCA**

**3.2.1 DEFINICIÓN DE CUENCA.** Cuenca es el área de la superficie terrestre delimitada por un parte-aguas que separa el agua que cae en la superficie de la tierra. La cuenca es drenada por un único sistema fluvial compuesto por numerosos ríos, quebradas, riachuelos, etc. Sus límites están formados por las divisorias de aguas que la separan de zonas adyacentes pertenecientes a otras cuencas fluviales. El tamaño y forma de una cuenca viene determinado generalmente por las condiciones geológicas del terreno. El patrón y densidad de las corrientes y ríos que drenan este

territorio no sólo dependen de su estructura geológica, sino también del relieve de la superficie terrestre, el clima, el tipo de suelo, la vegetación y cada vez en mayor medida de las repercusiones de la acción humana en el medio ambiente de la cuenca.

**Figura 4: Modelo de cuenca.**



**Fuente:** <http://www.territorioscuola.com>

Las cuencas pueden considerarse como sistemas abiertos en los que es posible estudiar los procesos hidrológicos; se llama sistema abierto al conjunto de elementos y alteraciones interrelacionadas que intercambian energía y materia con las zonas circundantes. La medición y análisis cuantitativo de sus características hidrográficas se denomina Morfometría de la cuenca. Por este motivo, la cuenca representa la unidad fundamental empleada en Hidrología.

Constituye a la vez uno de los rasgos principales del paisaje, cuyo proceso de formación en la mayoría de los continentes está determinado por la erosión fluvial, el transporte y deposición de sedimentos. Ésta es la razón por la que las cuencas también son la unidad básica de estudio de la Geografía Física.



El estudio de las cuencas permite también mejorar la evaluación de los riesgos de inundación y la gestión de los recursos hídricos gracias a que es posible medir la entrada, acumulación y salida de sus aguas y planificar y gestionar su aprovechamiento analíticamente.

### **3.2.2 FORMACIÓN DE LAS CUENCAS DE DRENAJE.**

Existen cuencas de muy distinta extensión, desde las oceánicas, que representan las mayores cuencas del planeta, hasta las de áreas reducidas recorridas por pequeñas corrientes. Algunas se han formado a través de procesos geológicos que provocan dilataciones, hundimientos, fracturas o plegamientos de la corteza terrestre; o bien son consecuencia de la actividad volcánica. Otras son el resultado de la erosión de la superficie terrestre causada por el viento, el agua o el hielo. La estructura de las rocas subyacentes influye en el impacto de la erosión sobre el terreno que da lugar a la existencia de zonas bajas, que se forman sobre rocas erosionables y zonas altas con rocas resistentes a la erosión. Cuando las rocas subyacentes de una cuenca son permeables, las aguas que atraviesan el suelo o aguas subterráneas pueden filtrarse de una cuenca a otra. Por esta razón, los límites de una cuenca de aguas subterráneas no siempre coinciden con las líneas divisorias de aguas de la cuenca de drenaje de la superficie.

### **3.2.3 HIDROLOGÍA DE LAS CUENCAS DE DRENAJE.**

Las cuencas reciben agua en forma de precipitaciones como parte del ciclo del agua (ciclo hidrológico). Algunas precipitaciones regresan a la atmósfera una vez que han sido captadas por la vegetación y se han evaporado en la superficie de las hojas y ramas. La mayor parte se pierde por la evaporación que tiene lugar en el suelo y por la transpiración de las plantas. En los climas áridos y semiáridos es habitual que todas las precipitaciones se consuman de esta forma; la escorrentía sólo ocurre en ocasiones, después de fuertes tormentas. La escorrentía depende además de la



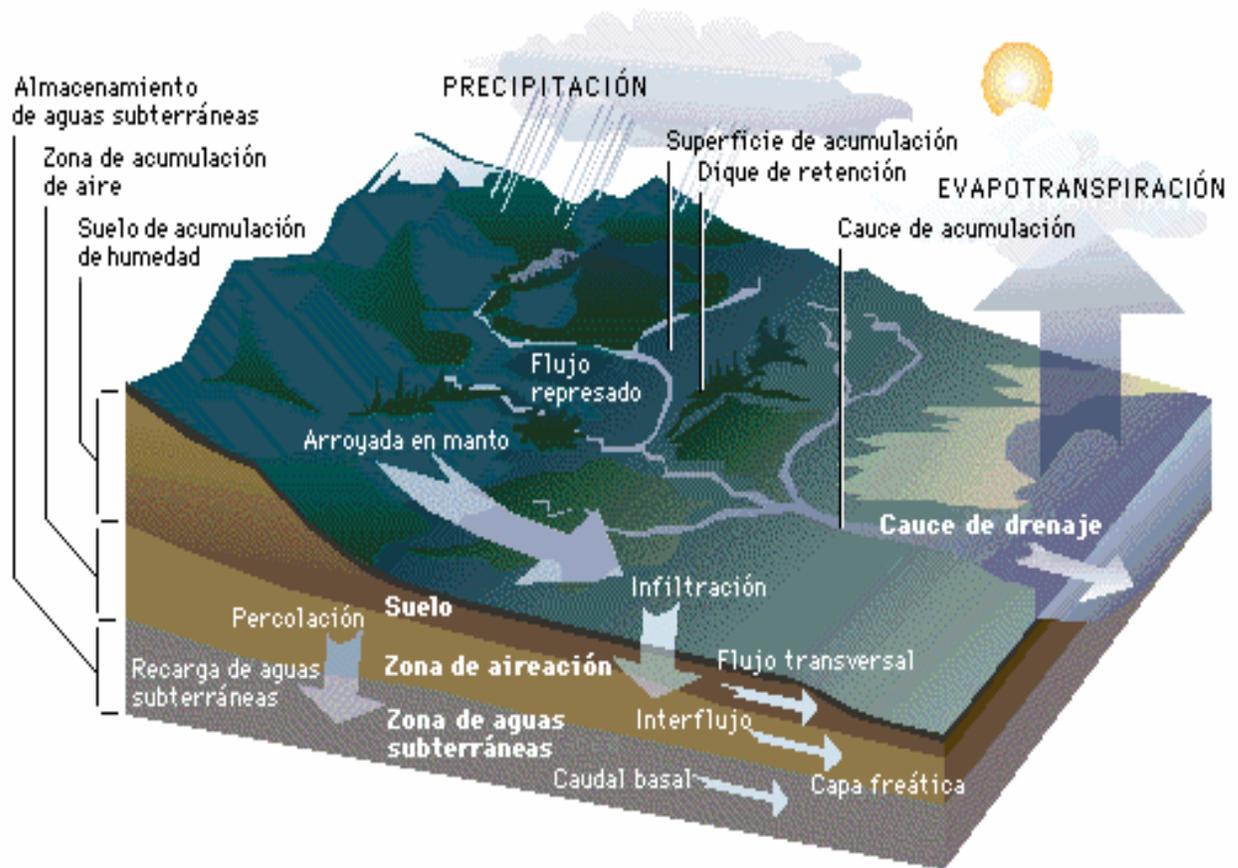
tasa de evaporación, de la pendiente del terreno, de la naturaleza de las rocas y de la presencia o ausencia de manto vegetal.

Cuando las precipitaciones superan a la pérdida debida a la evaporación y transpiración, el excedente de agua sigue su curso en el sistema de drenaje y corre sobre la superficie del terreno. Sin embargo, su avance no es uniforme; es posible que las aguas se acumulen en lagos, suelos o como parte de las aguas subterráneas durante largos periodos antes de fluir finalmente como escorrentía hasta alcanzar el canal de la cuenca.

Las condiciones antecedentes son de gran importancia a la hora de determinar la cantidad de escorrentía superficial. Cuando el suelo está saturado, el agua de lluvia no puede infiltrarse.

El agua fluye sobre la superficie y desagua rápidamente en la red de canales. Después de una serie de tormentas consecutivas o de un periodo de precipitaciones prolongado, el área del suelo saturado se expande, con lo que se incrementa el caudal superficial. Esta situación ocasiona el vertido rápido de un gran volumen de agua en el sistema de canales, cuya capacidad puede quedar rebasada y provocar así una inundación.

Figura 5: Hidrología de una Cuenca de Drenaje.



Fuente: <http://www.meted.ucar.edu>

### 3.2.4 MORFOMETRIA DE LA CUENCA

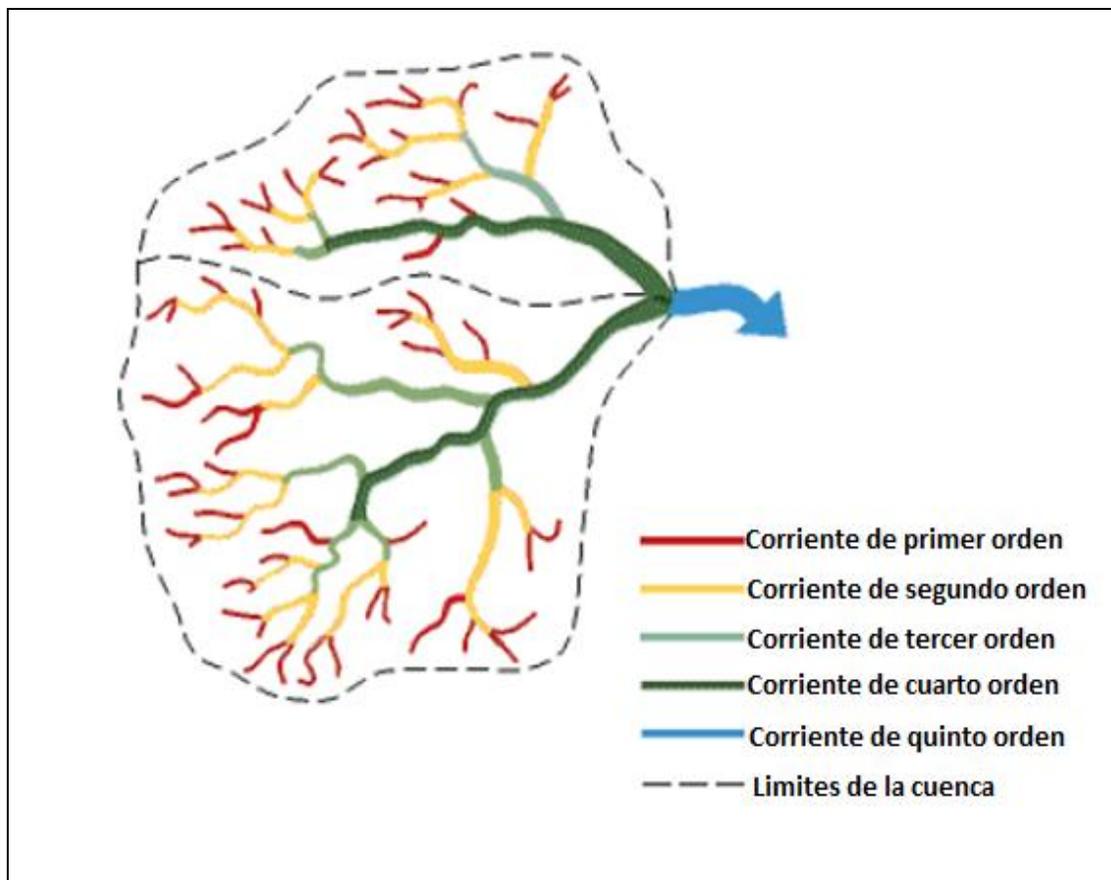
Las características de una cuenca y de las corrientes que forman el sistema hidrográfico pueden representarse cuantitativamente mediante índices de la forma y relieve de la cuenca y de la conexión con la red fluvial. Muchos de los índices son razones matemáticas, por lo que pueden utilizarse para caracterizar y comparar cuencas de diferentes tamaños. El esquema de órdenes de corrientes, el primer método cuantitativo de análisis de las redes de drenaje.



Las corrientes fluviales están constituidas por cabeceras sin corrientes tributarias, pertenecen al primer orden o categoría; dos corrientes de primer orden que se unen forman una de segundo orden que discurre hacia abajo hasta encontrar otro cauce de segundo orden, para constituir otro de tercera categoría y así sucesivamente. Este sistema de clasificación muestra cómo se une cada corriente a la red y cómo está conectada la red en su conjunto.

La Morfometría hidrográfica actual tiende a centrarse en el área, longitud, forma, atributos del relieve y densidad de drenaje de la cuenca.

**Figura 6: Ordenes de corrientes**



**Fuente:** <http://hidrologiaujcv.files.wordpress.com>

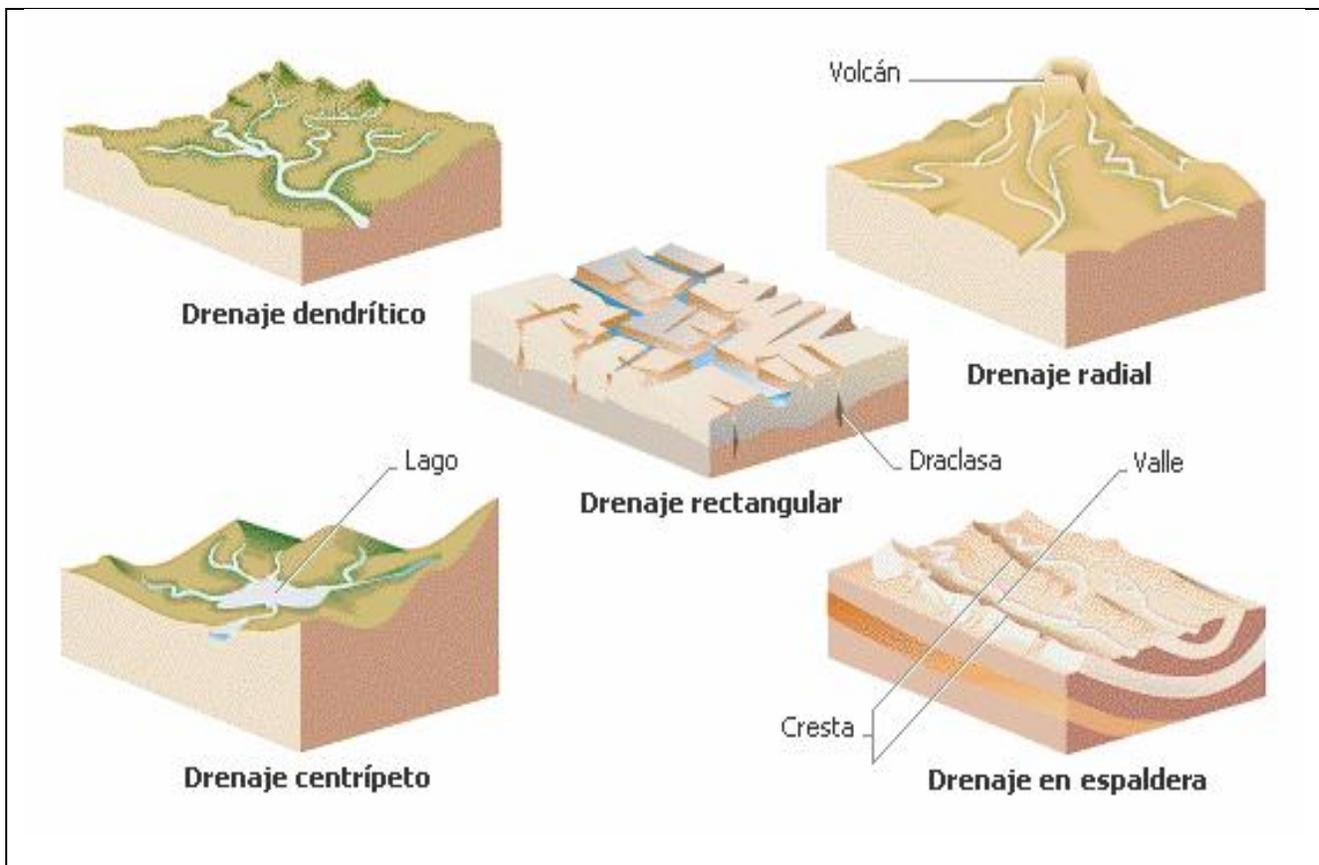
El sistema de drenaje de una cuenca está constituido por el río principal y sus tributarios.

### **3.2.5 MODELO DE DRENAJE DE UNA CUENCA HIDROGRÁFICA.**

Un modelo de drenaje determinado describe el modo particular en que los afluentes (es decir, los cursos fluviales que alimentan a otros más grandes) y los ríos se subdividen en diferentes brazos.

Los modelos de drenaje toman diversas formas dependiendo primordialmente de la estructura geológica del sustrato rocoso

**Figura 7: Modelos de Drenaje.**



Fuente: <http://www.google.com.sv>

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”

---



- El más común es el llamado dendrítico, que suele desarrollarse allí donde toda la cuenca de drenaje está constituida por el mismo tipo de roca. Este modelo recuerda el diseño de los árboles con los afluentes más pequeños en el lugar de las ramas más alejadas y el río principal en el lugar del tronco. En él, los tributarios se reúnen trazando ángulos agudos con uniones en Y.
- El modelo de drenaje rectangular se origina cuando numerosos arroyos se entrelazan en forma de parrilla. Suele darse en rocas como el granito cuyas grietas aprovechan los ríos para fluir.
- Los modelos de drenaje radial por su parte, aparecen cuando los ríos fluyen en todas las direcciones desde una elevación del terreno que puede ser un volcán o cualquier tipo de masa rocosa más resistente a la erosión que el material que la rodea.
- El drenaje centrípeto se produce cuando los ríos fluyen desde las elevaciones que rodean una cuenca o cubeta central, a menudo ocupada por un lago. Algunos de los modelos de drenaje más complejos se dan en zonas donde la erosión diferencial de diversos estratos de roca ha producido capas paralelas que alternan rocas blandas y duras. En estos casos los ríos suelen tajar valles paralelos en los lechos de roca más blanda con torrentes cortos que fluyen en ángulo recto desde las alturas de rocas más duras.
- En algunos lugares los ríos cortan los lechos de roca dura y se juntan con los principales cauces fluviales paralelos. Este tipo de drenaje se llama en espaldera o de rejilla, porque recuerda a los enrejados sobre los que crecen la hiedra y las plantas trepadoras. A veces el modelo de drenaje de una zona no corresponde a lo que se podría esperar basándose sólo en el tipo de roca que se da en ella. Esto es evidente sobre todo cuando un río atraviesa un lecho de roca dura o incluso una cadena montañosa, en lugar de fluir bordeándola. Por ejemplo, en el modelo de drenaje en espaldera, los brazos que conectan dos cauces paralelos atraviesan capas de roca dura. Los



torrentes cortan estas capas erosionándolas y conectando con los sistemas de drenaje del otro lado. Este proceso se llama captura fluvial y se produce cuando dos arroyos erosionan especialmente su curso alto en su carrera hacia una cuenca de drenaje.

### **3.2.6 PARÁMETROS FÍSICOS DE LA CUENCA.**

#### **LA CUENCA HIDROGRAFICA**

La cuenca hidrográfica está constituida por el territorio que delimita el curso de un río y el espacio donde se colecta el agua que converge hacia un mismo cauce.

La Cuenca Hidrográfica, sus recursos naturales y habitantes poseen condiciones físicas, biológicas, económicas, sociales y culturales que les confieren características particulares a cada una, importantes para considerarlas como unidades de planificación.

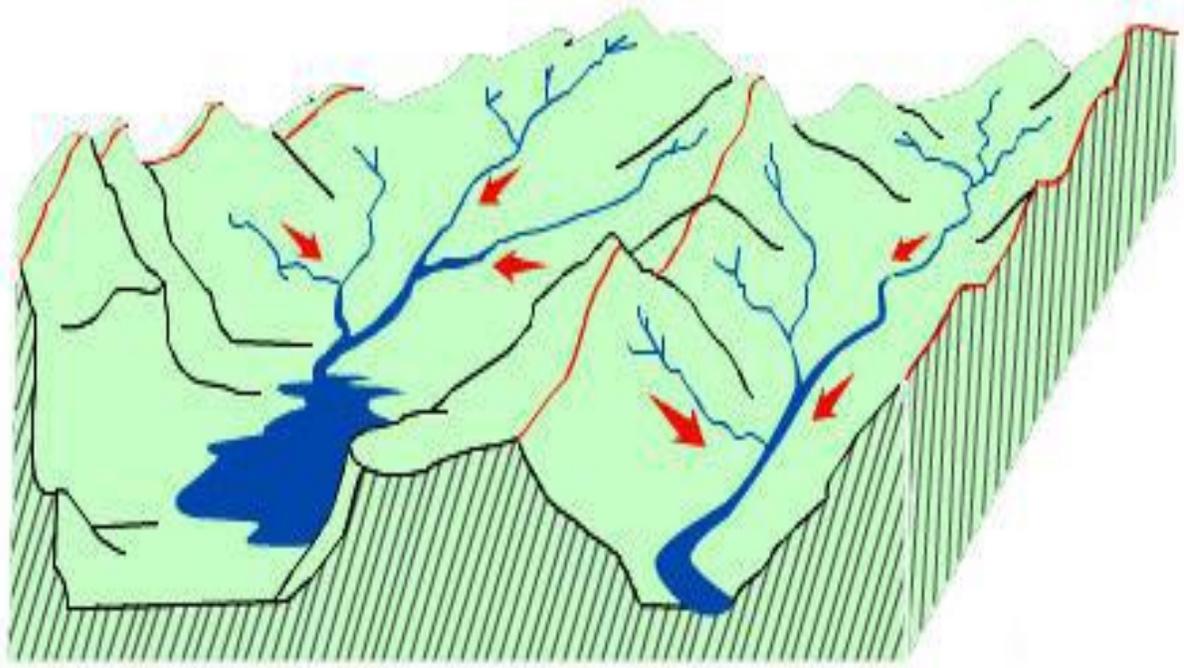
En zonas de altas montañas y cordilleras los ejes longitudinales de las cuencas se constituyen en vías naturales de comunicación y de integración comercial, sea a lo largo de sus ríos, de las cumbres que las separan una de otras. Se fomentan estrechos mecanismos de interacción entre sus habitantes que le confieren condiciones socioeconómicas particulares.

Desde el punto de salida, existen fundamentalmente dos tipos de cuenca: Cuencas Endorreicas y Cuencas Exorreicas.

**Las cuencas endorreicas:** son las que poseen el punto de salida dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago.

**Las cuencas exorreicas:** son las que poseen el punto de salida en los límites de la cuenca drenando hacia otra corriente o al mar.

*Figura 8: Cuenca endorreica (izquierda), cuenca exorreica (derecha).*



**Fuente:** <http://www.fundacionypf.org.ar>

### **Características físicas de una cuenca Hidrográfica**

Estas características dependen de la morfología (forma, relieve, red de drenaje, etc.), los tipos de suelos, la capa vegetal, la geología, las prácticas agrícolas, etc. Estos elementos físicos proporcionan la más conveniente posibilidad de conocer la variación en el espacio de los elementos del régimen hidrológico.

Los parámetros físicos más importantes son:

1. Divisoria hidrográfica
2. Área de la cuenca
3. Perímetro de la cuenca



4. Corriente principal (cauce principal)
5. Cauce más largo
6. Orden de corrientes
7. Drenaje de la cuenca
8. Pendiente media
9. Elevación media
10. Forma de la cuenca

#### **1. Divisoria Hidrográfica**

Es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa las cuencas de las cuencas vecinas. La divisoria hidrográfica atraviesa el curso de agua únicamente en la salida de la cuenca.

Puesto que la divisoria hidrográfica une los puntos de máxima cota entre cuencas, impide que dentro de la cuenca existan cotas más elevadas que cualquier punto de la divisoria.

Para realizar la delimitación de la cuenca y subcuencas; se necesita una carta topográfica a escalas 1:25,000-1:50,000 así mismo, se traza la red de drenaje principal.

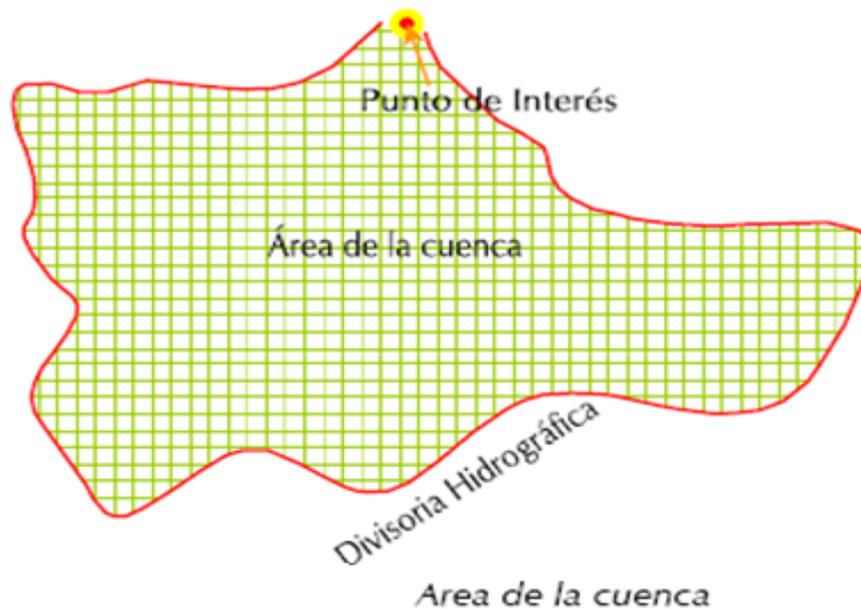
Criterios para el trazo de la Divisoria Hidrográfica

- Selección de los puntos más elevados del entorno físico de la cuenca.
- Definición del sistema de drenaje superficial y del cauce más largo.
- La línea divisoria corta ortogonalmente a las curvas de nivel.
- Cuando la divisoria va aumentando su altitud, está corta a la curva de nivel por su parte convexa.
- La línea divisoria nunca debe cortar un arroyo o un río.

## 2. ÁREA DE LA CUENCA

Se define como la superficie en proyección horizontal delimitada por la Divisoria Hidrográfica, se expresa en Km<sup>2</sup>.

**Figura 9: Área de la Cuenca.**



**Fuente: Identificación y evaluación de escorrentías superficiales que generan sectores de inundación de alto riesgo en la Zona Urbana de la Ciudad de San Miguel.**

## 3. PERÍMETRO DE LA CUENCA

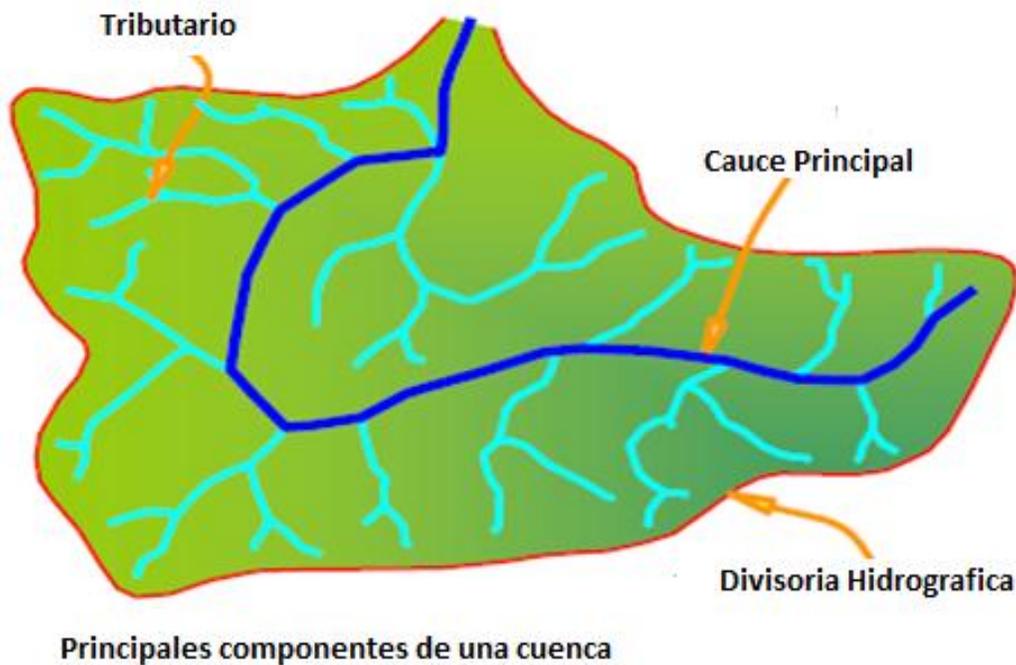
Es la medida de la longitud del contorno o de la divisoria hidrográfica de la cuenca, se expresa en Kilómetros.

## 4. CORRIENTE PRINCIPAL (CAUCE PRINCIPAL)

Es la corriente que pasa por la salida de la cuenca, esta definición se aplica solamente a las cuencas Exorreicas. Las demás corrientes de una cuenca de este tipo se denominan corrientes tributarias. Todo punto de cualquier corriente tiene una cuenca de aportación, toda cuenca tiene

una y solo una corriente principal. Las cuencas correspondientes a las corrientes tributarias o a los puntos de salida se llaman cuencas tributarias o subcuencas.

**Figura 10: Principales componentes de una cuenca.**



**Fuente: Identificación y evaluación de escorrentías superficiales que generan sectores de inundación de alto riesgo en la Zona Urbana de la Ciudad de San Miguel.**

#### **5. CAUCE MÁS LARGO**

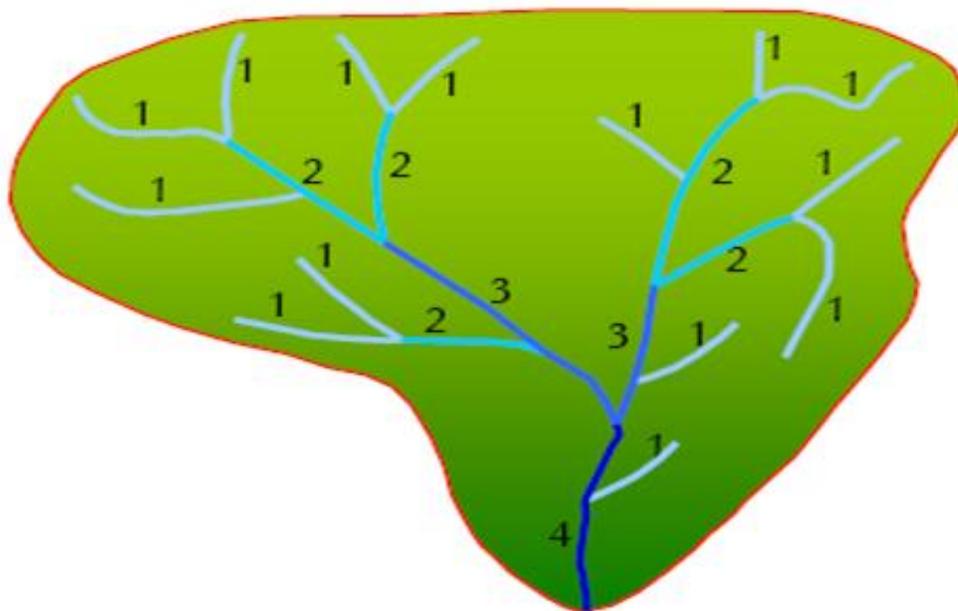
Es aquel en el cual la distancia es más larga en el recorrido de la vertiente, expresado generalmente en Km.

#### **6. ORDEN DE CORRIENTES**

Refleja el grado de bifurcación o ramificación dentro de una cuenca, tal como se muestra en la figura 11. Una corriente de orden 1 es un tributario sin ramificaciones, una de orden 2 tiene sólo tributarios de primer orden, etc. Dos Corrientes de orden 1 forman una de orden 2, dos Corrientes

de orden 3 forman una de orden 4, etc., pero dos corrientes de orden diferente no forman una corriente de orden superior, el orden de la corriente formada sería igual al orden de la mayor de las corrientes reunidas, por ejemplo, una corriente de orden 2 y una de orden 3 forman otra de orden 3. El orden de una cuenca es el mismo que el de la corriente principal en su salida; así, por ejemplo, el orden de la cuenca de la figura 11 es 4.

**Figura 11: Clasificación de las corrientes por su orden.**



**Clasificación de las corrientes por su orden**

**Fuente: Identificación y evaluación de escorrentías superficiales que generan sectores de inundación de alto riesgo en la Zona Urbana de la Ciudad de San Miguel.**

### **7. DRENAJE DE LA CUENCA**

Por drenaje se entiende la mayor o menor facilidad que presenta una cuenca hidrográfica para evacuar las aguas provenientes de fuertes lluvias, que tratan de mantenerse sobre la superficie de la tierra por el grado de saturación de las capas del subsuelo. Si este se encuentra saturado y la



lluvia continua almacenada sobre la superficie, llegará un momento en que las aguas allí contenidas, tratan de evacuar a través del cauce natural, produciéndose así el drenaje de la cuenca.

Dentro de esta característica se consideran los siguientes parámetros:

#### **Densidad de corriente (Ds)**

Se define como el número de corrientes perennes e intermitentes por unidad de área.

$$Ds = \frac{Ns}{A} \text{ (Formula 1)}$$

Donde:

Ns: Es el número de corrientes perennes e intermitentes

A: Área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

#### **Densidad de drenaje (Dd)**

Es la relación entre la longitud total de los cursos de agua de la cuenca y su área total.

$$Dd = \frac{Ls}{A} \text{ (Formula 2)}$$

Donde:

Ls: Longitud total de las corrientes (km)

A: Área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

#### **Extensión media de la escorrentía superficial (Es)**

Se define como la distancia media en que el agua de lluvia tendría que escurrir sobre los terrenos de una cuenca, en caso de que la escorrentía se diese en línea recta desde donde la lluvia cayó hasta el punto más próximo al lecho de una corriente cualquiera de la cuenca. Su valor esta dado por la relación:

$$Es = \frac{A}{4L} \text{(Formula 3)}$$

Donde:

A: Superficie de la cuenca (Km<sup>2</sup>)

L: Longitud total de las corrientes de agua (Km)

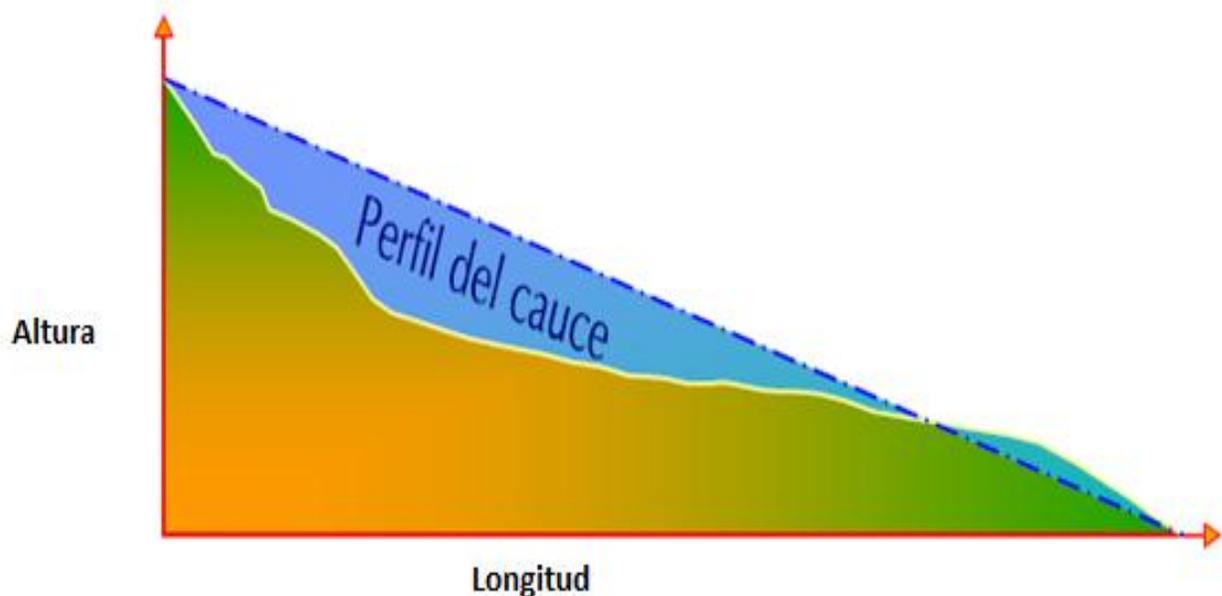
### 8. PENDIENTE MEDIA

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal. Dado que esta pendiente varía a lo largo del cauce, es necesario definir una pendiente media; para ello existen varios métodos, de los cuales se mencionan tres:

#### a) La pendiente media

Es la relación entre la altura total del cauce principal (cota máxima menos cota mínima) y la longitud del mismo (Grafico 8), donde puede expresarse el desnivel = H máx – H mín.

**Grafica 8: Pendiente Media**



**Fuente: Identificación y evaluación de escorrentías superficiales que generan sectores de inundación de alto riesgo en la Zona Urbana de la Ciudad de San Miguel.**



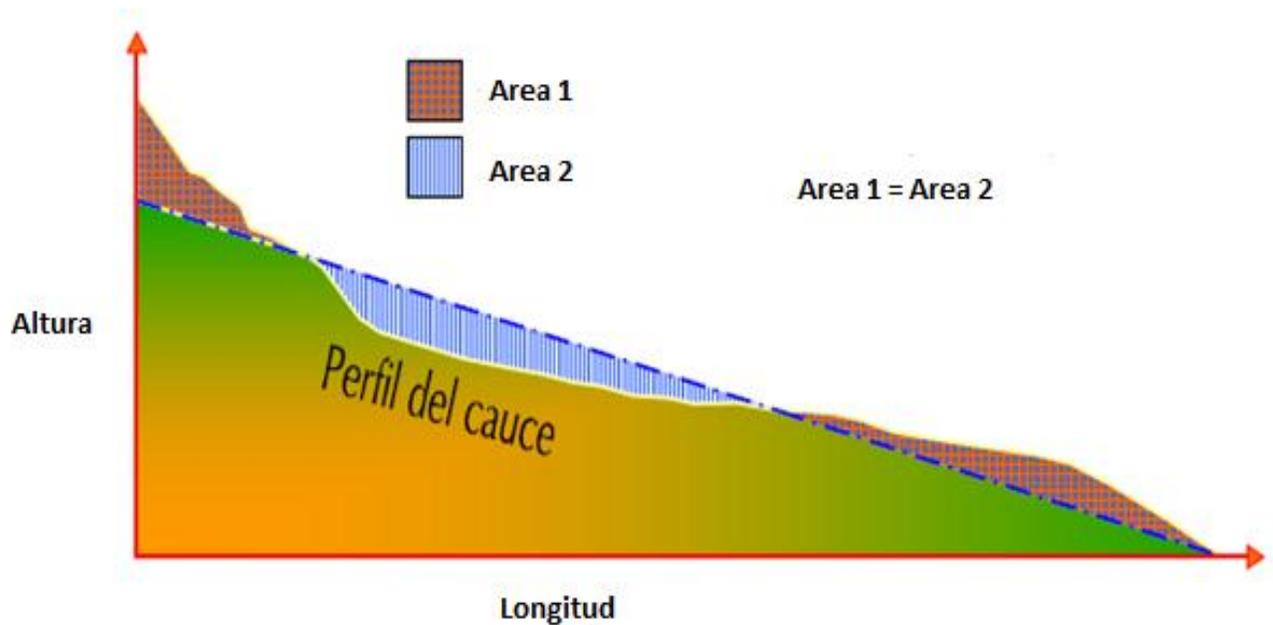
La Ecuación puede escribirse como:

$$Sm = \frac{Hmax-Hmin}{L} \text{(Formula 4)}$$

**b) La pendiente compensada o equivalente**

Consiste en una línea recta que, apoyándose en el extremo de aguas debajo de la corriente, hace que se tengan áreas iguales entre el perfil del cauce y arriba y abajo de dicha línea (grafica 9).

**Grafica 9: La pendiente compensada o equivalente**

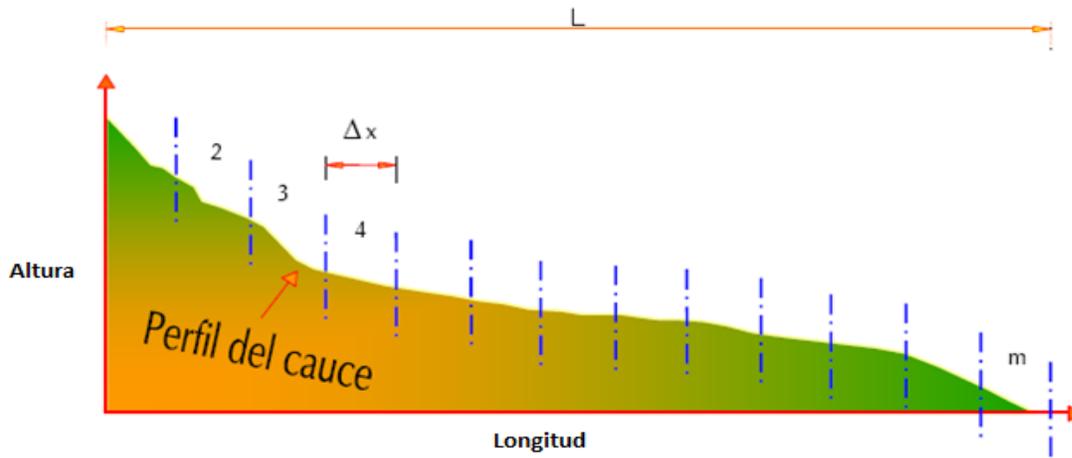


**Fuente: Identificación y evaluación de escorrentías superficiales que generan sectores de inundación de alto riesgo en la Zona Urbana de la Ciudad de San Miguel.**

**c) Taylor y Schwarz**

En este método se calcula la pendiente media como la de un canal de sección transversal uniforme que tenga la misma longitud y tiempo de recorrido que la corriente en cuestión (grafica 10).

Grafica 10:pendiente media



Fuente: Identificación y evaluación de escorrentías superficiales que generan sectores de inundación de alto riesgo en la Zona Urbana de la Ciudad de San Miguel.

La ecuación propuesta por Taylor y Schwarz para determinar la pendiente media del cauce cuando las longitudes de los tramos considerados son iguales, se representa como:

$$S = \left[ \frac{m}{\frac{1}{\sqrt{s_1}} + \frac{1}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{s_m}}} \right]^2 \quad \text{(Formula 5)}$$

Dónde:

m=Número de tramos considerados.

S=Pendiente del Tramo i

En el caso en que las longitudes de los tramos no sean iguales la pendiente media se representa como:

$$S = \left[ \frac{L}{\frac{\Delta x_1}{\sqrt{s_1}} + \frac{\Delta x_2}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{\Delta x_m}{\sqrt{s_m}}} \right]^2 \quad \text{(Formula 6)}$$



Dónde:

$L$ =Longitud total del cauce (kms)

$\Delta x_i$ =longitud del tramo  $i$  (kms)

$S_i$ =Pendiente del Tramo  $i$

Con base en el tiempo en que un curso de agua lleva un caudal las corrientes se pueden dividir en:

**Perennes:**

- Corrientes con agua todo el tiempo.
- El nivel de agua subterránea mantiene la alimentación continua y no desciende nunca debajo del lecho del río.

**Intermitentes:**

- Corrientes que escurren en estaciones de lluvia y se secan durante el estiaje.
- El nivel de agua subterránea se conserva por encima del nivel del lecho del río sólo en la estación lluviosa. En la estación de estiaje el escurrimiento cesa, u ocurre solamente durante o inmediatamente después de las tormentas.

**Efímeros:**

- Existen apenas durante o inmediatamente después de los períodos de precipitación, y sólo transportan escurrimiento superficial.
- El nivel de agua subterráneo se encuentra siempre por debajo del nivel inferior del lecho del río, no hay, por lo tanto, posibilidades de escurrimiento subterráneo.



## 9. ELEVACIÓN MEDIA

La elevación media de una corriente es un factor que afecta la temperatura y la precipitación. Pues la variación de la temperatura influye en la variación de pérdidas de agua por evaporación. Existen tres métodos para calcular la elevación media, los cuales son:

### a) El de los puntos de intersección

La elevación de cada punto se encuentra de la siguiente manera: se cuadrícula un mapa topográfico de la cuenca de manera que existan 100 intersecciones de la misma. La elevación media de la cuenca será la media aritmética de las elevaciones de las intersecciones anteriores.

### b) El de los pares de contorno.

Se calcula la elevación media de la cuenca midiendo el área entre pares de contorno (curvas de nivel sucesivas), con ayuda del planímetro o por digitalización.

Los porcentajes de estas áreas se calculan con respecto al total y el porcentaje de área sobre o por debajo del contorno (área entre curvas) y se obtienen por sumas acumuladas mediante la siguiente ecuación:

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^n a_i e_i}{A_t} \text{ (Formula 7)}$$

Dónde:

$E_m$ : elevación media de la cuenca (m.s.n.m).

$a_i$ : Área entre dos curvas de nivel sucesivas ( $\text{Km}^2$ ).

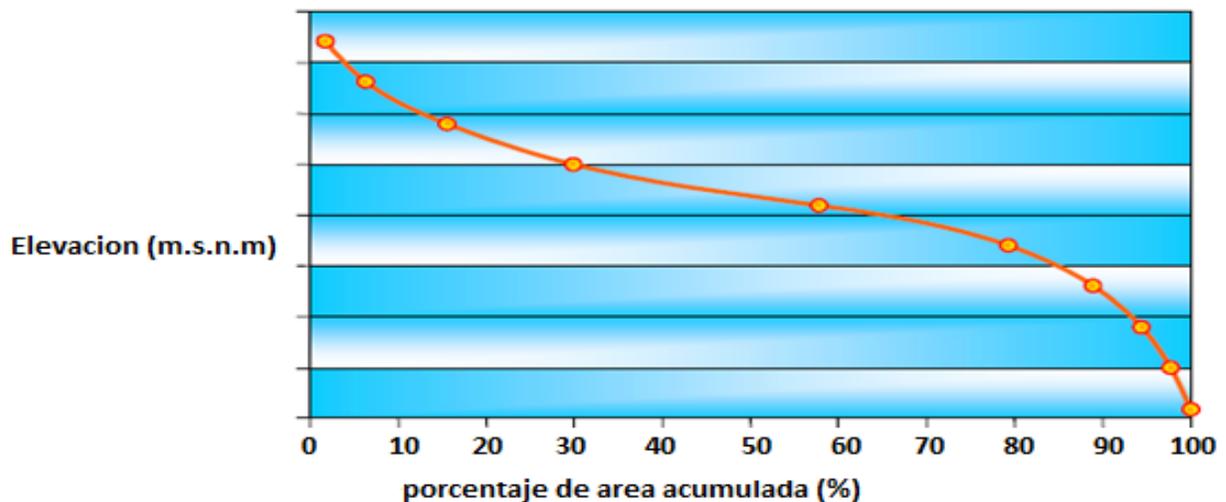
$e_i$ : Elevación media entre dos curvas de nivel sucesivas (m).

$A_t$ : Área total del cuenca ( $\text{KM}^2$ )

c) El de la curva Hipsométrica.

Es la representación gráfica del relieve de una cuenca. Representa la variación de la elevación de los varios terrenos de la cuenca con referencia al nivel medio del mar. Esta variación puede ser indicada por medio de un gráfico que muestre el porcentaje de área de drenaje que existe por encima o por debajo de varias elevaciones. Dicho gráfico se puede determinar planimetrando o digitalizando las áreas entre curvas de nivel (grafica 11).

**Grafica 11: Curva hipsométrica**



**Fuente: Identificación y evaluación de escorrentías superficiales que generan sectores de inundación de alto riesgo en la Zona Urbana de la Ciudad de San Miguel.**

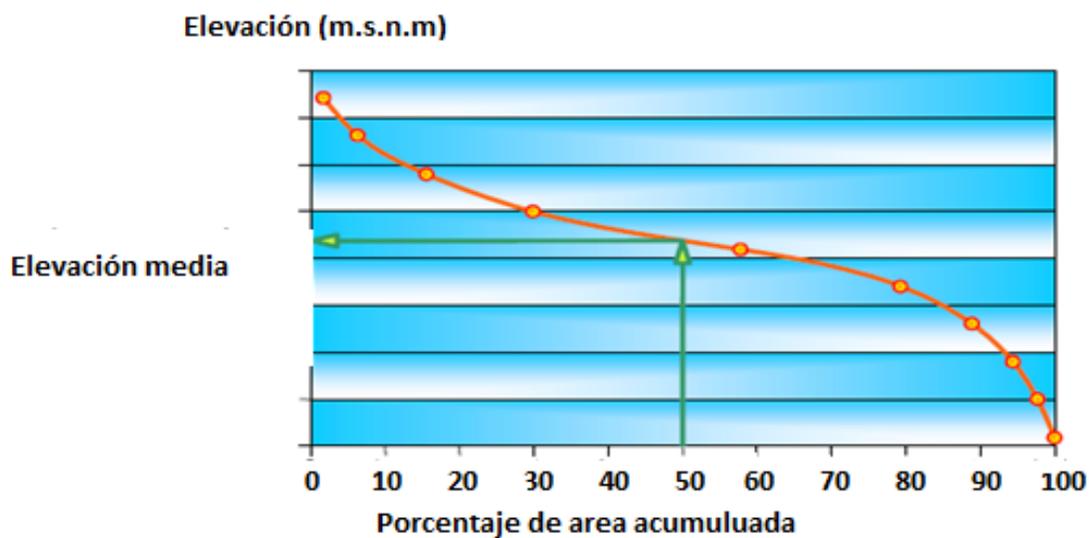
La curva hipsométrica (grafica 12) relaciona el valor de la elevación, en las ordenadas, con el porcentaje del área acumulada, en las abscisas. Para su construcción se grafican, con excepción de los valores máximos y mínimos de elevación hallados, los valores menores de elevación de cada intervalo contra su correspondiente área acumulada. Al valor de la elevación mayor encontrada corresponde el cero por ciento del porcentaje de área acumulada. Al valor de la elevación mínima encontrada corresponde el cien por ciento del porcentaje de área acumulada. La curva



hipsométrica representa, entonces, el porcentaje de área acumulada igualado o excedido para una cota determinada.

La elevación media se obtiene de la gráfica trazando una perpendicular en el eje de las áreas acumuladas en el punto 50% hasta su intersección con la curva, el valor de la elevación en esa intersección será la elevación media (grafica 12).

**Grafico 12: Curva hipsométrica.**



**Fuente: Identificación y evaluación de escorrentías superficiales que generan sectores de inundación de alto riesgo en la Zona Urbana de la Ciudad de San Miguel.**

### **10. FORMA DE LA CUENCA**

La forma de una cuenca influye sobre los escurrimientos y sobre la marcha del hidrograma resultante de una precipitación dada. Así, en una cuenca de forma alargada el agua discurre en general por un solo cauce principal, mientras que en otra de forma ovalada los escurrimientos recorren cauces secundarios hasta llegar a uno principal, por lo que la duración del escurrimiento es superior. El índice más empleado para representar esta característica es:



Índice de Gravelius o coeficiente de compacidad.

Es la relación que existe entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de una circunferencia de área igual a la de la cuenca. Su expresión es la siguiente:

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} \approx 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \text{(Formula 8)}$$

Dónde:

K<sub>c</sub>: índice de Gravelius (adimensional)

P: perímetro de la cuenca en Km

A: superficie de la cuenca en Km<sup>2</sup>

El valor que toma esta expresión es siempre mayor que la unidad y crece con la irregularidad de la forma de la cuenca, estableciéndose la siguiente clasificación:

### **3.3 ESTUDIO HIDROLÓGICO**

#### **3.3.1 PROPÓSITO DE LOS ESTUDIOS HIDROLÓGICOS.**

La Ingeniería Hidrológica tiene como objetivo el desarrollo de proyectos que permitan, la construcción de obras que hidráulicamente proporcionen alta funcionalidad al menor costo. Por lo tanto, al proyectar una obra hidráulica de gran envergadura, se requiere de la estimación del caudal en avenidas máximas extraordinarias, que llegaran a dicha estructura en un período determinado, principalmente con el objeto de determinar el nivel de aguas que pueda alcanzar dicha avenida.



#### **FACTORES QUE INCLUYE EL ESTUDIO HIDROLÓGICO.**

El análisis que comprende el Estudio Hidrológico, se realiza basándose en la investigación de los factores que afectan el escurrimiento del agua, entre los cuales están:

- a) Cantidad y tipo de la precipitación.
- b) Intensidad de la precipitación.
- c) Tamaño de la cuenca.
- d) Pendiente a lo largo del cauce.
- e) Permeabilidad de suelos y rocas.
- f) Condiciones de saturación.
- g) Cantidad y tipo de vegetación.

#### **3.3.2 MÉTODOS PARA DETERMINAR EL CAUDAL DE DISEÑO**

Los aspectos ya mencionados, junto al acceso a los datos disponibles, dirigirán el método a seleccionar para calcular el caudal. Existen tres métodos empleados para tal deducción, estos son los siguientes.

- a) Métodos Empíricos.
- b) Métodos Estadísticos.
- c) Métodos Hidrometeorológicos.

Para la descripción de los métodos anteriores, se requiere de algunos conceptos básicos sobre cuencas, con el propósito de lograr una mayor comprensión de los mismos.



### **Tiempo de concentración.**

La determinación del valor del tiempo de concentración ha sido motivo de estudio de muchas instituciones y autores. A continuación se presentan algunas fórmulas propuestas:

#### **1) Formula de Pickering**

$$T_c = (0.871 L^3 / H)^{0.385} \quad \text{(Formula 9)}$$

Donde:

T<sub>c</sub>: Tiempo de concentración, en horas.

L: Longitud del curso de aguas más largo, en Km.

H: Diferencia de elevación, en mts.

#### **2)Fórmula Empírica de Kirpish:**

$$T_c = 0.00013(2.5L^{0.77} / S^{0.0385}) \quad \text{(Formula 10)}$$

Donde:

T<sub>c</sub>: Tiempo de concentración, en horas.

L: Longitud del curso más largo de la cuenca, en mts.

S: Pendiente promedio de la cuenca, en mts/1000 mts.

#### **3) Fórmula de U.S. Corps Engineering:**

$$T_c = 0.3(L/S^{1/4})^{0.76} \quad \text{(Formula 11)}$$

Donde:

T<sub>c</sub>: Tiempo de concentración, en minutos.

L: Longitud del cauce más largo, en Kms.



S: Pendiente promedio de la cuenca, en mts/mts.

#### **4) Fórmula de Giandotti:**

$$T_c = \sqrt{A} + 1.5L_c / 0.85\sqrt{H_m} \text{(Formula 12)}$$

Donde:

T<sub>c</sub>: Tiempo de concentración, en horas.

A: Área de recogimiento de la cuenca, Kms<sup>2</sup>

L<sub>c</sub>: Longitud del cauce más largo, en Kms.

H<sub>m</sub>: Elevación media, en mts calculada mediante la expresión:

$$H_m = (H_{max} + H_{min}) / 2$$

#### **5) Formula de instrucción de carretera**

$$T_c(\text{en } h) = T_e + T_r = 0.3 * \left[ \left( \frac{\frac{1}{3}LT}{J^{1/4}} \right)^{0.76} \right] + \frac{\frac{2}{3}LT}{3.6*v_r} \text{(Formula 13)}$$

Donde

T<sub>c</sub>= tiempo de concentración en horas

T<sub>e</sub> = es el tiempo de escorrentía

LT = es la longitud del cauce principal en kilómetros.

J = es la pendiente del cauce principal.

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



Vr = velocidad de recorrido.

Tr = tiempo de recorrido

$$J = \frac{(H_{maxima} - h_{minima})}{Longitud\ del\ cauce\ principal} * 100 \text{ (Formula 14)}$$

**Tabla 8: Velocidades de recorrido de tanteo, en función de la pendiente media de la cuenca.**

| Pendiente media de la cuenca (%) | Velocidad de recorrido inicial (m/s) |
|----------------------------------|--------------------------------------|
| Menor del 5 %                    | 1 m/s                                |
| Del 5 a 10 %                     | 1 - 2 m/s                            |
| Mayor del 10 %                   | 2 m/s                                |

**Fuente: memoria de estudios previos de condicionantes físicos para la ordenación de la orla sudoeste de suelo urbanizable.**

### Periodo de diseño.

Debido a que las curvas de Intensidad, Duración y Frecuencia (I-D-F) están calculadas para lluvias normales de 24 horas de duración máxima, y la distribución de frecuencia de las tormentas es diferente a la distribución de lluvias convectivas, se recomienda usar periodos de retorno entre 25 y 50 años, para el diseño de obras de paso.

#### a) Métodos Empíricos.

Los métodos empíricos están basados en la experiencia del proyectista y en general, requieren del conocimiento del tamaño de la cuenca considerada; son procedimientos fundamentados en información de orden general obtenidas de corrientes de agua estudiadas anteriormente, ya sea de la misma cuenca o de otras; sólo son aplicables a cuencas cuyas características son similares a



las que sirvieron de base para deducirlas. La ventaja de estos métodos es que son de fácil y rápida aplicación. Entre ellos están:

➤ **Avenidas Históricas:** Su aplicación consta de tres pasos:

1. Determinación de la altura de aguas máximas alcanzadas por la corriente.
2. Estimación de la avenida máxima observada.
3. Estimación de la avenida máxima posible.

➤ **Curvas Envolventes:** Se trazan en un gráfico los caudales de avenidas máximas, calculadas en función del área de las cuencas que lo producen. Se obtienen puntos que no pasan cierta zona del gráfico, lo cual forma la curva envolvente.

➤ **Fórmulas Empíricas:** Surgen de la necesidad de estimar avenidas de ríos donde se tiene él número de datos suficientes para efectuar un cálculo de confianza, con un margen de seguridad. Las fórmulas empíricas, se dividen en función de la cantidad y tipo de factores que se toman en consideración, entre ellas se mencionan:

#### **Formula de Burkli-Ziegler.**

Se requiere que en la cuenca donde se ha de aplicar esta fórmula exista por lo menos una estación meteorológica.

$$Q = 0.022CAh(S/A)^{1/4} \text{ (Formula 15)}$$

Dónde:

Q: el caudal de diseño en metros cúbicos por segundo

H: la precipitación en centímetros por hora correspondientes al aguacero más intenso durante 10 min.

C: un coeficiente de escurrimiento que depende de la naturaleza del terreno.

A: las hectáreas tributarias



S: la pendiente del terreno en metros por kilómetro.

**Formula de Dickens.**

Esta fórmula es aplicable únicamente para áreas que van desde 2.5 hasta 250 Kms<sup>2</sup>.

$$Q = IX^4\sqrt{A} = 1.25 \qquad \text{(Formula 16)}$$

**b) Métodos Estadísticos.**

Los métodos estadísticos hacen uso de datos de precipitaciones - escurrimientos que se han registrado durante un largo periodo y se basan en los caudales máximos anuales del cauce en estudio. Estos métodos consideran que el caudal máximo anual es una variable aleatoria que tiene una cierta distribución y se basan en ciertas leyes estadísticas tales como: Ley de Gumbel, Ley de Nash, Ley de Lebediev, etc. La aplicación no es recomendable en el país, especialmente en zonas urbanas, ya que no se cuenta con un sistema de muestreo para caudales drenados en áreas urbanas.

**c) Métodos Hidrometeorológicos.**

Estos métodos, basan su estudio en la relación lluvia - escurrimiento, requieren de datos de precipitación, así como de algunas características de las cuencas de estudio. Su aplicación está limitada a cuencas pequeñas, ya que han sido desarrollados para áreas de 50 Km<sup>2</sup> como máximo. Sin embargo cada método en particular presenta sus limitantes referentes a esta investigación.

Dentro de los métodos hidrometeorológicos más aplicables se encuentran:

1. Método Racional.
2. Hidrograma Unitario.
3. Hidrograma Unitario Triangular Equivalente.
4. Método de las Isocronas.



### **1- MÉTODO RACIONAL.**

Consiste únicamente en la aplicación de una fórmula, la cual expresa que la descarga es igual a un porcentaje de la precipitación multiplicada por el área de la cuenca. La duración mínima de la lluvia es el Tiempo de Concentración ( $T_c$ ). Esta es la base del método o fórmula racional. Se enuncia así:

$$Q = K C I A \quad (\text{Formula 17})$$

Donde:

Q = Caudal en  $m^3/\text{seg}$ .

K = Constante de conversión de unidades.

C = Coeficiente de Escorrentía, adimensional.

I = Intensidad de lluvia para diseño en  $\text{mm}/\text{min}$ .

A = Área de drenaje, en  $m^2$ .

**Este método se basa en las siguientes hipótesis:**

1. La proporción de escurrimiento resultante de cualquier intensidad de lluvia es un máximo cuando esa intensidad de lluvia dura al menos tanto como el tiempo de concentración.
2. El máximo escurrimiento resultante de cualquier intensidad de lluvia con duración igual o mayor que el tiempo de concentración, es una fracción de esa precipitación *esto es se supone una relación lineal Q e I, y Q = 0 cuando I = 0.*
3. La frecuencia de la máxima descarga es la misma que la de la intensidad de lluvia para el tiempo de concentración dado.
4. La relación entre máxima descarga y tamaño del área de drenaje es la misma que la relación entre duración e intensidad de precipitación.



5. El Coeficiente de Escorrentía es el mismo para lluvia de diversas frecuencias.

6. El Coeficiente de Escorrentía es el mismo para todas las lluvias en una cuenca dada.

Este método no toma en cuenta el efecto de almacenamiento de la cuenca, pues supone que la descarga es igual a la precipitación fluvial menos toda la retención de la cuenca; tampoco considera variaciones de intensidad de lluvia en el área durante todo el tiempo de concentración.

Estas suposiciones hacen particularmente susceptible de errores los cálculos, cuando el tamaño de área de drenaje es grande. Con valores correctos de precipitación fluvial y para un coeficiente de escurrimiento dado la formula racional siempre sobrestima el escurrimiento con errores apreciables al aumentar el tamaño de la cuenca. Por consiguiente, esta fórmula es confiable a cuencas pequeñas menores de 2 Km<sup>2</sup>. El valor del Coeficiente de Escorrentía depende en gran medida de las características que rigen la cantidad y velocidad de escurrimiento de la cuenca. Cuando el tipo de superficie que cubre el agua es muy variado, el valor de C se encuentra por ponderación.

## **2 - HIDROGRAMA UNITARIO.**

Un Hidrógrama puede representarse con una gráfica como la observada en la grafica**No 13**, la cual representa el escurrimiento producido por una sola tormenta. Aunque la forma de los Hidrógramas producidos por tormentas particulares varia no sólo de una cuenca a otra, sino también de tormenta a tormenta, es posible distinguir de la **graficaNo 13**, los siguientes aspectos:

**1) Punto de levantamiento:** En este punto, el agua proveniente de la tormenta analizada comienza a llegar a la salida de la cuenca y se produce inmediatamente después de iniciada la tormenta, durante ésta ó incluso cuando ha transcurrido algún tiempo después que dejó de llover

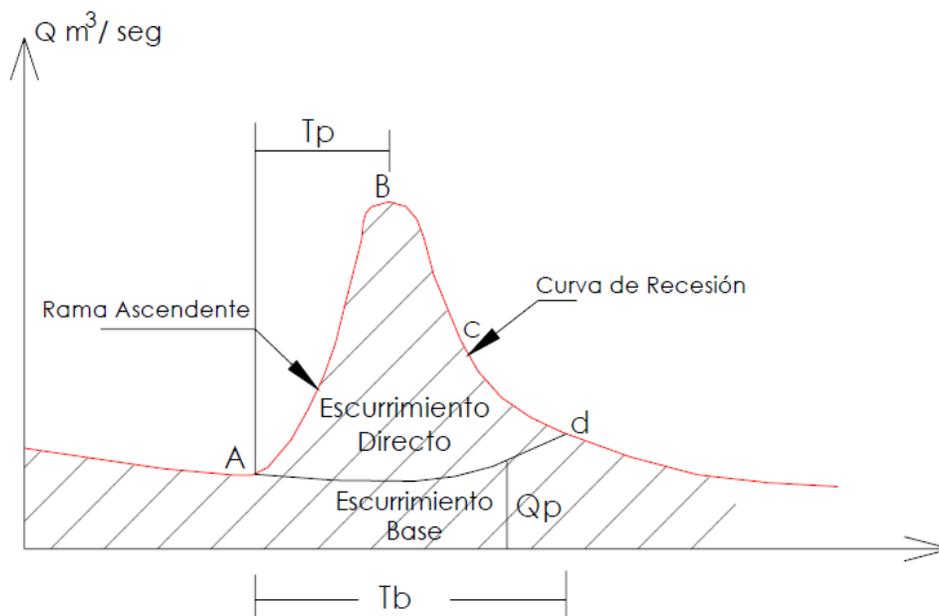
y depende de varios factores, entre los que se pueden mencionar: el tamaño de la cuenca, su intensidad de drenaje, tipo de suelo y duración de la lluvia.

**2) Pico de la tormenta:** Es el caudal máximo producido por la tormenta. Con frecuencia es el punto más importante de un hidrograma para fines de diseño.

**3) Punto de inflexión:** En este punto es aproximadamente cuando se termina el flujo sobre el terreno y de aquí en adelante, el excedente de agua en la cuenca escurre de forma superficial o subterránea.

**4) Final del escurrimiento:** De este punto en adelante el escurrimiento es sólo de origen subterráneo. Normalmente se acepta como el punto de mayor curvatura de la curva de recesión, aunque pocas veces se distingue de forma evidente.

**Grafica 13: Hidrograma unitario aislado.**



**Fuente: Fundamentos de hidrología de superficie, Aparicio Mijares.**



**T<sub>p</sub>:** Tiempo de pico: Es el tiempo que transcurre, entre el punto de levantamiento (A) y el punto pico del hidrograma (B).

**T<sub>b</sub>:** Tiempo base: Es el tiempo que transcurre hasta el punto final del escurrimiento directo.

**Rama ascendente:** Es la parte del hidrograma delimitada por el punto de levantamiento (A) y el pico de la fórmula (B).

**Rama descendente o curva de recesión:** Es la parte del hidrograma que va desde el pico de la tormenta (B) hasta el final del escurrimiento directo (D).

Este método considera que si dos lluvias idénticas caen sobre una cuenca de drenaje que tuviera condiciones idénticas antes de la precipitación, los hidrogramas de escurrimientos derivados de dichas lluvias, serían los mismos. Esto constituye la base del método. El primer paso para la derivación de los datos, es hacer la separación del escurrimiento del agua del subsuelo, del escurrimiento directo. Se determina el volumen del escurrimiento y las ordenadas del hidrograma unitario se encuentran dividiendo las ordenadas del escurrimiento directo entre el volumen del escurrimiento directo en pulgadas. “Este método no es recomendable para cuencas con áreas mayores de 5,000 Km<sup>2</sup>”.

### **3 - HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR EQUIVALENTE.**

Un hidrograma unitario sintético es un hidrograma unitario estimado siguiendo una metodología establecida, sin necesidad del análisis de datos de precipitación – escorrentía. El desarrollo de hidrogramas unitarios sintéticos se basa en el siguiente principio: si el volumen del hidrograma de escorrentía superficial es conocido (volumen es igual al área de la cuenca hidrográfica



multiplicado por una unidad de profundidad de escorrentía superficial), el caudal pico puede ser calculado suponiendo una cierta forma del hidrograma unitario. Existen muchos hidrogramas unitarios sintéticos, pero el más utilizado en nuestro medio es el hidrograma triangular, el cual presenta la posibilidad de mostrar un hidrograma como un triángulo, en donde las curvas de ascenso y descenso del Hidrograma se convierten en líneas rectas, las cuales en su punto de convergencia, representan el caudal máximo.

Si se supone una forma triangular ver Grafico 14, el volumen es igual a:

$$V = \frac{Q_p T_b}{2} = \text{Acuena} \times \text{Llef} \quad \text{(Formula 18)}$$

Donde:

V: Volumen bajo el Hidrograma Unitario Triangular.

Q<sub>p</sub>: Caudal Pico.

T<sub>b</sub>: Tiempo base del hidrograma unitario triangular.

A: Área de drenaje de la hoya hidrográfica.

Llef efectiva: Lluvia efectiva, considerada como la unidad de Profundidad de escorrentía.

- De tal manera se define la Lluvia efectiva, como:

$$\text{Llef efectiva} = D \times I \times C \times 0.90 \quad \text{(Formula 19)}$$

Donde:

D: Duración de la tormenta.

I: Intensidad de lluvia.

C: Coeficiente de Escorrentía.

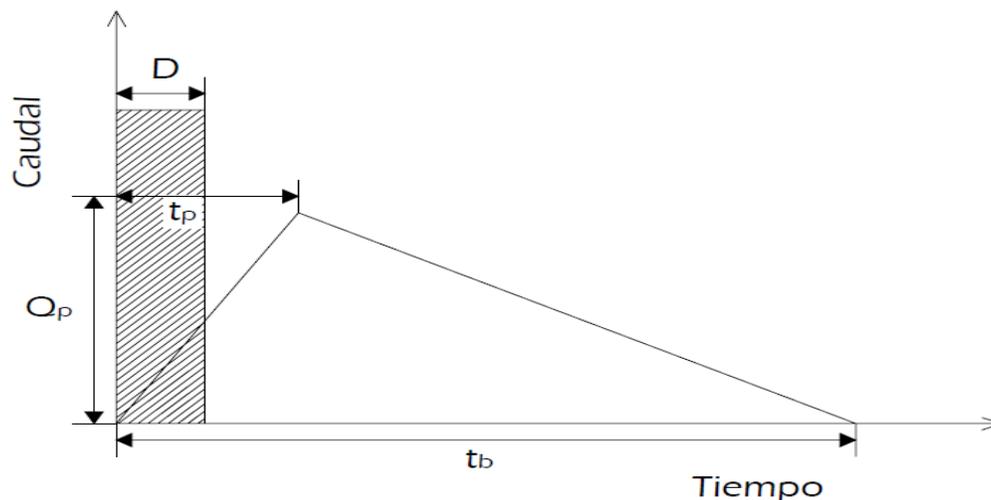
Debido a que los datos de la intensidad de lluvia son puntuales, y para que la lluvia efectiva o lámina de lluvia sea distribuida uniformemente sobre toda la cuenca, entonces su cálculo será



afectado por el factor 0.90, que es un factor previamente determinado para ser usado, en cuencas características de nuestro medio.

Para la aplicación de este método se obtienen hidrogramas originados por la precipitación ocurrida en cada uno de los hidrogramas considerados, en forma independiente se dibujan en un sistema de coordenadas, en el que las abscisas representan el tiempo y las ordenadas el gasto, sumando las ordenadas en diferentes puntos y uniando los puntos resultantes de estas sumas, obtenemos el hidrograma provocado por las lluvias de diseño. Los hidrogramas correspondientes a cada intervalo de lluvias se representan en forma triangular. Un hidrograma real no es exactamente un triángulo, pero se escoge esta forma geométrica, debido a la similitud que existe entre ella y la forma de un hidrograma. La obtención de este tipo de hidrogramas se detalla en el grafico 14.

**Grafica 14: Hidrograma unitario triangular**



*Fuente: Hidrología aplicada, Ven Te Chow.*



De la geometría del hidrograma unitario se determinan las siguientes ecuaciones:

➤ **Caudal Máximo (Qp).**

$$Q_p = 2V / T_b \quad \text{(Formula 20)}$$

Donde:

Qp: Descarga Máxima, en  $\text{m}^3/\text{seg}$ .

V: Volumen de Escurrimiento en  $\text{m}^3$ .

Tb: Tiempo base, en horas.

➤ **Tiempo Base (Tb).**

$$T_b = 2.67 T_p \quad \text{(Formula 21)}$$

Donde:  $T_p$  : Tiempo pico, en horas.

➤ **Tiempo Pico (Tp).**

$$T_p = D/2 + 0.6 T_c \quad \text{(Formula 22)}$$

Donde:

D: Duración en minutos.

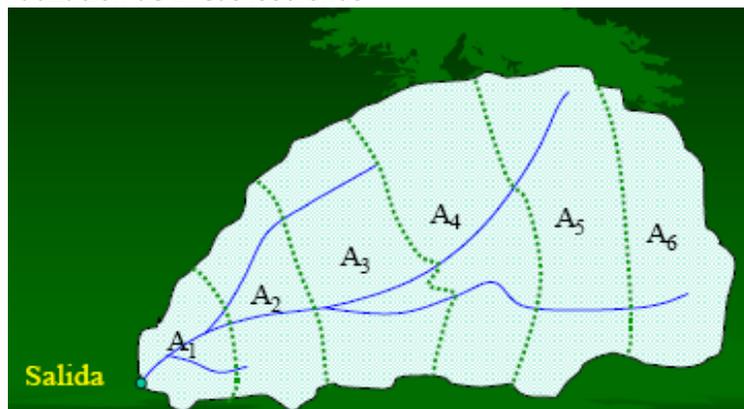
Tc: Tiempo de Concentración en horas.

#### **4 - MÉTODO DE LAS ISÓCRONAS.**

Para desarrollar éste método hay que tomar en cuenta dos variables importantes: Intensidad de la precipitación y velocidad de propagación de la onda de crecidas, ésta última suele suponerse constante e independiente de la Intensidad. Para la fijación de los valores de intensidad de propagación de la onda, se utilizan datos directo o son estimados por fórmula empíricas, métodos estadísticos o por comparación con otras cuencas con características similares. En cuanto a la duración de la lluvia, los valores máximos de crecidas corresponden a eventos lluviosos cuya

duración sea del orden del tiempo de concentración. Se suele hacer además la hipótesis de que las lluvias más desfavorables pueden ocurrir en cualquier zona de una región y que las crecidas se propagan con velocidad constante a lo largo de los cauces. Para aplicar el método de las Isócronas es necesario descomponer la superficie de la cuenca en un cierto número de sectores, limitado por líneas (Isócronas) en las que una gota de agua tarda en llegar tiempos sucesivos de valor  $t$ ,  $2t$ ,  $3t$ , siendo  $t$  la unidad de tiempo considerada.

**Figura 12: Esquematzación de líneas Isocronas**



**Fuente: Hidrología aplicada, Ven Te Chow.**

El intervalo de tiempo de separación entre Isócronas debe calcularse para que el número de zonas delimitadas sea cinco, como mínimo (fig. 12). Una vez fijado el intervalo, se definen o calculan las longitudes de los cauces principales y el mayor número de cauces secundarios, hasta obtener el número suficiente de puntos para encajar las curvas Isócronas, que se trazan con los siguientes criterios:

- Las Isócronas cortan ortogonalmente a los cauces, presentando su concavidad hacia aguas abajo.
- Las Isócronas cortan a las divisorias, formando ángulo agudo hacia aguas arriba.



- Si una Isócrona llega a una divisoria parcial o total, sigue por la divisoria hasta encontrar la misma Isócrona de la cuenca contigua.
- Cada Isócrona se comporta como una unidad homogénea, es decir, que en cada Isócrona es aplicable la Ecuación Racional.
- La sumatoria de los caudales parciales por Isócrona, es igual al Caudal Total.

### **3.4 GENERALIDADES SOBRE ESCORRENTÍA SUPERFICIAL**

#### **3.4.1 ESCORRENTÍA SUPERFICIAL:**

Es el agua procedente de la lluvia que circula por la superficie y se concentra en los cauces. La escorrentía superficial es función de las características topográficas, geológicas, climáticas y de vegetación de la cuenca y está íntimamente ligada a la relación entre aguas superficiales y subterráneas de la cuenca.

#### **DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE ESCORRENTÍA**

Supóngase que en una cuenca se inicia un proceso de lluvia. Las primeras gotas de lluvia son retenidas y almacenadas por las hojas y tallos de la cubierta vegetal, a partir de un cierto límite las gotas comienzan a alcanzar el suelo y después de un breve período de tiempo, casi todas las gotas alcanzan el suelo.

En un segundo proceso, el suelo a través de sus capas de depósitos de restos vegetales y sobre todo en sus depresiones, almacena una cierta cantidad de agua. Es decir, se inicia el proceso de percolación del agua a las capas inferiores (infiltración).

Cuando la capacidad de almacenamiento del suelo, ya descontada la infiltración, está en el límite, se inicia el proceso de circulación superficial del agua. En esta circulación superficial se pueden distinguir dos partes:



- una correspondiente al **flujo subsuperficial** o mejor llamado hipodérmico, que corresponde a la capa de agua que circula próxima al suelo; otra al **flujo superficial** propiamente dicho, que circula con mayor velocidad. Es este último el que genera realmente lo que se entiende en ingeniería como escorrentía propiamente dicha.

### **3.4.2 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA ESCORRENTÍA SUPERFICIAL.**

Estos factores pueden ser de naturaleza climática (relacionados con la precipitación), de naturaleza fisiográfica (ligados a las características físicas de la cuenca) y de naturaleza humana (relacionados con la intervención humana).

#### **a) Factores climáticos.**

- Intensidad de precipitación.

Cuanto mayor es la intensidad de precipitación más rápido el suelo colma su capacidad de infiltración, y se provoca un exceso de precipitación que escurrirá superficialmente.

- Duración de precipitación.

La duración de la precipitación es directamente proporcional a la escorrentía superficial: para lluvias de intensidad constante habrá mayor oportunidad de escorrentía superficial cuanto mayor haya sido su duración.

- Precipitación antecedente.

Una precipitación que ocurre cuando el suelo está húmedo debido a una lluvia anterior, tendrá mayor facilidad de convertirse en escorrentía superficial.



**b) Factores fisiográficos.**

- Área.

La extensión del área está directamente relacionada con la mayor o menor cantidad de agua de escorrentía superficial que la cuenca puede generar.

- Permeabilidad

Influye directamente en la capacidad de infiltración. Cuanto más permeable sea el suelo, mayor será la cantidad de agua que puede absorber, disminuyéndose así la ocurrencia de exceso de precipitación.

**c) Factores humanos.**

- Obras hidráulicas construidas en la cuenca.

En el caso, por ejemplo, de una presa, que al acumular agua en un embalse reduce los caudales máximos de la escorrentía superficial y retarda su propagación.

- Rectificación de ríos.

Se puede rectificar un río y esto aumenta la velocidad de la escorrentía superficial en el tramo rectificado.

**Variables que caracterizan la escorrentía superficial.**

**a) Caudal, Q**

El caudal, definido como el volumen de escorrentía superficial por unidad de tiempo,  $Q = V/t$ , es la principal variable que caracteriza la escorrentía superficial. Se expresa en  $m^3/s$  o  $l/s$ .

- Caudal Especifico, q.

Se define como el caudal Q dividido por el área de drenaje A de la cuenca. Se expresa en  $m^3/s/Km^2$  o  $l/s/Km^2$ . Sirve como elemento comparativo entre cuencas,  $q = Q/A$ .



➤ Caudales Máximos, Medios y Mínimos.

Es común tener como datos que caracterizan a una cuenca los caudales máximos, medios y mínimos en intervalos de tiempo determinados, como hora, día, mes y año.

**b) Coeficiente de Escorrentía Superficial, C.**

Es la relación entre el volumen de agua de escorrentía superficial total y el volumen total de agua precipitado, en un intervalo de tiempo determinado.

**c) Tiempo de Concentración, tc.**

Es el tiempo que la lluvia que cae en el punto más distante de la corriente de agua de una cuenca toma para llegar a una sección determinada de dicha corriente. El Tiempo de concentración mide el tiempo que se necesita para que toda la cuenca contribuya con escorrentía superficial en una sección considerada. Se mide en minutos u horas.

**d) Periodo de Retorno, T.**

Es el periodo de tiempo promedio, en años, en que un determinado evento (en este caso caudal), es igualado o superado por lo menos una vez.

**e) Nivel de Agua, h.**

Es una de las medidas más fáciles de determinar sobre una corriente de agua. Se expresa en metros o centímetros y se refiere a la altura alcanzada por el nivel de agua en relación con un nivel de referencia.

### **3.5 LAS INUNDACIONES EN EL AREA URBANA**

El problema de las inundaciones en sectores urbanos es más amplio que el de la evacuación de las aguas lluvias en las ciudades. De hecho las inundaciones pueden tener diferentes causas, muchas



de las cuales no aparecen directamente conectadas con las aguas lluvias que precipitan en el lugar inundado.

Entre ellas cabe citar las siguientes:

- a) Desborde de cauces naturales que atraviesan sectores urbanos durante las crecidas.
- b) Elevación del nivel del agua subterránea sobre la superficie del suelo.
- c) Elevación del nivel del mar en zonas costeras.
- d) Desborde de cauces artificiales, como canales de riego o colectores de todo tipo que ven superada su capacidad.
- e) Acumulación de aguas lluvias en zonas bajas con drenaje insuficiente.
- f) Zonas en las cuales se interrumpe el drenaje natural. En muchas ciudades las inundaciones no se deben a una sola causa específica sino a la combinación de varias de ellas, o coexisten sectores con diferentes tipos de problemas.

A todo lo anterior deben agregarse los efectos de la urbanización propiamente tal, la cual incrementa la proporción de suelos impermeables y acelera el tiempo de respuesta a las precipitaciones, provocando el aumento de los volúmenes escurridos y de los caudales máximos hacia aguas abajo. Si se excluyen las causas externas a la zona urbanizada, es decir si no se consideran las inundaciones provocadas por aguas que provienen desde el exterior del sector inundado, se puede afirmar que la principal causa de las inundaciones en sectores urbanos en las ciudades es la destrucción de la red de drenaje natural sin que sea reemplazada por ningún sistema artificial. Este ha sido un tema habitualmente no abordado en las urbanizaciones, con excepción de contadas situaciones.

## **“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**

---



Las inundaciones de mayor magnitud, y normalmente con peores consecuencia, se deben al desborde de cauces naturales importantes que atraviesan sectores urbanos durante las crecidas importantes, sean estas provocadas por precipitaciones o deshielos. En general estos cauces drenan cuencas de tamaño importante aguas arriba de las ciudades y al atravesarlas en sus cursos intermedios o inferiores no contribuyen al drenaje del sector. Estos ríos, al atravesar las ciudades ubicadas en el valle, habitualmente escurren sobre conos aluvionales de manera que lo hacen en muchos casos incluso a mayor altura que las superficies urbanas ribereñas. Situaciones como esta se pueden observar en varias de las ciudades ubicadas en el valle central. En estas condiciones los desbordes provocados por caudales importantes inundan los sectores aledaños al cauce.

Existen otros cauces naturales que forman la red de drenaje de los sectores urbanos propiamente tales y que provocan inundaciones. Cuando esto ocurre normalmente se debe a que la urbanización ha cegado muchos de estos cauces eliminando la red de drenaje natural sin reemplazarla por otra alternativa. A ello debe agregarse el incremento de la escorrentía urbana sobre esa misma red provocada por la impermeabilización del terreno. En casos de terrenos con pendientes importantes los problemas de inundación se agravan por la erosión del suelo, el arrastre de gran cantidad de material erosionado y su posterior sedimentación en los sectores planos.

Los problemas provocados en estos casos pueden ser muy complejos y de graves consecuencias. Las soluciones debieran encaminarse a la mantención en condiciones despejadas de las redes de drenaje naturales. Sin embargo en situaciones consolidadas esto puede ser difícil. Algunas de las obras alternativas podrían emplearse para la mantención en condiciones de operación de este tipo

de redes de drenaje. Pueden ser útiles los estanques y las lagunas de retención si las pendientes del terreno no son importantes, así como los canales de drenaje urbano.

**Fotografía 5: Laguna de retención en Fort Collins, EE.UU.**



**Fuente: Ministerio de Vivienda y Urbanismo Ciudad Santiago de Chile**

Las inundaciones provocadas por la elevación del nivel del agua subterránea están ligadas a zonas bajas de las ciudades, con acuíferos libres a poca profundidad, en general en terrenos planos, en los cuales las inundaciones están asociadas a períodos prolongados de precipitaciones. Esos terrenos tienen un drenaje pobre cuyos efectos se ven además incrementados por la urbanización de las zonas aguas arriba, que genera una mayor escorrentía tanto en volumen como en gasto máximo. Estas zonas requerirían un sistema especial de drenaje para deprimir el nivel del agua subterránea.

Una de las soluciones es desarrollar canales de riego estos canales están diseñados para repartir agua sobre los terrenos agrícolas y se complementan con una red de drenaje independiente para evacuar los excesos o derrames.

## **“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**

---



Una vez que se urbaniza es común observar que la red de drenaje natural se elimina y la red de riego se pretende emplear para la evacuación de las aguas lluvias. Esto inevitablemente provoca inundaciones en los terrenos bajos que antes se regaban. Debido a la imposibilidad de eliminar totalmente estos canales de riego en muchas zonas urbanas, por lo menos en las etapas iniciales de la urbanización, sería conveniente adoptar las medidas necesarias para que no sean empleados como red de drenaje, y además mantener la red de drenaje de los terrenos abastecidos por estos canales. Las redes naturales de drenaje, así como muchos de los canales artificiales que conduzcan aguas limpias, pueden incorporarse de manera más amistosa al sistema urbano si se privilegian las áreas verdes en los sectores bajos y se destinan espacios más generosos para mantener los cauces y canales, con diseños mejor adaptados a las nuevas condiciones urbanas.

Existen innumerables situaciones en las cuales las inundaciones de sectores urbanos son provocadas por la eliminación de la red de drenaje natural con motivo de la urbanización misma, sin que ella sea reemplazada por otro medio de evacuación alternativo de las aguas lluvias. Incluso es posible encontrar sectores que quedan sin ninguna posibilidad de drenaje superficial por la construcción de calles ciegas en contrapendiente, o con tramos bajos que desaguan hacia terrenos cerrados. En estos casos es importante que se le de continuidad a la red de drenaje superando las secciones cerradas, de manera que siempre exista la posibilidad de desagüe hacia aguas abajo. También es posible reducir los efectos o la magnitud de las inundaciones si se reducen los caudales aportantes y sus volúmenes mediante la incorporación en la cuenca aportante de soluciones alternativas en base al almacenamiento temporal o la infiltración de las aguas lluvias.

**Fotografía 6: Canal con vegetación en el fondo.**



**Fuente: Ministerio de Vivienda y Urbanismo Ciudad Santiago de Chile.**

### **3.5.1 TIPO DE INUNDACIONES EN EL ÁREA URBANA**

Tipos de Inundaciones en El Salvador

El tipo de inundación que se genera en un territorio específico, depende del tamaño de la cuenca de recogimiento y su capacidad de respuesta, y del tipo de evento hidrometeorológico que lo genera.

En El Salvador se distinguen los siguientes tipos:

a) Inundaciones en cuenca baja de ríos medianos y grandes: Ocasionada por temporales, eventos hidrometeorológicos como Huracanes, principalmente en los meses de septiembre y octubre.

b) Inundaciones en cuencas de respuesta rápida: Ocasionadas por precipitaciones altamente convectivas, intensas y localizadas, de 2 a 3 horas de duración, con ocurrencia principalmente en los meses de mayo y junio de 2011.

c) Inundaciones en cuencas urbanas: También ocasionadas por precipitaciones altamente convectivas, la problemática es generada por deficiencias y limitaciones en el sistema de drenaje urbano, obras sin control en cauces de ríos y quebradas, basura en las quebradas y por supuesto, incremento de escorrentía por la impermeabilización de la cuenca alta.

#### ***Inundaciones Urbanas.***

Las inundaciones urbanas pueden ser ocasionadas por:

- a) **Drenaje urbano:** la urbanización aumenta los caudales naturales debido a impermeabilización y la canalización del escurrimiento superficial. Aumenta la frecuencia y la magnitud de las inundaciones.

***Fotografía 7: Riesgos por inundaciones Urbanas en El Salvador***



***Fuente: SNET .gob.sv.***



### **Inundaciones debido a la urbanización:**

Son aquellas en que el aumento de su frecuencia y magnitud se debe fundamentalmente al proceso de ocupación del suelo con superficies impermeables y redes de conductos de escurrimiento. Ocurren en áreas localizadas en proximidades de los sectores más bajos de calles y/o avenidas. Estas inundaciones pueden ser constantes u ocasionales.

En el caso de inundaciones constantes la causa básica radica en errores en el proyecto o en la ejecución de pavimentos de calles y avenidas, en la modificación local de la rasante de la calle por la acción de árboles o “lomadas”, en la ubicación inadecuada o insuficiente de bocas de tormenta o en la falta de análisis de las consecuencias de la concentración excesiva del flujo sobre ramales existentes. También puede ser una causa el represamiento del flujo provocado por problemas de aguas abajo.

Igualmente probables son las obstrucciones debido a hojas, basuras, sedimentos u otros elementos, aunque en estos casos las inundaciones no son repetitivas y desaparecen con el mantenimiento del sistema.

El desarrollo urbano puede producir además obstrucciones al escurrimiento (terraplenes, pilas de puentes, colmatación de conductos y canales, etc.), hecho que agrava también estas inundaciones.

- b) **Inundación Ribereña:** Inundaciones ocasionadas por la ocupación del cauce natural del río y de su planicie natural de inundación, esta zona es ocupada por la población durante períodos secos y durante las épocas lluviosas o los años húmedos, se ven inundados.

**Fotografía 8: Colonia Jardines del Rio San Miguel y Barra Salada**

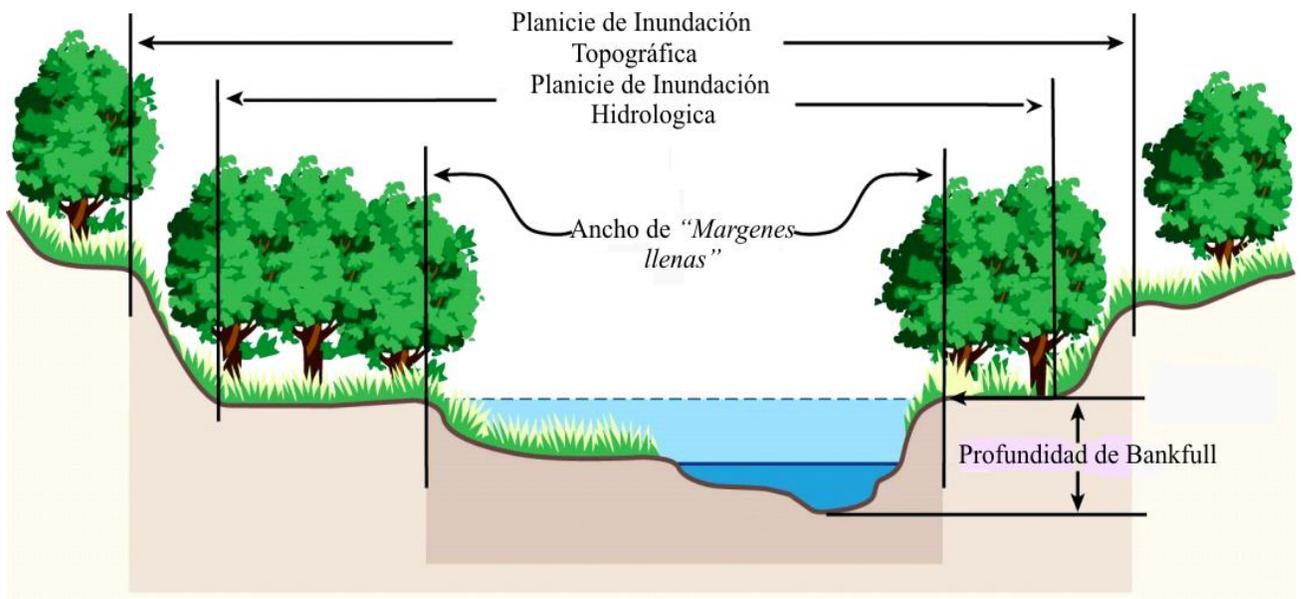


**Fuente:** SNET.gob.sv

**Inundaciones ribereñas:** se asocian a la urbanización indebida de áreas inundables aledañas a los cursos de agua. En general estas inundaciones se asocian a eventos severos.

Para comprender mejor este último tipo de inundaciones es preciso recordar que el cauce de un curso de agua está compuesto por el lecho menor y el lecho mayor. El lecho menor (figura 13) es aquel ocupado totalmente por el río con un período de retorno que oscila entre 2 y 5 años (2,5 a 3 años en promedio). Tal condición se denomina de “márgenes llenas” (*Bankfull* en la literatura de lengua inglesa). La crecida máxima anual (u ordinaria) es contenida totalmente por el lecho menor. El lecho mayor de los ríos es ocupado por las aguas con una recurrencia (o tiempo de retorno) mayor, hecho que anima a la ocupación de dichas tierras.

Figura 13: Lecho menor y mayor correspondientes al cauce de un río.



Fuente: Informe final de OPAMSS 2005

Las razones por las que ocurren este tipo de inundaciones son:

- ✓ Falta de restricciones municipales sobre el loteo de áreas con alto riesgo inundación.
- ✓ Secuencias de años relativamente secos, que provocan el “olvido” de empresarios, autoridades y población en general.
- ✓ Falta de alternativas de la población de baja renta para acceder a lotes relativamente baratos.
- ✓ Ocupación supuestamente temporaria (y/o invasión) por parte de la población más carenciada por tratarse de áreas pertenecientes al poder público o despreciadas por el sector privado.



### **3.5.2 IMPACTO HIDROLÓGICO DE LA URBANIZACIÓN**

Desde el punto de vista hídrico la urbanización significa la impermeabilización progresiva del suelo de la cuenca hidrográfica, con los siguientes efectos directos sobre el drenaje pluvial de la región (grafico 15):

- aumento de caudales en relación al estado natural,
- aceleración de las ondas de crecidas (reducción de los tiempos de escurrimiento),
- aumento del volumen escurrido.

En la medida que la urbanización se expande se intensifica este proceso, con necesidad de ampliar sistemáticamente la capacidad del sistema de drenaje. La literatura especializada cita algunos valores que permiten dimensionar la magnitud de este impacto.

Para una cuenca de 260 has Leopold (1968) estimó que su urbanización total junto a la ejecución de conductos de drenaje puede aumentar el caudal pico hasta seis veces en relación a la situación natural.

Tucci (1994) analizó la variación del coeficiente de escurrimiento entre áreas rurales y urbanas, concluyendo que para sectores con urbanización media esta variación puede llegar a valores del orden del 200 %.

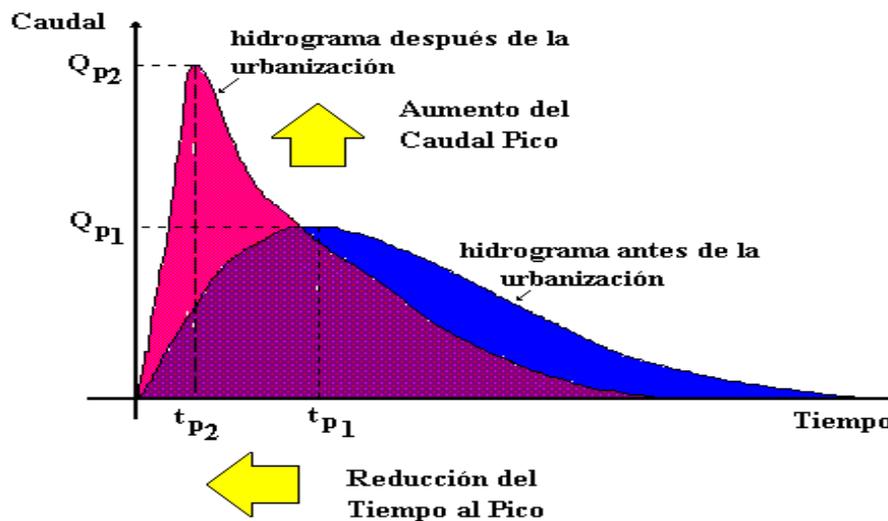
#### **Características Típicas del Crecimiento Urbano Tradicional**

La evolución típica del proceso de impermeabilización y de aumento de la frecuencia de las inundaciones se inicia a partir de pequeñas áreas en el marco de un proceso de aprobación de lotes.

Cuando un loteo es proyectado los Municipios suelen exigir solamente que el proyecto de drenaje pluvial asegure el drenaje eficiente del sector, sin considerar el impacto del aumento del caudal máximo hacia aguas abajo.

Una característica causante del descontrol observado en la mayoría de las Ciudades es que quien impermeabiliza no sufre las consecuencias; los efectos hidrológicos solo se verifican hacia aguas abajo.

**Grafica 15: Efectos de la urbanización sobre el Hidrograma.**



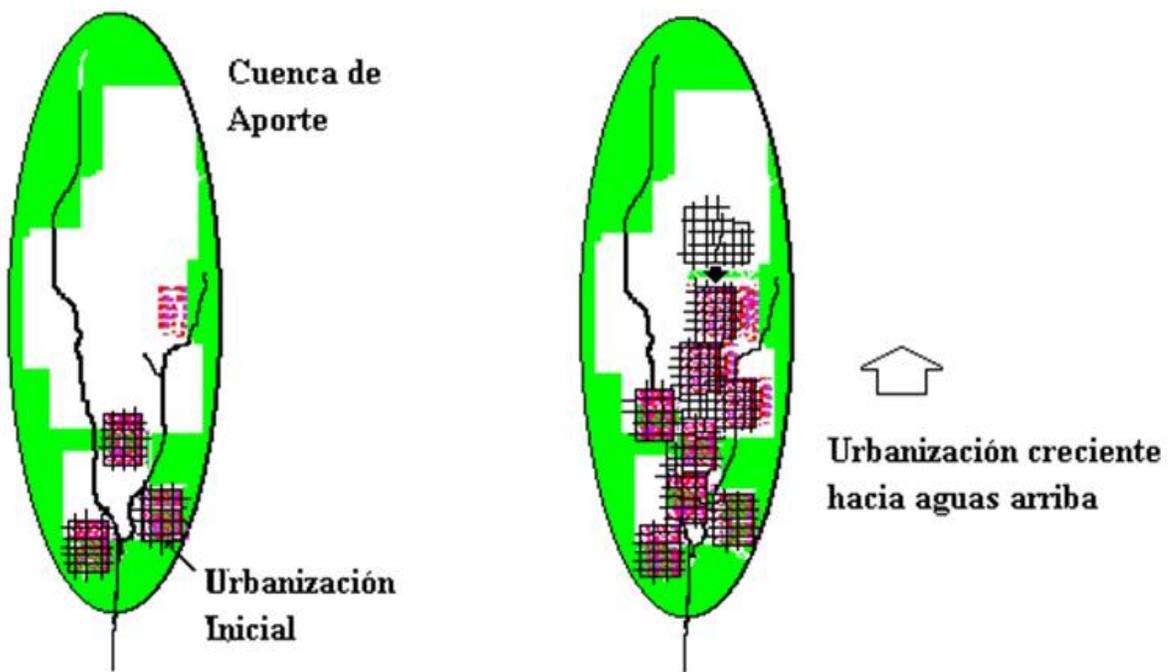
**Fuente: Gestión de inundaciones Urbanas Tucci, 2006.**

Cuando las municipalidades no controlan la urbanización o no amplían la capacidad del sistema de drenaje la ocurrencia de crecidas urbanas aumenta, con pérdidas sociales y económicas para toda la comunidad.

En muchas ciudades se verifica un proceso de urbanización de las cuencas desde aguas abajo hacia aguas arriba. Como consecuencia, la combinación de impactos de los nuevos loteos produce aumento de la ocurrencia de crecidas e inundaciones hacia sectores de la población antes no

afectados. Este proceso ocurre a través de la sobrecarga de la red de conductos subterráneos y/o cursos de mayor porte.

**Figura 14: Tendencia típica de urbanización de una cuenca.**



**Fuente: Gestión de inundaciones Urbanas Tucci, 2006.**

Otro problema típico es la habilitación de lotes en lugares naturalmente inundables, tales como áreas próximas a canales, quebradas y cursos naturales de drenaje. En términos del escurrimiento estas zonas representan áreas de almacenamiento temporario que provocan una regulación natural de los volúmenes escurridos, implicando la reducción de los caudales picos hacia aguas abajo (atenuación de los hidrogramas). En estado natural estas áreas son ocupadas por las aguas, en promedio, a cada 2 años. Su urbanización trae aparejado dos efectos:

(a) el ingreso de las aguas, que constituía un proceso natural, se convierte en “inundación” y



(b) la reducción de las áreas de almacenamiento por efecto de la urbanización impide la atenuación de los caudales, con consecuencias indeseadas sobre los sectores de aguas abajo.

A veces las canalizaciones efectuadas en sectores de la Ciudad son la causa de problemas registrados posteriormente aguas abajo. El proceso típico asociado a la transferencia de las inundaciones de un lugar a otro de la cuenca reconoce, por lo general, tres etapas:

***Etapas 1:*** la Ciudad se desarrolla sin alteración de la capacidad natural del macro drenaje. Existe un equilibrio (convivencia) entre la Ciudad y el medio ambiente hídrico.

***Etapas 2:*** La expansión urbana se orienta hacia sectores de aguas arriba y provoca el aumento de las áreas impermeables y la ocupación de áreas inundables. Se verifican inundaciones localizadas y surgen los reclamos y presiones para la solución del problema.

***Etapas 3:*** se realizan las canalizaciones en los tramos comprometidos y se eliminan los problemas conflictivos. Las aguas escurren más rápido hacia aguas abajo, provocando el aumento de caudales y niveles sobre sectores no acondicionados para la nueva situación. En síntesis, los problemas de inundación se transfieren hacia nuevos sectores. Un efecto negativo colateral: la población pierde confianza en las soluciones técnicas encaradas.

A fin de evitar este tipo de sucesos es imprescindible que las mejoras en las condiciones de escurrimiento se realicen siempre en el sentido desde aguas abajo hacia aguas arriba.

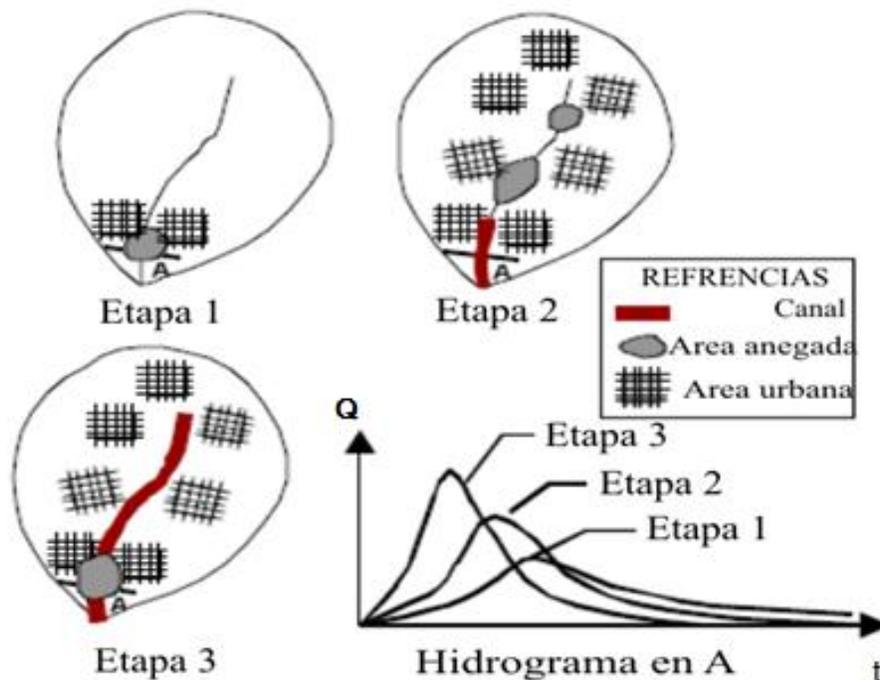


Otros problemas derivan de las interferencias entre los diversos sistemas que coexisten en el ámbito urbano. Estos conflictos han aumentado en los últimos años como resultado del incremento de las obras de infraestructura básica y complementaria. A veces se observa un cierto descuido en las soluciones, no siendo evaluadas las consecuencias hidráulicas de las alteraciones realizadas. El aspecto sobresaliente a ser contemplado en el análisis de condicionantes es que el flujo pluvial escurre por acción de la gravedad.

En síntesis, la expansión urbana desordenada conduce a:

- Ocupación no planificada del suelo a través de la proliferación de lotes ejecutados sin las condiciones técnicas adecuadas;
- Incremento significativo de áreas impermeables, directa o indirectamente conectadas a los sistemas de drenaje urbano;
- Falta de espacio para el manejo adecuado de las aguas pluviales, dificultando la construcción de canalizaciones y áreas de almacenamiento;
- Necesidad creciente de sistemas de drenaje de mayor envergadura, tanto dentro de la Ciudad como en la cuenca hidrográfica que ocupa.
- Aumento de la frecuencia con que se producen inconvenientes provocados por las lluvias.

Figura 15. Proceso típico de urbanización de una cuenca



(Fuente: *Gestión de inundaciones Urbanas Tucci, 2006*).

A su vez, estos efectos originan nuevos problemas colaterales:

- deterioro progresivo de la calidad de las aguas pluviales (inundación y desborde de pozos absorbentes; problemas de fecalismo; aumento de las conexiones clandestinas entre los sistemas pluvial y cloacal, etc.);
- aumento del arrastre (basura) y producción de sedimentos, con acumulación en los colectores principales (canales; cañadas, etc.).

Estos efectos son multiplicativos, con tendencia a generar una situación caótica. En algunas ciudades la combinación de ellos ha alcanzado niveles dramáticos, generando daños significativos sobre el patrimonio público y privado. A su vez, a cada día es más común observar que estos problemas cobran un número creciente de vidas humanas.



La literatura cita algunos valores económicos relacionados a las pérdidas provocadas por las inundaciones sobre sectores urbanos. Tucci (1994) relata que en EE.UU. los daños por inundaciones fueron estimados en cinco (5) billones de dólares. En Brasil se estimó en 7 % de todas las propiedades de Blumenau (valle del río Itajaí, Santa Catarina), el costo medio anual de crecidas en esa Ciudad. Las pérdidas previstas para una crecida con 50 años de recurrencia fueron de 250 millones de dólares.

### ***3.5.3 Impacto de la urbanización en el medio ambiente***

A medida que crecen, las Ciudades imponen un nuevo medio, edificado sobre paisajes y ecosistemas naturales. Se desbroza el terreno y con frecuencia se hacen cortes o se altera con maquinaria la forma de las colinas; los valles y marismas se llenan de rocas y materiales de desecho y por lo general, se extrae agua del subsuelo. Su desarrollo no sólo transforma las zonas que urbaniza, sino también otras mucho mayores, tal y como puede observarse en los cambios que sufre la ecología rural para responder a las necesidades Metropolitanas de agua y materias primas, bienes y servicios. Las regiones que las rodean deben satisfacer sus muchas exigencias de materiales de construcción y acumulación de residuos, resultado de la edificación, creación de carreteras, aparcamientos, industrias y otros componentes de la estructura urbana. Gran parte del impacto medioambiental del desarrollo urbano se percibe lejos de allí, al final del valle que ocupa la Ciudad, aguas abajo del río que la cruza o en el lugar donde el viento arrastra los humos. Es el resultado del transporte de residuos sólidos, la contaminación de las aguas o la lluvia ácida.

Durante las últimas cinco décadas, una parte considerable de la expansión de las ciudades de América Latina ha tenido lugar sin que se haya dado el necesario desarrollo de sus infraestructuras y servicios básicos, condición esencial para crear un entorno urbano saludable y para que se



puedan tratar adecuadamente los desechos sólidos y líquidos. También sin que existiese un marco de planificación y una normativa que limitase en lo posible los costes medioambientales, guiase el crecimiento -alejándolo de los lugares poco adecuados- y protegiese los recursos naturales importantes.

Pocos gobiernos Municipales han hecho frente adecuadamente a sus múltiples responsabilidades, entre ellas, la gestión del medio ambiente. Sin embargo, hay alguna excepción importante. Por ejemplo, algunas Ciudades como Porto Alegre, en Brasil, facilitan agua corriente a toda la población, recogida de basuras regular y servicios sanitarios suficientes. Además, esta localidad es bien conocida por haber creado un ‘presupuesto participativo’ que ha reforzado la democracia local y ha proporcionado a los ciudadanos una colaboración más directa en el establecimiento de las prioridades Municipales. La esperanza de vida en Porto Alegre es similar a la de las ciudades Europeas. Es también una de las poblaciones que más ha aumentado en la región durante los últimos 50 años, lo que demuestra que el crecimiento rápido no implica necesariamente graves problemas medioambientales.

En el otro extremo tenemos cientos de centros o distritos en el interior de las megalópolis donde sólo unos pocos tienen acceso al agua corriente y a sistemas sanitarios, alcantarillado y gestión de residuos sólidos, y donde las autoridades locales poseen escasa capacidad para gestionar los problemas medioambientales. Lo más frecuente es que los ciudadanos se alojen en viviendas de poca calidad; por ejemplo, familias enteras viven en una o dos pequeñas habitaciones de casas de vecinos, pensiones baratas o alojamientos edificados en tierras ocupadas ilegalmente o parceladas. Allí, la esperanza de vida media puede ser inferior a la de Porto Alegre en 20 ó 30 años.

## **“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**

---



Dentro de esta diversidad, todos los centros urbanos comparten algunas características obvias. Todos combinan las concentraciones de población humana (y sus casas y barrios) con una gama de actividades económicas. Todos ellos tienen un impacto en el medio ambiente local y regional relacionado con su papel de centros de producción (de bienes y servicios) y de consumo. Los problemas medioambientales están influidos en gran medida por la calidad y la capacidad de sus gobiernos. Todos requieren una autoridad que garantice un espacio adecuado para sus habitantes, infraestructuras y servicios (agua corriente canalizada, servicios sanitarios y de alcantarillado, recogida y gestión de basuras, caminos y calles, suministro eléctrico, colegios y centros de salud). La tarea de garantizar un medio ambiente de buena calidad resulta más compleja a medida que la población es mayor y crecen la escala y el ámbito de sus movimientos diarios y la proporción de su producción industrial. Los gobiernos locales también tienen que gestionar el gasto que los habitantes y las empresas hacen de los recursos y los depósitos naturales en donde se acumulan sus desperdicios: deben, por ejemplo, regular el uso de la tierra, proteger las cuencas, establecer límites a la contaminación y a la generación de desechos y residuos y determinar el modo en que éstos se pueden eliminar.

En todas las Ciudades, la gestión del medio ambiente es una tarea de gran intensidad política en la medida en que distintos intereses (entre los que se cuentan algunos muy poderosos) compiten para conseguir los emplazamientos más favorables, la propiedad o el uso de los recursos, las infraestructuras y los servicios públicos. Cuando no existe una buena administración, muchos de estos intereses contribuyen a la destrucción o la degradación de recursos fundamentales. En América Latina, la cuestión no es tanto intentar controlar la urbanización o el crecimiento de las

## **“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**

---



ciudades como desarrollar gobiernos locales más eficaces, capaces de manejarlas mejor y de hacerlo de tal modo que pueda justificarse ante los Ciudadanos.

Hay cuatro áreas que exigen especial atención: la aplicación de la legislación apropiada (incluida la relacionada con la salud medioambiental, la laboral y el control de la contaminación); la presencia de un suministro de agua adecuado, así como de un servicio de recogida de residuos sólidos y líquidos en todas las casas y barrios; la existencia de eficientes cuidados médicos que no sólo traten los efectos de enfermedades relacionadas con el medio ambiente, sino que apliquen medidas preventivas para limitar su incidencia y severidad, y la integración de la prevención y previsión de desastres en los planes urbanos y en los programas de inversión.

Buena parte de la Ciudadanía vive en tierras donde existe el riesgo de que se produzca un desastre. En esa situación se encuentran, por ejemplo, las viviendas ilegales levantadas en las inclinadas laderas propensas al corrimiento de tierras en Río de Janeiro (Brasil), La Paz (Bolivia) y Caracas (Venezuela), o en profundos barrancos (Guatemala), o en las colinas y desiertos de arena de Lima (Perú), o en terrenos proclives a las inundaciones por ríos o mareas, o situados bajo el nivel del mar, como en Guayaquil (Ecuador), Recife (Brasil), Buenos Aires y Resistencia (Argentina). Muchos de los gobiernos Municipales no han sido capaces de aplicar políticas de uso del suelo que garanticen tierras suficientes de viviendas para los grupos de bajos ingresos. Se evitaría así que las construyesen en lugares peligrosos: si éstos están ocupados es tan solo porque sus pobladores no encuentran mejor opción.

Como si la buena gestión medioambiental dentro de la Ciudad no fuera lo bastante compleja, el buen gobierno urbano debe extenderse al medio ambiente de la región circundante y también contribuir a objetivos globales como los de minimizar las emisiones de gases de efecto



invernadero y proteger la biodiversidad. Todas las urbes y poblaciones menores necesitan dotarse de una estructura gubernamental que haga frente con mayor eficacia a sus múltiples necesidades. Debe proporcionar medios para que se alcancen compromisos entre intereses en conflicto y para que las necesidades de los menos poderosos reciban atención adecuada. Debe garantizar el cuidado y mantenimiento de las funciones protectoras y productivas del ecosistema sobre el que descansa la Ciudad. Si desea salvaguardar a las generaciones futuras, debe evitar que se agoten los recursos naturales fundamentales e incluso otros menos esenciales.

### **3.6 TRATAMIENTO TÍPICO DEL PROBLEMA DE LAS INUNDACIONES URBANAS**

- Subsistemas del Drenaje Urbano

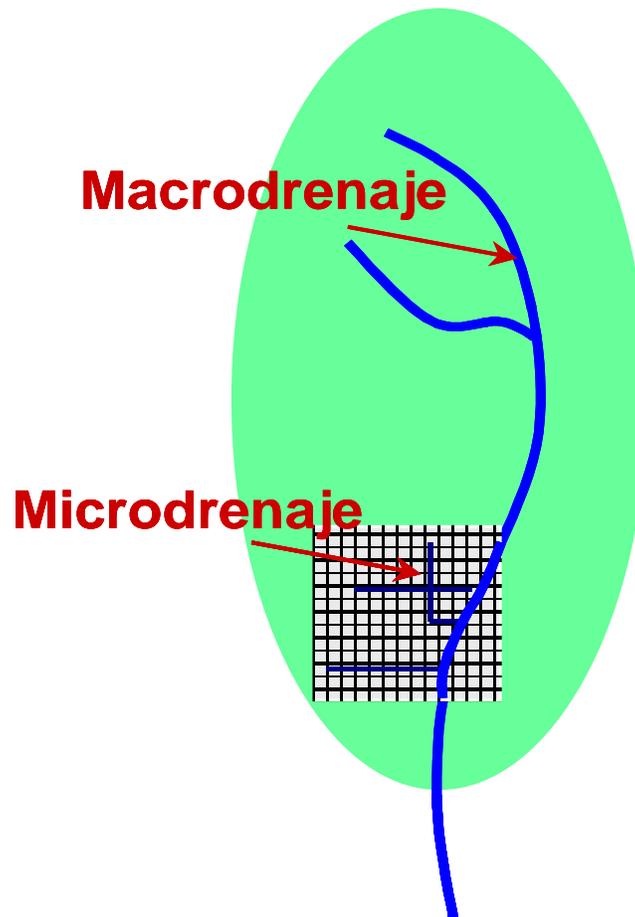
La diferenciación en el tipo de inundaciones antes indicada se corresponde con los subsistemas básicos que componen el sistema de drenaje pluvial urbano de una Ciudad.

En efecto, de acuerdo a una tendencia cada vez más marcada en la literatura especializada, para la planificación, proyecto y operación de un sistema de drenaje urbano corresponde distinguir en él dos niveles o subsistemas diferentes: el Macro y el Micro drenaje (figura 16)

**El subsistema de macro drenaje:** incluye todos los cursos del escurrimiento definidos por las depresiones topográficas naturales de la cuenca, aún siendo efímeros. Por lo general drena áreas mayores a 5 km<sup>2</sup>, dependiendo del tamaño de la Ciudad y relieve de la región. Una característica fundamental de este componente es que siempre existe, aún cuando no se ejecuten obras específicas de drenaje. A los fines del proyecto este subsistema debe ser capaz de eliminar o reducir los daños provocados por lluvias excepcionales, convenientemente entre 25 y 100 años de tiempo de recurrencia (o más).

**Los subsistema de micro drenaje:** abarca todas las obras de drenaje realizadas en áreas donde el escurrimiento natural suele no estar bien definido, siendo determinado por la ocupación del suelo. En un área urbana el subsistema de Micro drenaje típicamente incluye al trazado de las calles, los sistemas de cordón-cuneta y/o alcantarillas, las bocas de tormentas y los sistemas de conducción subterránea hasta el Macro drenaje. Este subsistema debe estar proyectado para operar sin inconvenientes ante tormentas con períodos de retorno entre 2 y 25 años, dependiendo del tipo de ocupación del sector.

**Figura 16: Subsistemas asociados al drenaje urbano.**



*(Fuente: Gestión de inundaciones Urbanas Tucci, 2006).*



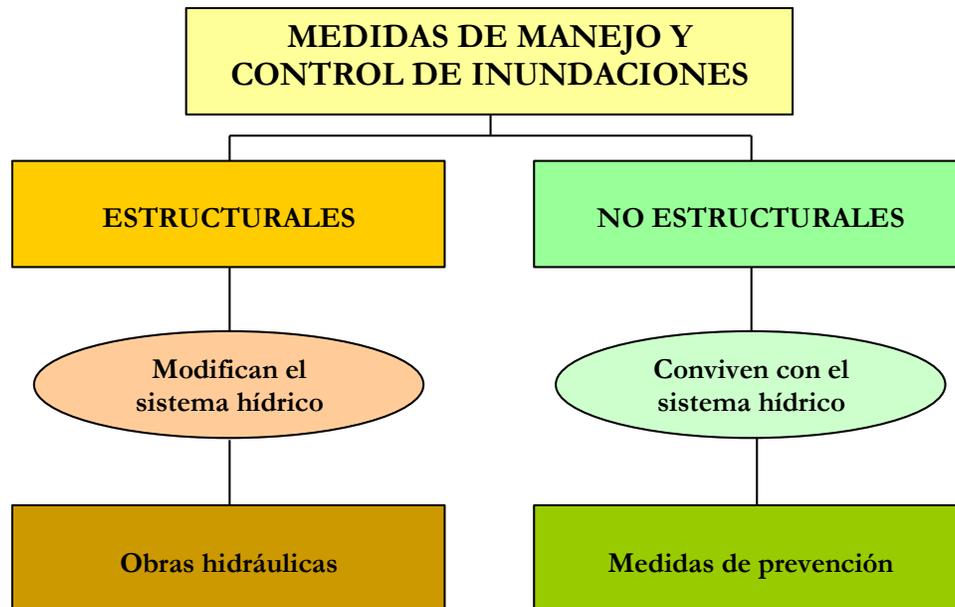
### **Medidas Estructurales y No Estructurales**

Existen dos tipos básicos de medidas consagrados por la literatura para lograr el manejo y control del drenaje pluvial urbano: estructurales y no estructurales.

- Las medidas estructurales se relacionan con la ejecución de obras hidráulicas (presas, diques laterales, canales, etc.) tanto en la cuenca hidrográfica como sobre los cursos de agua que actúan de colectores principales del sistema.
- Las medidas no estructurales son de tipo preventivo (zonificación de áreas inundables, planes de alerta y seguros contra inundaciones) y presuponen una convivencia razonable de la población con los problemas derivados de los procesos naturales. Las mismas intentan compatibilizar los costos de obras a ejecutarse con los recursos realmente disponibles.

Por lo general las medidas estructurales envuelven mayores costos en relación a las medidas no estructurales. La tendencia actual es a realizar una combinación de ambos tipos de medidas objetivando el logro de la mejor solución posible.

Figura 17. Medidas de manejo y control de inundaciones.



(Fuente: *Gestión de inundaciones Urbanas Tucci, 2006*).

**Sistemas estructurales:** de acuerdo a Simons et al. (1977), incluyen obras que objetivan:

- a) *Acelerar el escurrimiento:* a través de sistemas de conducciones subterráneas, canalizaciones, diques laterales de contención, disminución de la rugosidad, cortes de meandros, aumentos de pendiente, etc.;
- b) *Desviar el escurrimiento:* canales o conductos de desvío (alivio) para aguas máximas;
- c) *Retardar el escurrimiento:* micro embalses de retención o de retardo a nivel domiciliario, en sistemas de conductos o a nivel del macro drenaje urbano (atenuadores de crecidas);
- d) *Reducir el escurrimiento:* mediante superficies filtrantes y conductos subterráneos de drenaje que permiten una filtración controlada. Entre las superficies filtrantes se incluyen áreas parqueadas y pavimentos porosos. A excepción de las áreas con pastos, la efectividad de estas soluciones depende del grado de porosidad de las cavidades



artificiales a través del tiempo. Se ha verificado que por lo general los sedimentos obstruyen substancialmente los poros o huecos, reduciendo el pasaje de agua.

**Sistemas no estructurales:** un ejemplo es la zonificación de áreas inundables (figura 18), por la que se establecen pautas de edificación en función del riesgo de inundación de los distintos loteos. Estas pautas incluyen tipo y destino de las edificaciones permitidas, cotas mínimas, tipo de obras correctivas que deberán ser encaradas, etc. Por lo general se consideran restricciones al uso del suelo en niveles inferiores a la crecida de 100 años de tiempo de retorno o asociados a la más alta crecida registrada.

En el zonificación de la sección del río puede ser dividida en tres partes principales:

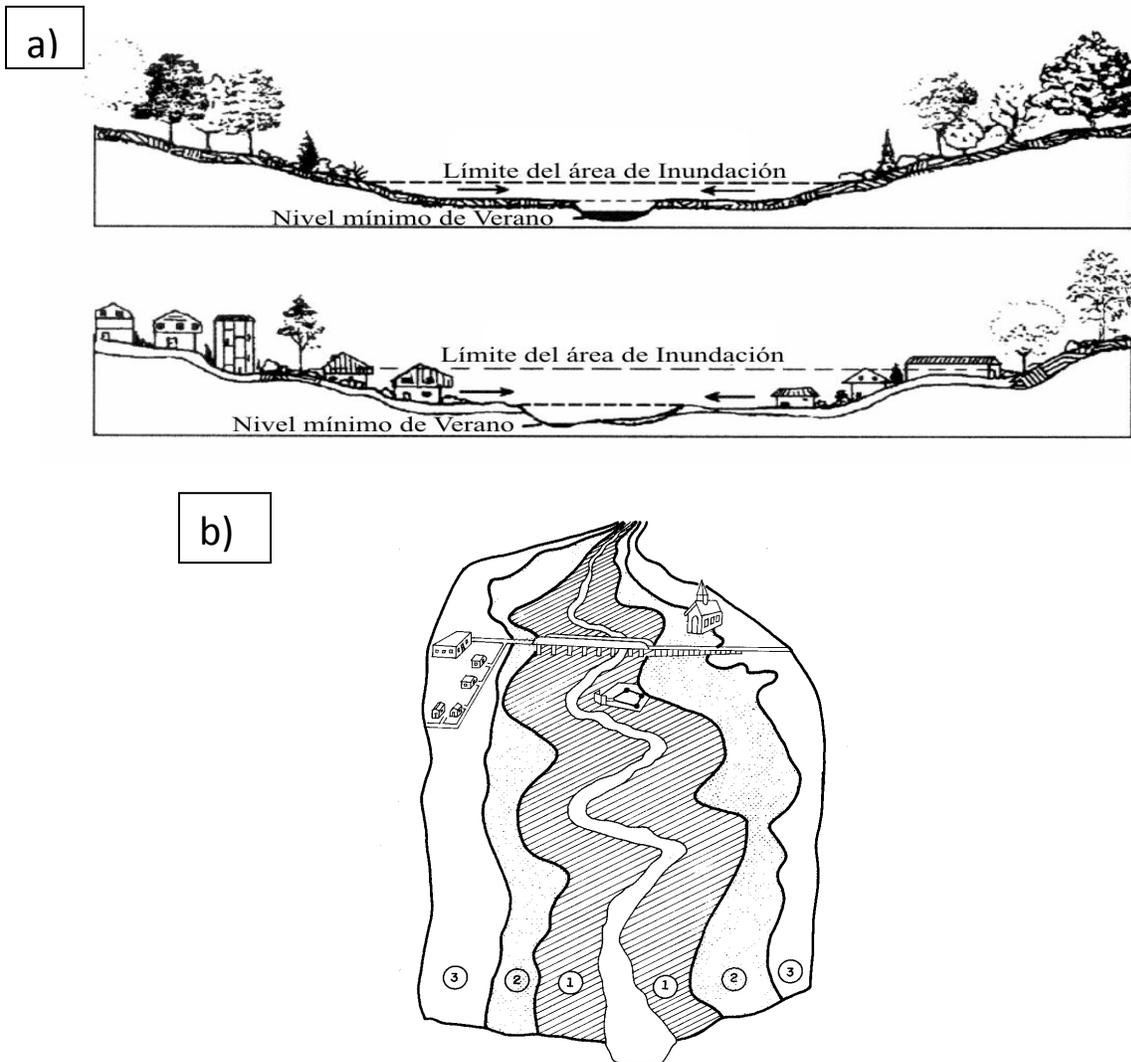
- **Zona de pasaje de las crecidas ordinarias (lecho menor):** cualquier construcción en esa área reducirá el área de escurrimiento, elevando los niveles aguas arriba de esa sección. Esta faja debe quedar totalmente desobstruida;
  
- **Zona de ocupación con restricciones:** es la faja restante de la superficie inundable que debe ser ocupada bajo estrictas restricciones de acuerdo a la reglamentación, ya que se inunda con cierta frecuencia. Debido a las pequeñas profundidades y a las bajas velocidades, la contribución de esta zona al escurrimiento puede no ser significativa;

**Zona de bajo riesgo:** es la faja que posee una pequeña probabilidad de inundar, pero que necesita una reglamentación para lograr una convivencia adecuada de la población con las crecidas, en la eventualidad de ser alcanzadas esas cotas.

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



Figura 18 (a): Niveles antes y después de la urbanización en áreas ribereñas. (b): ejemplo de zonificación de áreas inundables.



(Fuente: *Gestión de inundaciones Urbanas Tucci, 2006*).

La reglamentación a implementar depende de las características del escurrimiento, la topografía y el tipo de ocupación de cada faja. La zonificación debe ser incorporada en el Plan Director Urbano de la Ciudad. Su reglamentación se define por medio de la legislación Municipal específica o por el



Código de Edificación. Para las áreas ya ocupadas, la zonificación puede establecer un programa de transferencia de la población y/o convivencia con los eventos más frecuentes.

Los sistemas de alerta hidrológica constituyen otro tipo de medida no estructural empleada en Ciudades localizadas en áreas con riesgo de inundación generalizado. El sistema de alerta tiene la función de prevenir con antelación de corto plazo, reduciendo los prejuicios al posibilitar la evacuación de la población dentro de la anticipación disponible. El sistema de alerta es fundamental también para los eventos raros que alcanzan cotas muy altas, ya que en ellas las personas se sienten seguras.

La solución ideal debe ser definida para cada caso en función de las características del río, del beneficio de la reducción de las crecidas y de los aspectos sociales de su impacto. Para cada situación, medidas estructurales y no estructurales pueden ser combinadas para alcanzar una mejor solución. De cualquier forma, el proceso de control se inicia por reglamentar el uso del suelo urbano, a través de un plan director que contemple a las crecidas.

Tucci (2001) cita que en 1936 fue aprobada en los Estados Unidos una legislación, a nivel federal, sobre el control de crecidas. La misma identificaba la naturaleza pública de los programas de reducción de crecidas y caracterizaba la implantación de medidas físicas o estructurales como el medio para reducir los daños. Con ello se aceleró la ocupación de las áreas ribereñas inundables, lo cual resultó en el aumento de los daños ocasionados por las crecidas. En 1966, el gobierno reconoció que las medidas anteriores eran inadecuadas debido a su alto costo, y dio énfasis a las medidas no estructurales, principalmente al programa de seguros. En ese programa, toda obra



financiada por el gobierno y otras entidades particulares exige que el propietario que ocupa una zona de riesgo hídrico pague un seguro de crecidas.

Otro ejemplo de medida no estructural consiste en la definición de una política fiscal relacionada con el drenaje urbano. Aunque, no se ha arraigado en América Latina esta medida presenta cierto atractivo frente a las dificultades económicas. Algunas opciones son las siguientes:

Alteración del monto individual de la tasa Municipal destinada a obras de drenaje en función de la superficie impermeable y de los dispositivos de control de cada vecino. Dada la dificultad que este tipo de medida presupone para su implantación, un criterio puede ser el actuar exclusivamente sobre contribuyentes que usufructúen amplios sectores impermeabilizados no cubiertos, como ser playas de estacionamiento, patios de exhibiciones, etc. El aumento debería ser realizado en forma diferenciada sobre el valor básico de la tasa respectiva. La disponibilidad de dispositivos de control debería ser contemplado en un sentido contrario;

- incremento del impuesto inmobiliario Municipal sobre lotes declarados naturalmente inundables;
- aumento de los derechos de construcción e impuestos sobre las construcciones que se ejecuten en los centros de manzana de determinados sectores de la ciudad, previa zonificación de la Ciudad.

### **3.7 SISTEMA UTILIZADO PARA REGULAR Y CONTROLAR LA ESCORRENTÍA SUPERFICIAL**

Debido a lo desastroso que puede resultar para una Ciudad una insuficiente captación de las aguas lluvias mediante las redes de drenaje, se han desarrollado sistemas alternativos de captación de aguas lluvias, con el fin de prevenir o disminuir las inundaciones.



A continuación se presentan un conjunto de obras alternativas para el control de aguas pluviales urbanas, basadas en procesos de infiltración, almacenamiento y en la combinación de ambos. Entre las obras de infiltración se proponen superficies permeables, pozos y zanjas de infiltración, depósitos de infiltración, cubiertas vegetales. Entre las obra de almacenamiento están los estanques y las lagunas de retención, depósitos de detención, humedades artificiales. Como obras de transporte permeable se consideran drenes filtrantes o drenes franceses, cunetas verdes, las franjas filtrantes, las zanjas con vegetación, los canales de pasto y con vegetación para el drenaje urbano, las caídas verticales e inclinadas como disipadores de energía, los sedimentadores y las cámaras de inspección.

Dentro de los Sistemas Estructurales existen múltiples clasificaciones, atendiendo a su forma de funcionar, al tipo de sistema empleado o al lugar de aplicación. Así se tiene la siguiente clasificación:

**- Sistemas de infiltración o control en origen:**

- 1) Cubiertas Vegetales
- 2) Superficies permeables
- 3) Pozos y zanjas de infiltración
- 4) Depósitos de infiltración

**- Sistemas de transporte permeable**

- 5) Drenes filtrantes o drenes franceses
- 6) Cunetas verdes
- 7) Franjas filtrantes

**- Sistemas de tratamiento pasivo (obras de almacenamiento)**



- 8) Depósitos de detención
- 9) Estanques de retención
- 10) Humedales artificiales

**1) Cubiertas vegetadas (*Green-roofs*)**

Sistemas multicapa con cubierta vegetal que recubren tejados y terrazas de todo tipo. Están concebidas para interceptar y retener las aguas pluviales, reduciendo el volumen de escorrentía y atenuando el caudal pico. Además retienen contaminantes, actúan como capa de aislante térmico en el edificio y ayudan a compensar el efecto “isla de calor” que se produce en las Ciudades.

La inundación repentina en áreas urbanas por sobrecarga de las redes de drenaje es un problema recurrente con impactos negativos de importancia creciente. Las cubiertas vegetadas retienen parte de la lámina de agua precipitada, reduciendo el escurrimiento superficial y generando hidrogramas de escorrentía directa con caudales pico menores y más retardados. Dichas propiedades hacen que esta tecnología pueda contribuir a reducir la sobrecarga de cauces urbanos. En esta comunicación se presentan los primeros resultados (parciales) de la determinación de la eficiencia de retención hídrica (en forma indirecta a partir de la cantidad de agua percolada), en parcelas de ensayo que simulen "cubiertas naturales", con dos profundidades de sustrato y con dos situaciones respecto a la cobertura (con y sin vegetación). Los mismos muestran una tendencia positiva de las "cubiertas naturales" en la contribución a la reducción del escurrimiento, siendo mayor la retención en las parcelas vegetadas y sustrato de mayor espesor.

**Fotografía 9: Cubiertas Vegetadas**



**Fuente: Sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS)**

## **2) Superficies Permeables (Porous / Permeable Paving)**

Son Pavimentos que permiten el paso del agua a través de él, abriendo la posibilidad a que ésta se infiltre en el terreno o bien sea captada y retenida en capas sub-superficiales para su posterior reutilización o evacuación. Existen diversas tipologías, entre ellas: césped o gravas (con o sin refuerzo), bloques impermeables con juntas permeables, bloques y baldosas porosas, pavimentos continuos porosos (asfalto, hormigón, resinas, etc.).

**Fotografía 10. Superficies permeables.**

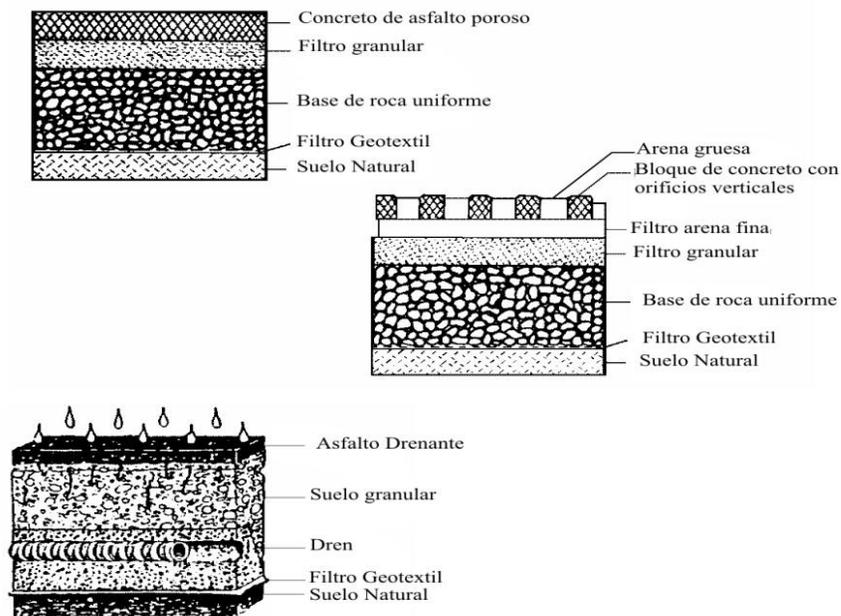


**(Fuente: *Gestion de inundaciones Urbanas Tucci, 2006*).**



**Fuente: *Sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS)***

Figura 19: Características típicas de los pavimentos permeables



(Fuente: Gestión de inundaciones Urbanas Tucci, 2006).

La superficie permeable surge a partir de un concreto de tipo permeable denominada Ecocreto que ha sido desarrollado con el propósito de ayudar a resolver de una forma muy económica y sencilla el problema del agotamiento de los mantos acuíferos. Este sistema hace posible que el agua de lluvia se infiltre al subsuelo, ayudando así a la recarga de los mantos acuíferos de las ciudades. Este material, que es similar al concreto hidráulico común, se fabrica sin materiales finos como la arena, la cual es sustituida por el aditivo Ecocreto que reacciona con el cemento, potencializándolo y provocando un rápido aumento de su resistencia durante los primeros minutos del fraguado. El resultado es una mezcla porosa, muy maleable, fácil de usar y colar, de muy alta resistencia a la compresión (más de 300 kg/cm<sup>2</sup>) y una extraordinaria resistencia a la flexión (hasta de 60 kg/cm<sup>2</sup>).



Este es un sistema desarrollado para lograr el control del agua pluvial, aclarando que el uso de pisos y pavimentos permeables es posible gracias a la aplicación de sistemas constructivos especialmente diseñados para este propósito.

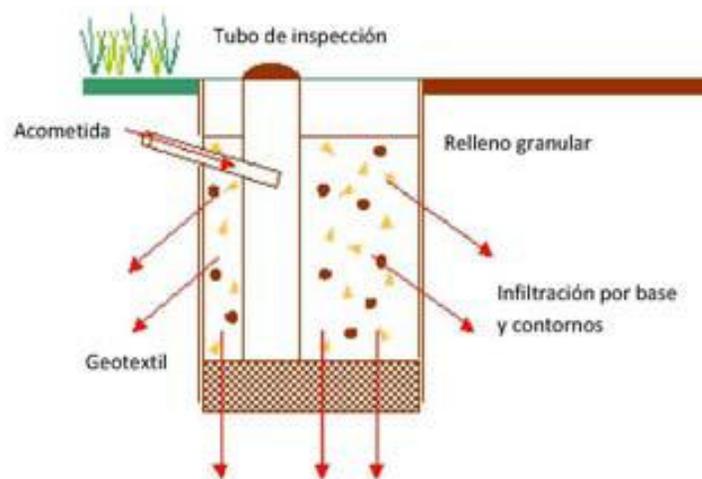
*Características:*

- Todas las superficies son 100 % permeables.
- Se eliminan los charcos lo que evita el la pérdida de control del vehículo por el conductor.
- Permite la conservación de los microclimas debido a que la filtración del agua contenida en su interior se realiza lentamente permitiendo que parte del agua se evapore y se mantenga un ambiente húmedo.
- Reduce en forma notable la temperatura de las superficies con lo cual resulta ideal en la eliminación de las “islas de calor”.
- Reduce en forma notable el ruido provocado por la circulación vehicular.
- Permite la reducción de la escorrentía superficial a causa de las precipitaciones pluviales.
- Es compatible con otros materiales usados para pavimentos con el fin de que se logren superficies permeables.
- Adquiere sus características de resistencia entre 24 y 72 horas.
- Se puede hacer en varios colores y con distintos tipos de piedra.
- Sus bases y sistemas constructivos son más baratos que los de los pisos y pavimentos tradicionales, por lo que el costo final no es más caro.

### 3) Pozos y Zanjas de Infiltración (*Soakaways&InfiltrationTrenches*)

Pozos y zanjas poco profundos (1 a 3 m) rellenos de material drenante (granular o sintético), a los que vierte esorrentía de superficies impermeables contiguas. Se conciben como estructuras de infiltración capaces de absorber totalmente la esorrentía generada por la tormenta de diseño para la que han sido diseñadas.

**Figura 20. Pozos y zanjas de infiltración.**



**Fuente: *Sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS) en la hidrogeología urbana***

#### 3ª) Pozos de infiltración

Los pozos de infiltración consisten en excavaciones normalmente cilíndricas de profundidad variable, que pueden estar rellenas o no de material y permiten filtrar el agua de lluvia directamente al suelo en espacios reducidos, reduciendo el caudal máximo, disminuyendo el volumen escurrido y recargando el manto acuífero.

**Figura 21: pozo de infiltración.**



**Fuente: [http:// hidroextrema.blogspot.com](http://hidroextrema.blogspot.com)**

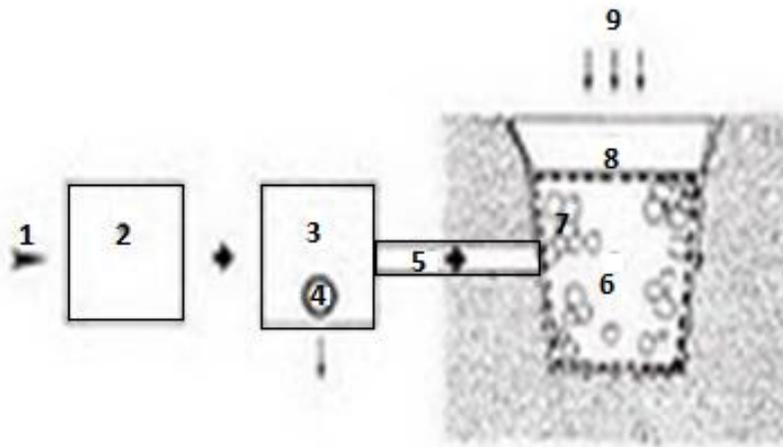
Esta técnica tiene la ventaja de poder ser aplicada en zonas donde el estrato superior del suelo es poco permeable, como ocurre en zonas urbanizadas, pero que tienen capacidades importantes de infiltración en las capas profundas del suelo

Los pozos de infiltración por lo general se ubican en pequeños espacios, abiertos o cubiertos, cerca de las superficies impermeables que drenan a ellos, para operar preferentemente con agua limpia. Es posible combinar los pozos de infiltración con otras alternativas, tales como estanques de retención, zanjas de infiltración y estanque de infiltración, lo que permite obtener la capacidad de almacenamiento suficiente y aumentar la infiltración.

Desde el punto de vista de la forma en que se evacuan el agua se denomina pozo de infiltración cuando el agua sale del pozo a través de estratos no saturados del suelo, es decir cuando la superficie de agua subterránea se ubica bajo la base del pozo, de manera q las aguas lluvias se filtran en el suelo antes de llegar al nivel del agua subterránea. Si manto acuífero se

ubica sobre el nivel del fondo del pozo, de manera q la evacuación de las aguas lluvias se realiza directamente al agua subterránea se llama pozo de inyección.

**Figura 22: Elementos principales de un pozo de infiltración**



**Fuente: [http:// hidroextrema.blogspot.com](http://hidroextrema.blogspot.com)**

1.-Alimentación, 2.- Decantador (opcional), 3.-Camara de rebase (opcional), 4.- Rebase, 5.- Tubería de conexión, 6.- Pozo, 7.- Geotextil, 8.- Cubierta, 9.- Alimentación superficial (opcional)

Además de las ventajas comunes a todas las obras de infiltración, su principal ventaja es su integración a condiciones urbanas restringidas, ya que son poco visibles, no tienen restricciones topográficas para su instalación y comprometen solo una pequeña parte del suelo, economizando terreno.

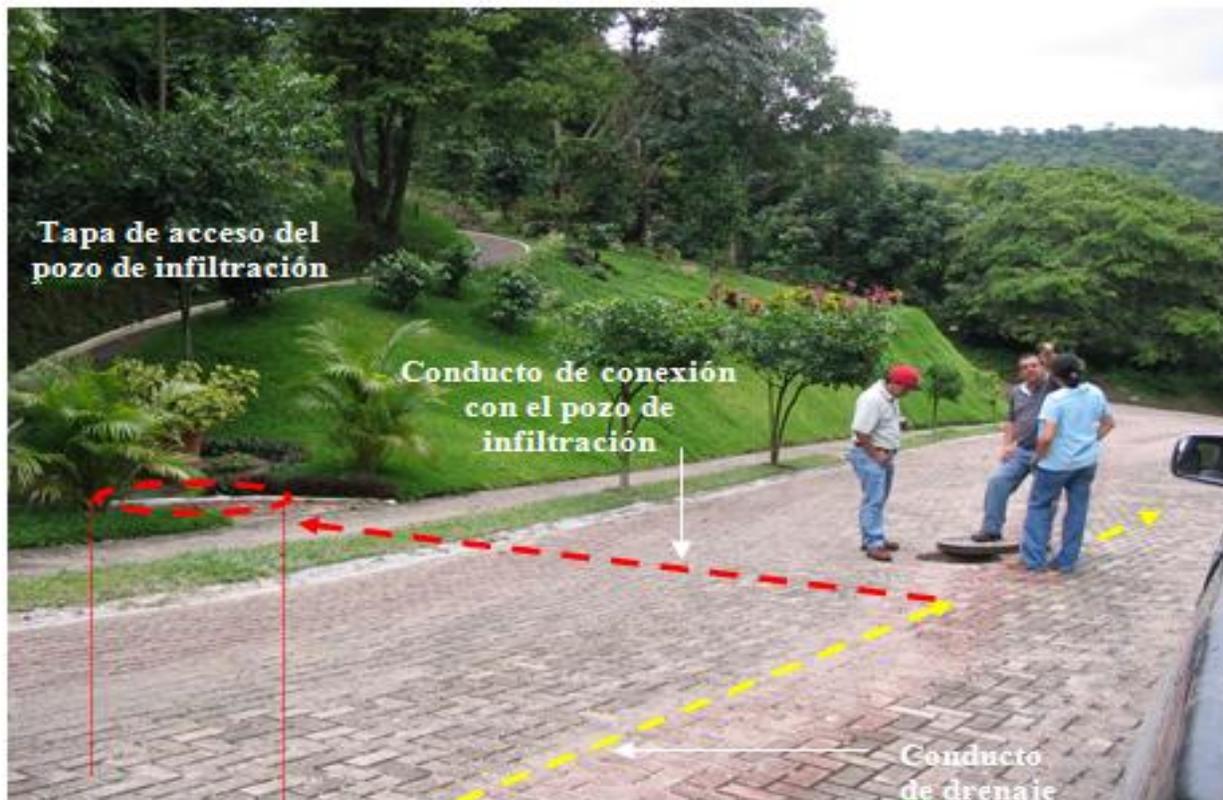
Con respecto a las desventajas la principal es la capacidad de almacenamiento reducida en comparación con otras obras. Por esto es recomendable su instalación solo en lugares en que no se puede instalar otro sistema. El almacenamiento depende del nivel del manto acuífero.

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



En mantos poco profundos limitan el uso de los pozos al disminuir su volumen de almacenamiento y reducir sus capacidades hidráulicas. Otra desventaja es que puede presentar problemas de colmatación al retener las partículas finas presentes en el agua, para lo cual se debe requerir mantenimiento durante la vida útil de la obra. Otra desventaja es el riesgo de contaminación del manto para lo cual es muy importante conocer las características de las aguas q se van a infiltrar.

**Fotografía 11: Pozo de infiltración en la urbanización Madre Selva (AMSS)**



**Fuente: Informe final de OPAMSS 2005.**

**Fotografía 12: .Tapa de acceso a pozo de infiltración en la urbanización Madre Selva, AMSS**



**Fuente: Informe final de la OPAMSS 2005.**

### **3b) Zanjas de Infiltración**

Las zanjas de infiltración son un tipo de obras alternativas de drenaje urbano, usadas para captar parcial o totalmente el escurrimiento superficial generado por una tormenta. El fin es disminuir el caudal máximo y volumen total de escorrentía, recargar el manto subterráneo y mejorar la calidad del efluente.

Son excavaciones largas y angostas, de profundidad del orden de 1 a 3 metros, las cuales deben estar cubiertas de una malla geotextil y rellenas con suelo poroso.

El funcionamiento es bien simple, primero ingresa el agua a través de la superficie o desde redes de conducto, luego ésta se almacena temporalmente en su interior para posteriormente ser evacuada a través de las paredes y fondo de la zanja mediante infiltración.

Una de las ventajas del uso de zanjas es su facilidad para integrarse a la estructura urbana, debido a que solo comprometen una franja angosta de superficie y son poco visibles. Igualmente, son obras de bajo costo y de fácil puesta en marcha.

***Fotografía 13: Zanjas de infiltración***



***Fuente: [http:// hidroextrema.blogspot.com](http://hidroextrema.blogspot.com)***

Las desventajas de este sistema pueden ser los problemas de colmatación que pudiesen presentarse, al retener las partículas finas presentes en el agua. Este inconveniente puede ser reducido si el agua de la tormenta se filtra antes de entrar a la zanja, lo que se podría lograr poniendo áreas verdes alrededor de la zanja, por ejemplo. Además, es recomendable un mantenimiento durante la vida útil de la obra.

El uso recomendado de este tipo de obras es en áreas residenciales, donde el agua lluvia tiene una baja concentración de sedimentos, aceites y residuos peligrosos con el fin de evitar la

contaminación del manto acuífero. Ejemplos de lugares de utilización son: pasajes, bandejones centrales de calles, fondos de patios, bordes de estacionamientos y lugares similares.

**Fotografía 14: Zanjas de infiltración**



**Fuente: [http:// hidroextrema.blogspot.com](http://hidroextrema.blogspot.com)**

Hay tres tipos básicos de diseño: zanjas de infiltración completa, parcial e inicial. Las de infiltración completa, se diseñan para almacenar todo el volumen de escurrimiento superficial generado por la tormenta de diseño predefinido. Las de infiltración parcial, se diseñan para que parte del volumen de escorrentía se evacúe hacia otros elementos o hacia el sistema de drenaje convencional. Las de infiltración inicial, tienen como objetivo retirar del flujo superficial, sólo la primera parte de la tormenta, con el fin de mejorar la calidad del agua.

El volumen de almacenamiento permite guardar el flujo de los primeros 10 a 15 mm de la tormenta de diseño.

El periodo de retorno de la lluvia de diseño se considera 5 años si hacia aguas abajo del lugar existe una red de drenaje desarrollada, o 10 años si la condición anterior no se cumple.

#### **4) Depósitos de Infiltración (*Infiltration Basins*)**

Depresiones del terreno vegetadas diseñadas para almacenar e infiltrar gradualmente la escorrentía generada en superficies contiguas. Se promueve así la transformación de un flujo superficial en subterráneo, consiguiendo adicionalmente la eliminación de contaminantes mediante filtración, absorción y transformaciones biológicas.

#### ***Fotografía 15. Depósitos de infiltración.***



***Fuente: sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS) .***

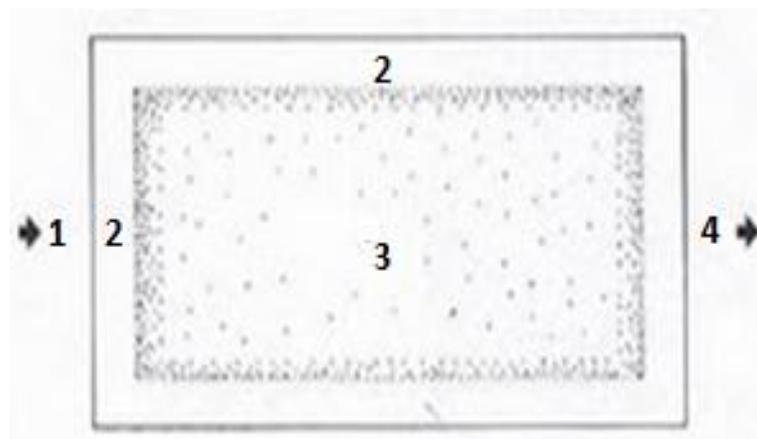
En general, los sistemas de infiltración captan el flujo superficial y permiten su infiltración en el suelo. Si estos elementos están bien diseñados y por ende funcionan correctamente, resultan ser muy efectivos en lograr reducir los caudales máximos y el volumen escurrido hacia aguas abajo.

En particular, los estanques de infiltración corresponden a pequeñas albercas de poca profundidad, ubicados en suelos permeables, que aprovechan la existencia de depresiones naturales en áreas abiertas o recreacionales, o excavados en el terreno, preferentemente en jardines y áreas verdes. Precisamente una característica bastante importante de estos sistemas es que habitualmente, el terreno ocupado por el estanque es empleado con otros fines entre los eventos lluviosos, o queda como un espacio abierto.

En general se trata de obras más bien modestas en cuanto a dimensiones y su efectividad se pone en evidencia si se emplean de manera masiva en un sector, evitándose el uso de grandes estanques para infiltrar el agua que escurre desde una gran zona impermeable.

Los estanques de infiltración pueden lograr los cinco objetivos básicos que se persiguen con las técnicas alternativas de drenaje urbano: disminuyen el caudal máximo, disminuyen el volumen escurrido, permiten otros usos alternativos, recargan el manto acuífero ay mejoran la calidad del afluente.

**Figura 23: Disposición de los elementos de un estanque de infiltración**



**1.- Alimentación, 2.- Bordes o muros laterales, 3.- Fondo permeable, 4.- rebase**

**Fuente: [http:// hidroextrema.blogspot.com](http://hidroextrema.blogspot.com)**

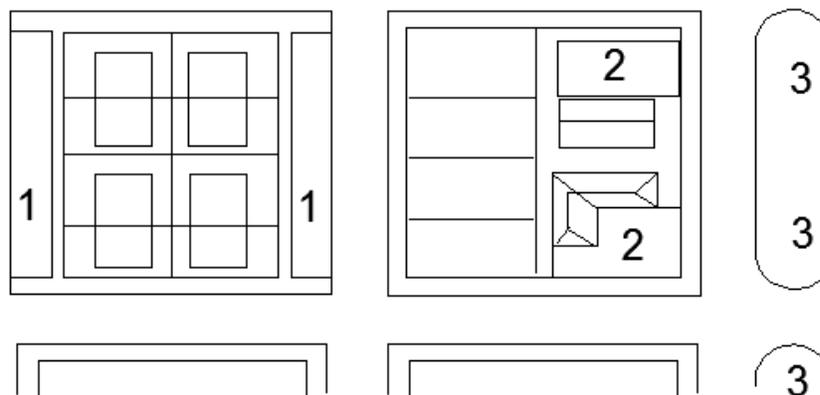


**Ventajas y desventajas**

Una de las principales ventajas que presentan estos sistemas es que permiten reducir el caudal máximo del escurrimiento superficial y el volumen de aguas lluvia que llega a las redes de drenaje y en consecuencia disminuye el riesgo de inundación hacia aguas abajo. Esto deriva en una disminución de los costos, ya que se pueden reducir partes de las redes de colectores aguas abajo de la zona drenada.

Entre las desventajas se pueden mencionar que bajo ciertas circunstancias el agua puede quedar retenida por extensos periodos de tiempo, la capacidad del estanque puede fallar por el ascenso del agua subterránea y se podría ocasionar la contaminación de esta misma.

**Figura 24: Uso de estanques de infiltración en una urbanización**



1.- Antejardines, 2.- Patios y Jardines, 3.- Bandejes

**Fuente: [http:// hidroextrema.blogspot.com](http://hidroextrema.blogspot.com)**

Los depósitos de infiltración son sistemas diseñados con el objetivo de recuperar la capacidad de infiltración de la superficie que ocupan al mismo tiempo que actúan como filtro. Esta técnica garantiza el control en origen de grandes tormentas antes de producir escorrentía



superficial y hacen frente a la contaminación arrastrada por el primer lavado procedente de las zonas impermeables adyacentes.

En la etapa de diseño debe tenerse en cuenta el tipo de terreno sobre el que se está trabajando, su tasa de infiltración debe ser adecuada y el nivel freático no debe verse afectado por la excavación. Además, no se pueden construir estos sistemas a menos de 5 metros de un edificio o una carretera para no afectar las cimentaciones (como norma general).

Un depósito de infiltración es un tipo de sistema que se utiliza para gestionar las aguas pluviales de escorrentía, evitar inundaciones aguas abajo, evitar la erosión y mejorar la calidad del agua en un lado del río, arroyo, lago o bahía. Se trata esencialmente de un estanque poco profundo artificial que está diseñado para infiltrarse en las aguas pluviales, aunque los suelos permeables al agua subterráneo del acuífero. Las cuencas de infiltración no descargan a un cuerpo de agua superficial en las condiciones más severas, sino que están diseñados con las estructuras de desbordamiento (tuberías) que operan en condiciones de inundación.

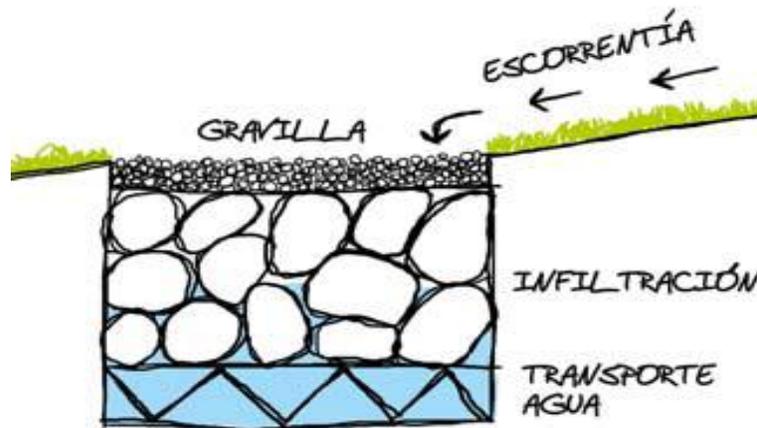
Se distingue de una cuenca de retención, a veces llamado un estanque seco, en que está diseñado para la descarga a un cuerpo de agua río abajo (aunque dicho sea de paso pueden infiltrarse en algunas de sus volúmenes de agua subterránea) y de una cuenca de retención, que está diseñado para incluir una reserva permanente de agua.

#### **5) Drenes Filtrantes o Franceses (*Filter Drains*)**

Zanjas poco profundas rellenas de material filtrante (granular o sintético), con o sin conducto inferior de transporte, concebidas para captar y filtrar la escorrentía de superficies

impermeables contiguas con el fin de transportarlas hacia aguas abajo. Además pueden permitir la infiltración y la laminación de los volúmenes de escorrentía.

**Figura 25: Drenes filtrantes.**



**Fuente: sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS).**

**Fotografía 16: Áreas perimetrales empleadas en los estacionamientos al aire libre de Francia**



**Fuente: Gestión de inundaciones Urbanas Tucci 2006.**

Los drenes filtrantes están constituidos por un volumen de relleno permeable que permiten la filtración del agua que lo atraviesa, permitiendo el transporte o almacenamiento temporal de la misma. Este sistema es muy similar a la zanja de infiltración, pero su misión en este caso no es la de infiltrar el agua, sino la de transportarla a otro sistema. Al igual que las zanjas, los drenes pueden contar con diferentes tipos de superficie, según el acabado que se pretenda dar a la zona urbana, permitiendo obtener un aspecto estético agradable gracias a la continuidad que presenta.

#### **6) Cunetas Verdes (*Swales*)**

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

#### ***Fotografía 17: Cunetas verdes.***



***Fuente: Sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS).***

Son canales vegetados con hierba, que conducen el agua de escorrentía desde las superficies de drenaje a un sistema de almacenaje o una conexión con el alcantarillado.

**Fotografía 18: Cuneta verde (Lyon, Francia)**



**Fuente: Sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS).**

Una cuneta verde es una zona baja de la tierra, especialmente una que está húmeda o pantanosa. El término puede referirse a una característica del paisaje natural o una creada por el hombre. Las cunetas verdes son a menudo diseñadas para gestionar el agua de escorrentía, filtro de contaminantes, el agua de lluvia y aumentar la infiltración.

El concepto de canal de drenaje también se ha popularizado como una recogida de aguas pluviales y conservación de los suelos. En este contexto, se refiere generalmente a una zanja de captación de agua en el contorno.

**Fotografía 19: Cuneta verde**



**Fuente: <http://wikipedia.com>**

Están diseñados para reducir y capturar la escorrentía mediante la difusión en forma horizontal a través del paisaje (a lo largo de una elevación de la curva de nivel), facilitando la infiltración de la escorrentía en el suelo. Este tipo de canal de drenaje se crea por la excavación de una zanja en el contorno y la acumulación de la sujeción en la parte descendente de la zanja para crear una berma. En los climas áridos, las vegetaciones (existentes o plantadas) a lo largo del canal de drenaje se pueden beneficiar de la concentración de la escorrentía.

#### **7) Franjas Filtrantes (*FilterStrips*)**

Franjas de suelos vegetados, anchos y con poca pendiente, localizadas entre una superficie dura y el medio receptor de la escorrentía (curso de agua o sistema de captación, tratamiento, y/o evacuación o infiltración). Propician la sedimentación de las partículas y contaminantes arrastrados por el agua, así como la infiltración y disminución de la escorrentía.

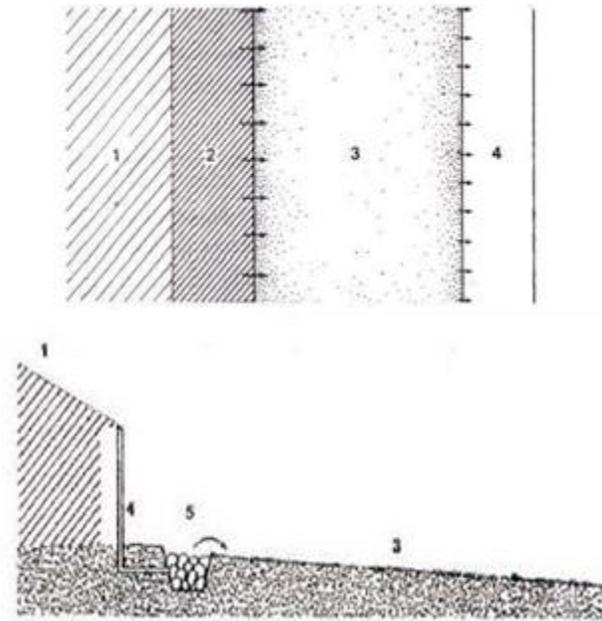
**Fotografía 20: Franjas filtrantes.**



**Fuente: *Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS).***

La implementación de obras alternativas de reducción de aguas lluvia no puede ser llevada a cabo desde cero, debe haber una transición entre estas obras y los sistemas tradicionales de evacuación de aguas lluvias. Para llevar a cabo esto existe un sistema de transición denominado "franjas filtrantes". Estas franjas consisten en porciones de vegetación o gravilla entre la superficie impermeable y el sistema de evacuación de aguas lluvias. La franja tiene como función crear un flujo suave y uniforme en forma de lámina, retener sedimentos o contaminantes y además infiltrar y reducir en cierto grado la escorrentía. El diseño básico de una franja filtrante se detalla a continuación:

Figura 26: Diseño de Franjas Filtrante



Fuente: <http://hidroextrema.blogspot.com>

Figuras 26 a y 26 b– Detalle de una franja filtrante. El item 1 representa el área impermeable, 2 y 5 son los respectivos repartidores de flujo (los cuales distribuyen el flujo en forma de lámina uniforme) y 3 es la franja filtrante en sí, 4 el sistema de evacuación de aguas lluvias (nótese la diferencia entre la primera figura y la segunda, el orden del sistema de evacuación es distinto).

Las ventajas de implementar una franja filtrante son su relativo bajo costo e impacto físico, la posibilidad de que estas filtren contaminantes y retengan sedimentos, el hecho de que reducen la escorrentía al infiltrar parte de ésta y además reducen la erosión en el sistema de evacuación de aguas lluvias alternativo (como por ejemplo un jardín de lluvia) ya que reducen la energía del flujo.



La desventaja de una franja filtrante es que no se puede implementar en cualquier parte, ya que pendientes muy fuertes o zonas muy transitadas por peatones o vehículos reducen la eficacia de la franja. Además la franja necesita de un espacio mínimo para su desarrollo, de un 20% del largo de la zona impermeable con un mínimo de 2.5 m. Soporta un caudal máximo de 4.5 l/s por metro lineal, pero se podrían tener variaciones dependiendo de la tasa de infiltración del suelo y de las características del material de la franja. Este debe ser un pasto denso uniforme que permita retener contaminantes, pero se pueden plantar plantas y árboles que no alteren de manera significativa el flujo en forma de lámina sobre la franja.

Se recomienda implementar las franjas filtrantes en conjunto con otras obras de evacuación de aguas lluvias y no como una solución, ya que no soportan caudales muy altos pero sí sirven para mejorar la eficiencia de los sistemas primarios.

Para favorecer la infiltración requieren de un flujo parejo y de poca altura sobre toda la superficie. Las Franjas Filtrantes están diseñadas para hacer escurrir el agua en forma de flujo superficial como lámina continua, desde un extremo del plano hacia el extremo más bajo y no de manera concentrada como ocurre con las canalizaciones (zanjas, soleras, canaletas, etc.). Siempre que se produzca un flujo concentrado, este debe ser distribuido uniformemente a lo ancho de la Franja Filtrante mediante una franja de pavimento poroso u otra estructura que asegure un flujo en forma de lámina. Estas franjas de pasto pueden combinarse con veredas, estacionamientos o bermas adyacentes a zanjas de evacuación. Las franjas filtrantes pueden tener repartidas dentro de ellas arbustos y árboles que absorben nutrientes y dan sombra. En climas semiáridos es fundamental el riego, pues se necesita mantener un pasto denso y saludable. Estas franjas no son otra cosa que una forma de organizar los jardines y áreas



verdes pequeñas de manera de favorecer el escurrimiento uniforme en láminas y promover la infiltración de las aguas lluvias en el lugar.

Las Franjas Filtrantes se pueden usar en áreas comerciales y residenciales, incorporándolas a la planificación del drenaje de terrenos, calles y barrios, como un elemento de desconexión de áreas impermeables. Debido a que su efectividad depende de que el flujo escurra como una lámina uniforme y de poca altura sobre la superficie de la franja, es que se debe limitar el tamaño del área aportante y por lo tanto el volumen asociado. Los flujos pueden ser aplicados a las Franjas Filtrantes directamente desde superficies impermeables, como estacionamientos, calles, pasajes y veredas o techos de edificios, entregando el caudal en forma pareja mediante algún elemento de distribución con un umbral horizontal en el extremo más alto del plano. Las Franjas Filtrantes si se emplean profusamente en una zona son eficaces en reducir el volumen de escurrimiento de tormentas pequeñas.

### **8) Depósitos de Detención (*DetentionBasins*)**

#### ***En Superficie***

Depósitos superficiales diseñados para almacenar temporalmente los volúmenes de escorrentía generados aguas arriba, laminando los caudales punta. Favorecen la sedimentación y con ello la reducción de la contaminación. Pueden emplazarse en “zonas muertas” o ser compaginados con otros usos, como los recreacionales, en parques e instalaciones deportivas.

**Fotografía 21: Depósitos de detención en superficie.**



**Fuente: Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS).**

Un depósito de detención es una estructura artificial de control de caudal que se utiliza para contener aguas pluviales y aguas residuales durante un periodo de tiempo limitado. El depósito de detención se puede incorporar en el sistema de red de alcantarillado en la planta de tratamiento de aguas residuales o en fábricas.

Un depósito de detención en la red de alcantarillado se utiliza para equilibrar los picos de caudal que sufra el sistema. Esto ayuda a evitar los desbordamientos del recipiente, protegiendo las zonas que se encuentren aguas abajo. También sirve para prevenir sobrecargas hidráulicas de alcantarillas y plantas de tratamiento de aguas residuales.

En la planta de tratamiento de aguas residuales, la concavidad de detención se utiliza para equilibrar las fluctuaciones en los caudales entrantes de aguas residuales con el fin de

garantizar un caudal homogéneo hacia los tanques de proceso existentes en la planta. Este sistema es necesario para que los procesos de tratamiento funcionen de una manera óptima, para mantener los requisitos de descarga y para evitar amontonamientos de lodos.

Los depósitos de detención en fábricas (conocidos con mayor frecuencia como depósitos de compensación) también se utilizan para suavizar los picos del caudal. Adicionalmente, se utilizan para estabilizar los volúmenes de agua de proceso en relación con las sustancias químicas o el pH antes de descargar el agua en el sistema de alcantarillado.

### ***Enterrados***

Cuando no se dispone de terrenos en superficie, o en los casos en que las condiciones del entorno no recomiendan una infraestructura a cielo abierto, estos depósitos se construyen en el subsuelo. Se fabrican con materiales diversos, siendo los de hormigón armado y los de materiales plásticos los más habituales.

### ***Fotografía 22: Depósito de detención enterrado.***



***Fuente: Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS).***

**9) Estanques de Retención (*RetentionPonds*)**

**Fotografía 23: Estanque de retención.**



**Fuente: Informe Final de OPAMSS 2005.**

**Descripción.** Los estanques de retención se diseñan de manera que se vacíen totalmente después de un periodo relativamente corto una vez que pasa la tormenta y por lo tanto la mayor parte del tiempo se encuentran vacíos o secos. Se trata de una adaptación de los embalses de control de crecidas, con elementos que permiten su empleo en zonas urbanas. Estos estanques se consideran del tipo secos ya que en general, no tienen una zona permanentemente llena de agua y si la tienen, es de tamaño reducido. El objetivo fundamental de estos estanques es reducir los caudales máximos hacia aguas abajo.

Se supone que si bien eventualmente pueden capturar cantidades significativas de sedimentos, estos deben ser retirados posteriormente a su decantación de manera de mantener habilitado el volumen de retención de diseño y poder emplear la mayor parte de la superficie del estanque con otros fines durante el periodo entre tormentas. Desde el punto de vista público son también importantes estos fines secundarios, de manera que en el diseño es



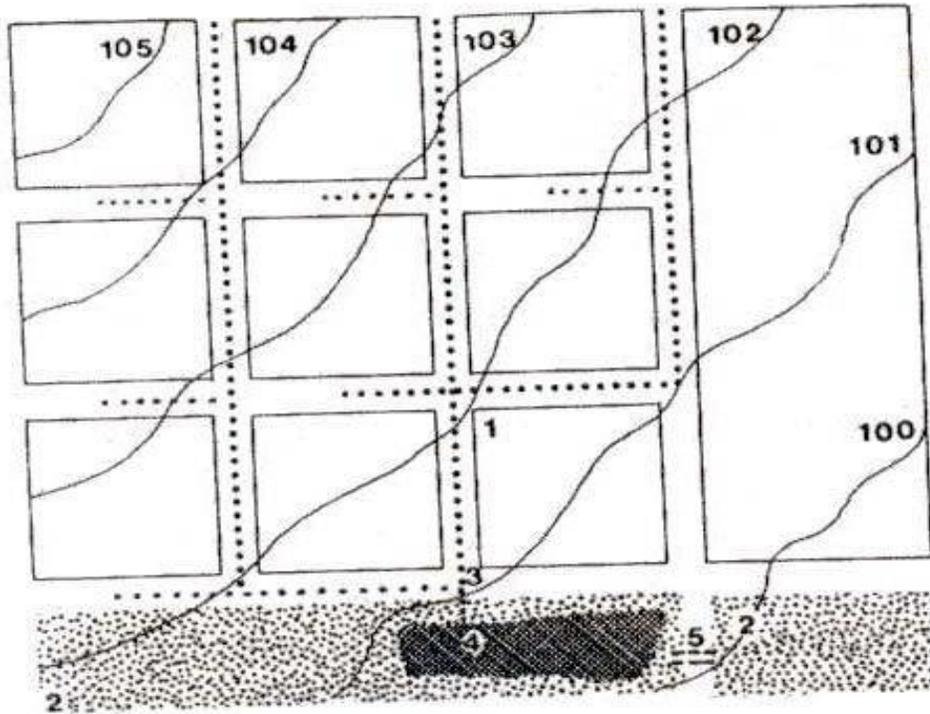
indispensable prestar especial atención a los elementos relacionados con el paisajismo y los otros usos. Son alimentados de aguas lluvias que han escurrido por techos, calles, estacionamientos, conjuntos residenciales, áreas comerciales e incluso áreas industriales. Pueden ser empleados como parte o en conjunto con otras obras alternativas de control de aguas lluvias en zonas urbanas.

Frente a los cinco objetivos básicos propuestos para las obras alternativas de drenaje urbano el comportamiento de los estanques de retención es el siguiente:

- Disminuyen el caudal máximo
- Disminuyen el volumen escurrido
- Permiten otros usos alternativos
- Recargan el manto de agua subterránea
- Mejoran la calidad del afluente

El principal efecto corresponde a la regulación de la crecida que se traduce en una disminución del caudal máximo a la salida del estanque en comparación con el que llega a él, lo que se logra colocando el estanque de retención a la salida de una urbanización, como se ilustra gráficamente en la figura que a continuación se presenta:

**Figura 27: Estanque de retención en una urbanización**

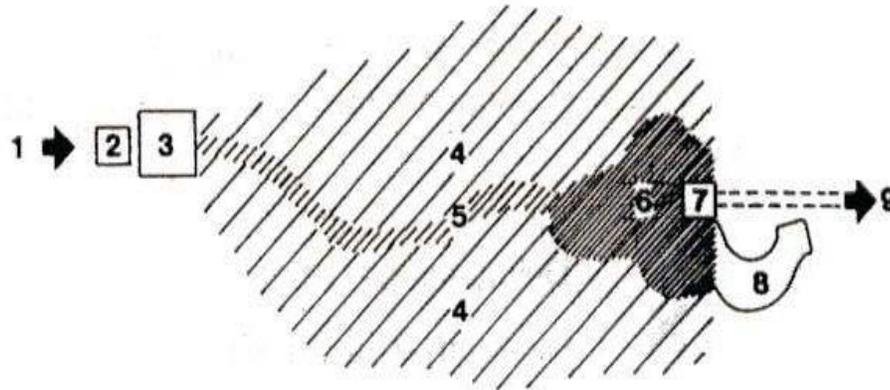


**Fuente: técnicas alternativas para soluciones de aguas lluvias en sectores urbanos (Guía de diseño 1996)**

- 1- Manzanas de la zona urbanizada, 2.- Área verde, 3.- Red interior de drenaje (opcional), 4.- Estanque de retención, 5.- Conexión a la red general de drenaje.

Estos estanques están formados por una serie de elementos básicos cuya disposición general se ilustra en la Figura.

Figura 28: Esquema de los elementos principales de un estanque de regulación



1.- Entrada, 2.- Disipador de energía (opcional), 3.- Sedimentador (opcional), 4.- Zona compatible con otros usos, 5.- Canal de flujos bajos, 6.- Zona inferior, 7.- Obra de descarga, 8.- Vertedero de seguridad, 9.- Conexión a red de drenaje.

Fuente: técnicas alternativas para soluciones de aguas lluvias en sectores urbanos (Guía de diseño 1996).

Fotografía 24: Estanques de retención en el AMSS



Fuente: Informe Final de OPAMSS 2005.

***Fotografía 25: Estanque de retención como parque a lo largo de una Calle, Fort Collins, USA.***



***Fuente: Fuente: Informe Final de OPAMSS 2005.***

***Fotografía 26: Estanque de retención de un sólo nivel en Fort Collins, Colorado, EE.UU.***



***Fuente: Fuente: Informe Final de OPAMSS 2005.***



**Ventajas e inconvenientes.** Además de reducir los caudales máximos y de mejorar la calidad de los efluentes, pueden diseñarse de manera de proporcionar beneficios adicionales por otros usos. Entre ellos se puede considerar el aprovechamiento de espacios abiertos para recreación y paisajismo.

Como una ventaja adicional al control de crecidas la retención del agua lluvia durante tiempos prolongados en el estanque, del orden de 12 a 36 horas, puede tener efectos deseables en la calidad del afluente, debido a que la remoción de sólidos suspendidos y metales puede ser de moderada a alta, mientras la remoción de nutrientes es de moderada a baja. Si en el diseño se considera una pequeña zona con una laguna permanente se hace más eficiente la remoción de contaminantes solubles, así como también si se considera una canalización para flujos menores. El principal actor para controlar la remoción de contaminantes es el tiempo de vaciamiento proporcionado por el diseño de los elementos de evacuación. Metales, grasas, aceites y algunos nutrientes, tienen afinidad por los sedimentos suspendidos de manera que son removidos parcialmente por sedimentación.

Debido a que son diseñados para vaciarse lentamente, sus fondos y las partes más bajas son inundados frecuentemente y por periodos de tiempo relativamente prolongados, dependiendo de la frecuencia de lluvias en el lugar. En estas zonas frecuentemente inundadas los pastos tienden a morirse, prevaleciendo especies que pueden sobrevivir a estas condiciones. Adicionalmente el fondo es el depósito de todos los sedimentos que precipitan en el estanque. Como resultado el fondo puede estar barroso y presentar apariencias indeseadas. Para reducir estos inconvenientes y mejorar la capacidad del estanque para otros usos, como recreación pasiva, se sugiere considerar un sector reducido más profundo, o poner

este tipo de estanques aguas abajo de una laguna de retención, en la cual la sedimentación ocurre al interior de la zona permanentemente con agua.

#### **10) Humedales (*Wetlands*)**

Similares a los anteriores pero de menor profundidad y con mayor densidad de vegetación emergente, aportan un gran potencial ecológico, estético, educacional y recreativo.

#### ***Fotografía 26: Humedal.***



***Fuente: Fuente: Informe Final de OPAMSS 2005.***

Los humedales artificiales se definen como un área de tierra cubierta de vegetación que puede estar ocasional o permanentemente llena de agua con distintas profundidades. Los humedales, tanto los naturales como artificiales, son hábitat de una gran diversidad de plantas y animales. Comprenden estanques y lagos poco profundos en combinación con zonas pantanosas cubiertas, casi en su totalidad, por vegetación acuática.

Este último sistema es la alternativa natural a las depuradoras artificiales encargadas actualmente del tratamiento de las aguas de lluvia.



El carácter distintivo de los humedales está en la escasa profundidad del nivel freático, con la consecuente alteración del régimen del suelo. La vegetación específicamente adaptada a estas condiciones se denomina hidrófita, cuando se ubica sobre zonas inundadas de agua; y freatofita cuando estas zonas se ubican sobre zonas de agua oculta (criptohumedales); en estos casos se reemplaza a las especies terrestres normales. Las peculiaridades del entorno hacen que la fauna presente sea por lo general endémica y netamente diferenciada de las zonas adyacentes; grandes familias de aves y reptiles están únicamente adaptadas a entornos de este tipo.

La función principal del humedal, aparte de ser un gran ecosistema y un importante hábitat para muchos seres vivos, es que actúan como filtradores naturales de agua, esto se debe a que sus plantas hidrófitas, gracias a sus tejidos, almacenan y liberan agua, y de esta forma hacen un proceso de filtración. Antiguamente los humedales eran drenados por ser considerados una simple inundación de los terrenos, pero hoy en día se sabe que los humedales representan un gran ecosistema y se los valora más.

Nótese que ciertos roles de las tierras húmedas poseen importancia institucional. Por ejemplo, los peces no reconocen las fronteras nacionales y son capaces de migrar largas distancias. Consecuentemente, la destrucción o degradación de las tierras húmedas en un país puede tener impactos directos sobre los recursos biológicos de otros.

A pesar de su importancia, las tierras húmedas en todo el mundo se encuentran amenazadas. Estos peligros provienen de la conversión intensiva a la agricultura o acuicultura, desarrollo industrial, cambios hidrológicos artificiales o degradación por medio de la explotación excesiva. Siendo este uno de los temas más importantes de cara a su futura conservación.

# CAPITULO IV

“ESTUDIO

HIDROGEOLOGICO”



#### 4.0 ESTUDIO HIDROGEOLÓGICO DE LA ZONA DE ESTUDIO.

##### 4.1 Descripción de la zona de estudio:

La urbanización Ciudad Pacifica tiene sus inicios en el año de 1994 con la construcción de la primera etapa, con el paso de los años ha ido creciendo hasta constar actualmente con cuatro etapas incluyendo una residencial que está actualmente en construcción. Esta colonia ha seguido ampliándose , hasta sobrepasar la cota 200 que según el Plan Maestro de Desarrollo Urbano está catalogado como reserva ecológica o zona de recarga hídrica. La Colonia Ciudad Pacífica anteriormente era una hacienda donde se cultivaba algodón y se toma como la mayor área de recarga de los mantos acuíferos que abastecen a la Ciudad de San Miguel ya que las propiedades del suelo permiten la infiltración del agua.

**Tabla 7: Datos actuales de casas habitadas en Colonia Ciudad Pacifica**

| DATOS ACTUALES DE CASAS HABITADAS |                  |  |
|-----------------------------------|------------------|--|
| ETAPAS                            | CASAS POR ETAPAS | NUMERO APROX. DE HABITANTES POR ETAPAS |
| Etapa 1                           | 1015             | 4060                                   |
| Etapa 2                           | 1486             | 5944                                   |
| Etapa 3                           | 1590             | 6360                                   |
| Etapa 4                           | 1099             | 4396                                   |
| TOTAL                             | 5190             | 20760                                  |

**Fuente: Consorcio del Pacifico**

**Fotografía 28: Fotografía satelital de la zona de estudio en las que se observan todas las etapas de la urbanización.**



**Fuente: Google Earth (Versión Pública)**

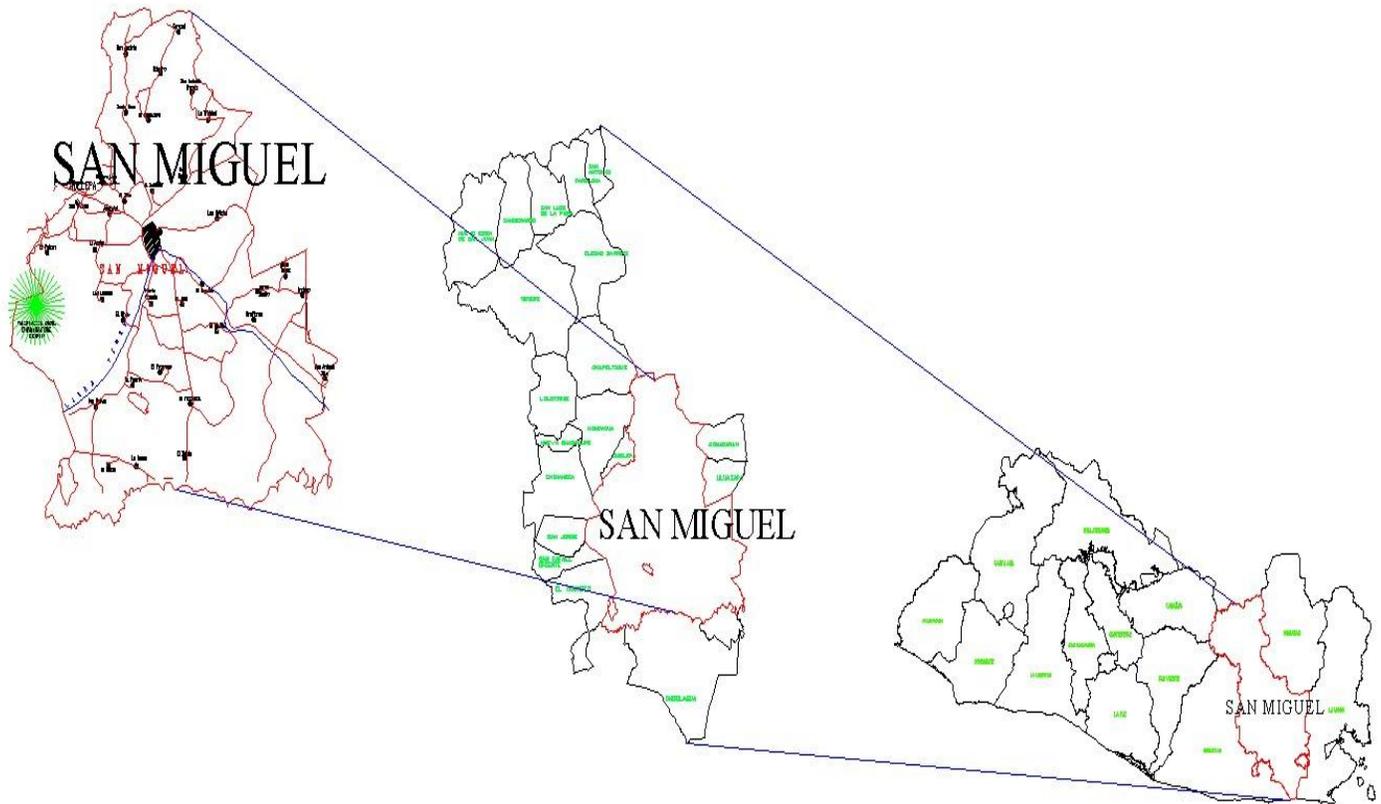
#### **4.2 Ubicación de la zona de estudio:**

La Ciudad Pacífica se encuentra ubicada a 2.5 Km al Nor- Poniente del casco urbano de la Ciudad de San Miguel, sobre la prolongación de la 8ª calle Poniente, sus linderos: al Norte colinda con el Cantón Jalacatal, al Sur con el Caserío el Amate y al Oriente con el Caserío el niño y al Poniente con el volcán Chaparrastique de San Miguel.

# “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



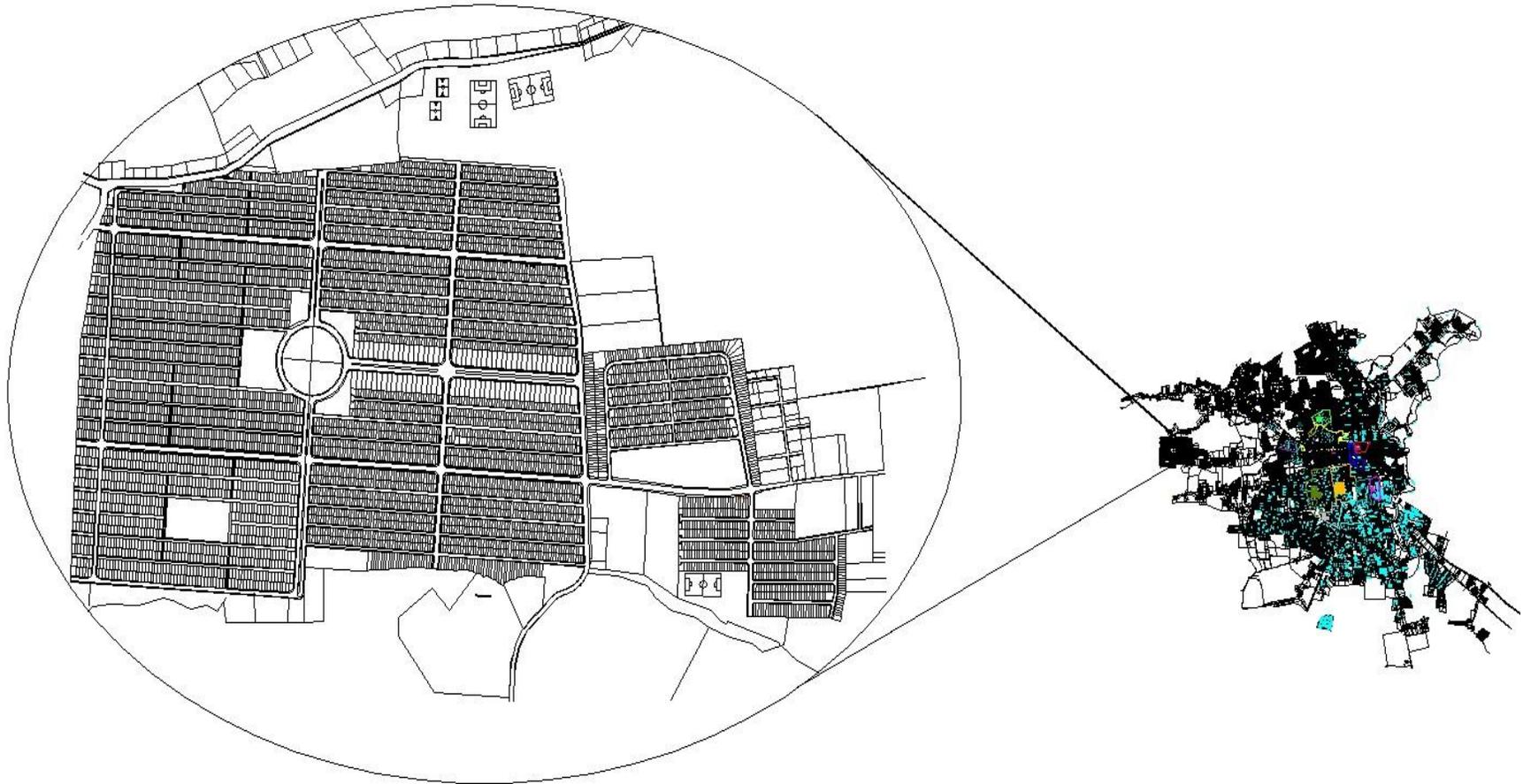
**Mapa 9: Localización geográfica de la Ciudad de San Miguel, Macrolocalización.**



**Fuente: Mapas Departamentales y Municipales de El Salvador**



**Mapa 10: localización geográfica de la zona de estudio Microlocalización**



**Fuente: Mapas Departamentales y Municipales de El Salvador**

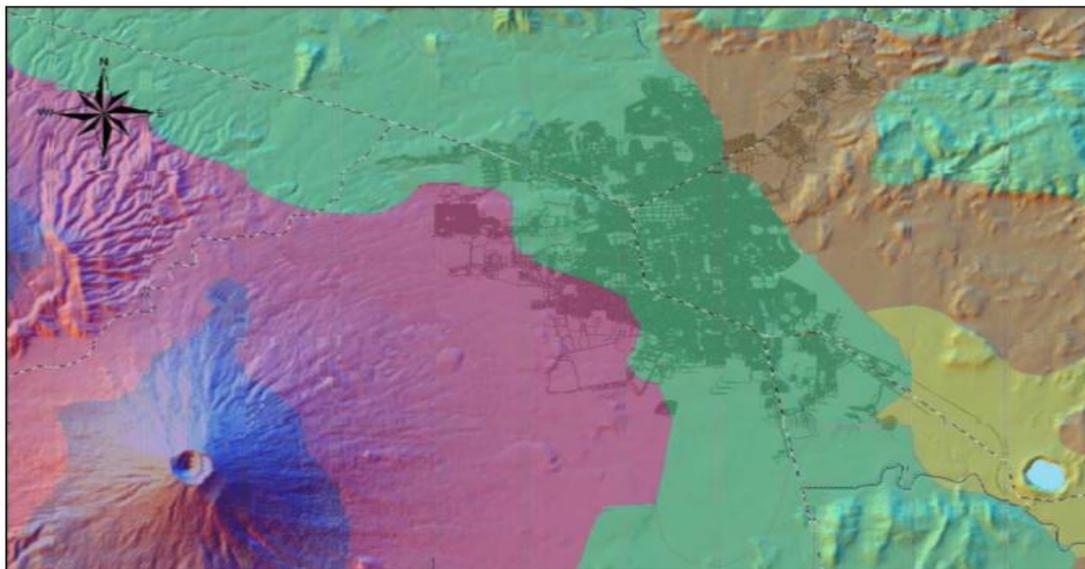
### 4.3 Características de la zona de estudio

#### 4.3.1 Uso de suelo:

El suelo predominante en el Municipio de San Miguel y la zona de estudio, es de tipo agrícola y habitacional disperso este se encuentra en la mayoría del área rural; localizando además en el sector Sur un remanente de bosque en proceso de degradación y un área protegida. Se puede observar en el mapa un uso de suelo habitacional en proceso de consolidación, lo que significa que forma asentamiento humanos en proceso de desarrollo, que luego integran comunidades organizadas como colonias y lotificaciones.

*Mapa 11. Tipo de suelos de la Ciudad de San Miguel*

### MAPA DE TIPO DE SUELOS DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL



|   |            |   |                      |
|---|------------|---|----------------------|
|  | ANDISOLES  |  | LATOSILES ARCILLOSOS |
|  | GRUMOSILES |  | LITOSILES            |

*Fuente: Tesis Propuesta de Recarga Hídrica 2007*

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



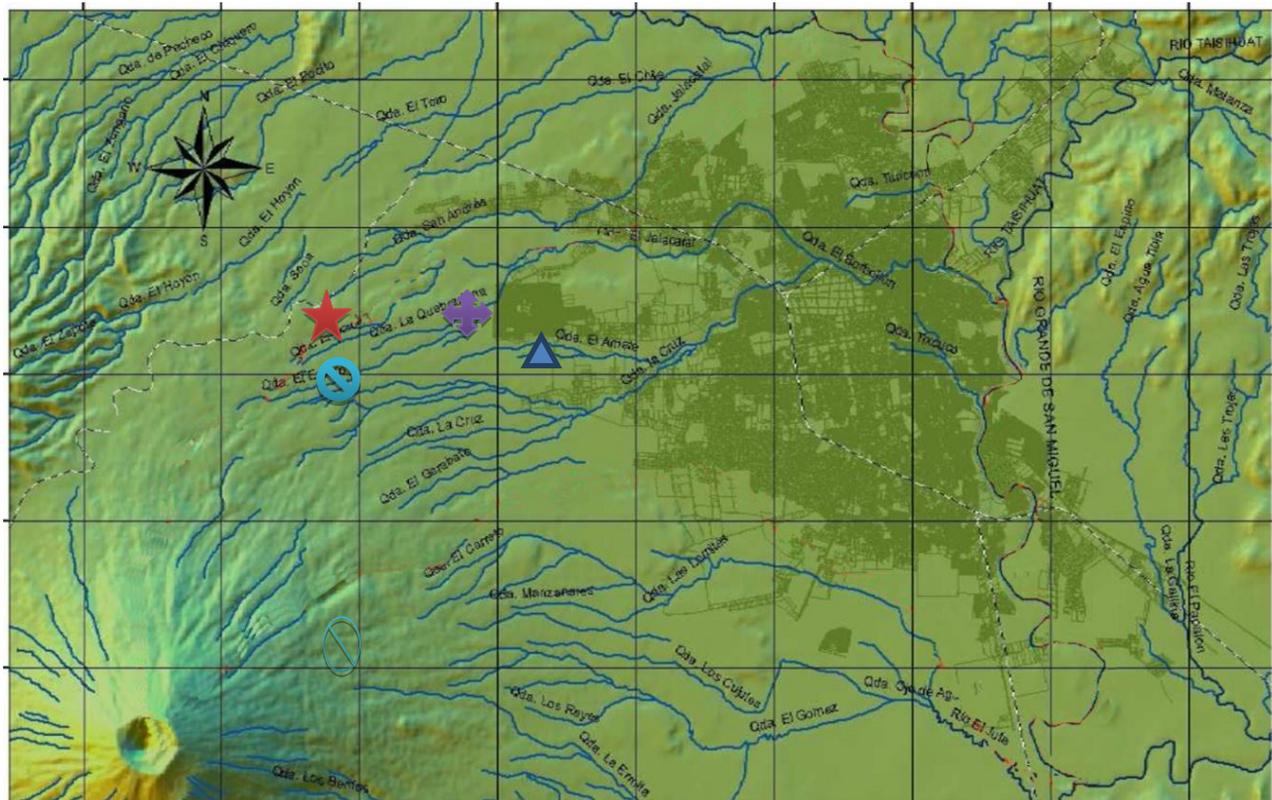
### 4.3.2 Hidrología de la zona de estudio

En la zona de estudio existen algunas quebradas naturales que durante el invierno dan paso a una gran cantidad de agua lluvia que es arrojada a ella por escorrentía natural de diferentes medios.

Entre las quebradas aledañas a la zona de estudio podemos mencionar:

- Quebrada El volcán 
- Quebrada La Quebradona 
- Quebrada El Amate 
- Quebrada El Estero 

**Mapa 12: Quebradas aledañas a la zona de estudio**



**Fuente: Tesis Propuesta de Recarga Hídrica 2007**



#### **4.4 Análisis Hidrológico Urbano**

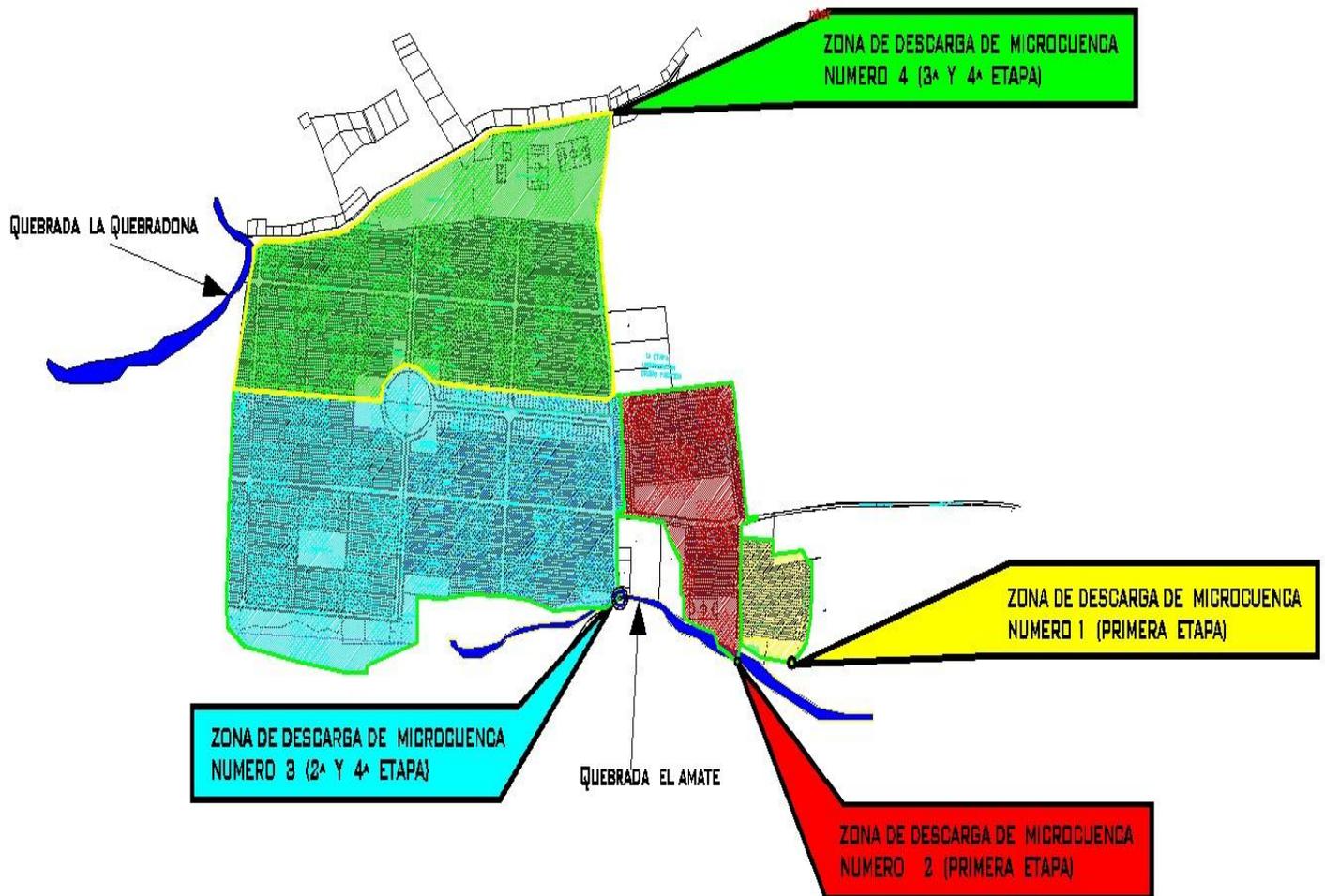
En el análisis de la cuenca urbana de estudio se realiza de la siguiente manera:

1. Identificar las zonas de descarga de la urbanización en estudio.

En la urbanización en estudio se han identificado 4 zonas de descarga distribuidas de la siguiente manera:

Las zonas de descarga 1 y 2 están ubicadas en la parte baja de la primera etapa que conectan a la Quebrada El Amate, la descarga 3 está ubicada en el desvío a la Lotificación El Amate que conecta a la Quebrada El Amate la cual descarga el caudal generado por la segunda etapa y parte de la cuarta etapa y la descarga numero 4 está ubicada al final de la avenida las conchas y desvió hacia cantón el Sitio la cual descarga los caudales de la tercera y parte de la cuarta etapa la cual conecta con una tubería principal de aguas lluvias.

Mapa 13: Mapa completo de las zonas de descarga



**Fuente:** Mapas Departamentales y Municipales de El Salvador y grupo de tesis.

En el mapa anterior se puede observar los parteaguas de la urbanización y distribución de áreas de influencia para las diferentes descargas, el mapa refleja las áreas que se utilizarán para el análisis hidrológico de cada descarga para obtener el volumen generado por ellas.

#### **4.4.1 Topografía de la zona de estudio.**

1. Para realizar la topografía de la urbanización se utiliza un dispositivo de posicionamiento global (GPS) con el cual se realiza un recorrido de toda la urbanización localizando todos los pozos de visita de aguas lluvias para determinar los niveles a los cuales se encuentra cada uno de los pozos y saber la pendiente de la urbanización.

***Fotografía 29: Levantamiento con GPS a nivel de piso de todos los pozos existentes en la urbanización.***



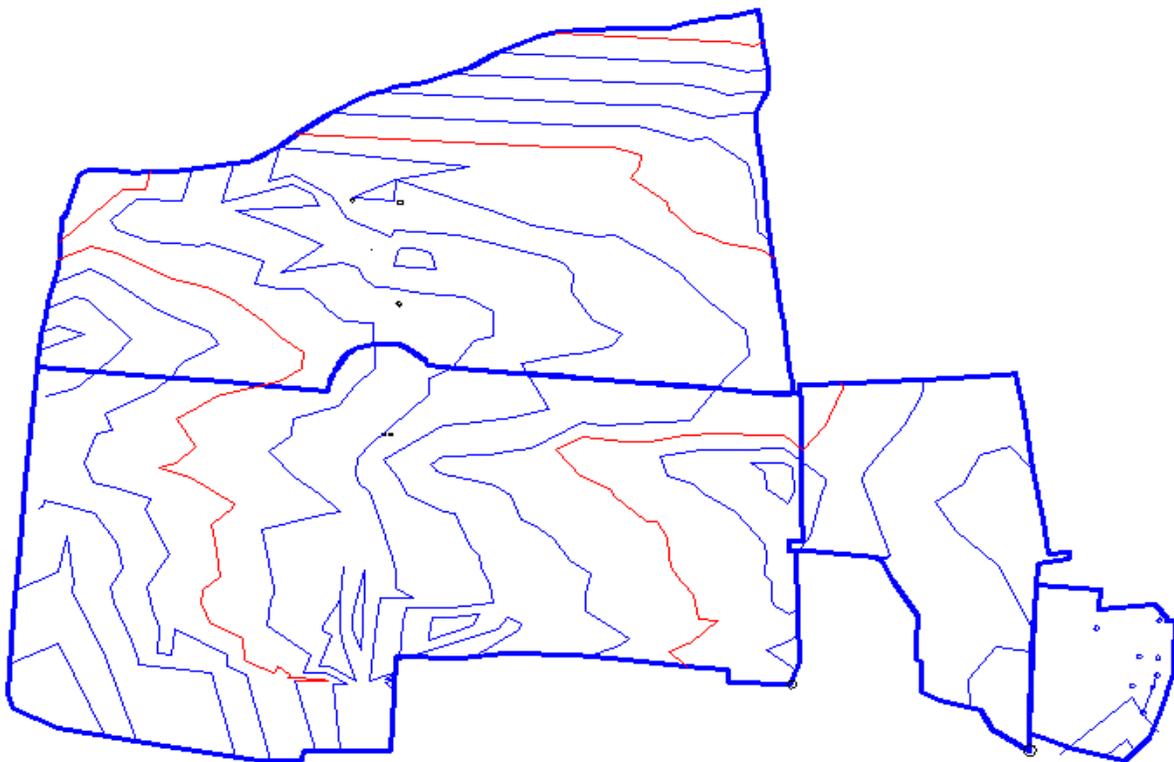
***Fuente: Elaboración Propia***

2. Con el recorrido de todos los pozos de visita se genera una base de datos, número correlativo de pozo levantado, ubicación georeferenciada y altura del punto, estos datos se utilizarán para generar las curvas de nivel, información que será necesaria para el estudio hidrológico.

3. Las curvas de nivel se pueden generar de diferentes formas: una de ellas es imprimir un plano completo de la urbanización, ubicar los pozos en ese plano con su respectiva altura y dibujar las curvas de una forma manual, otra forma de generar las curvas de nivel es la utilizada en la actualidad empleando software como lo es AutocadLand, civil 3D, Civilcad, etc.

Para realizar las curvas de nivel mediante un software es necesario generar una base de datos con la información obtenida del levantamiento con GPS, luego esta base de datos se inserta en el programa y con la utilización de las funciones adecuadas se genera las curvas de nivel.

**Mapa 14: Mapa de curvas de nivel**



**Fuente: Grupo de tesis.**

## 4.4.2 Análisis hidrológico de la primera zona de descarga.

### **Descripción:**

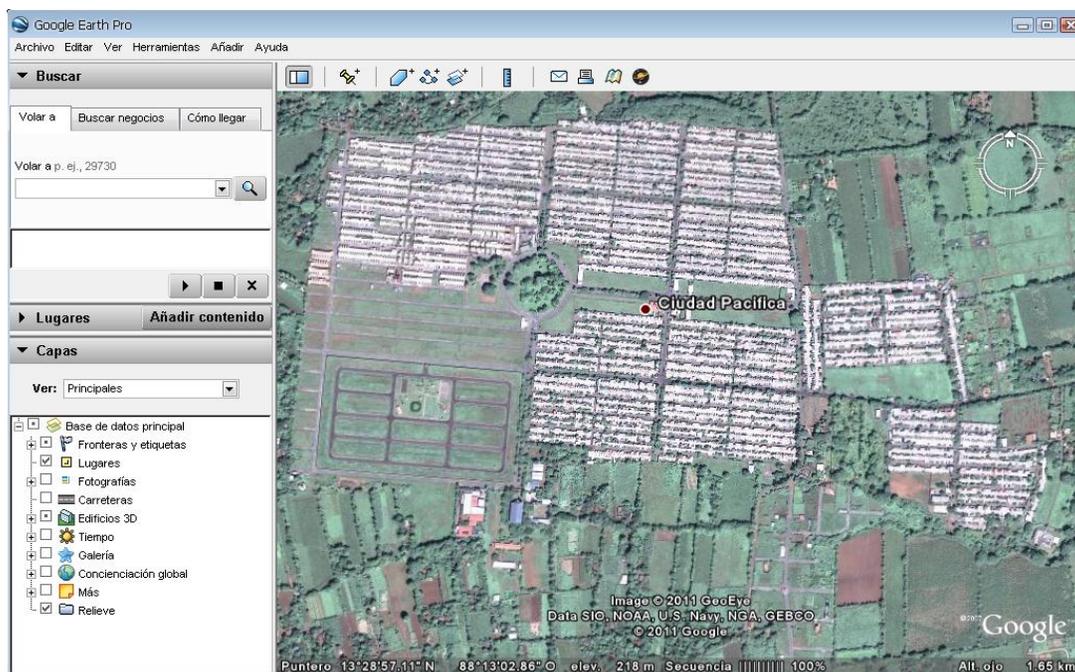
La primera zona de descarga contempla aproximadamente un 40% de la primera etapa de la Colonia Ciudad Pacífica la cual está constituida por 7 polígonos con un total de 292 casas y una longitud total de senda de 803 m.

### 4.4.2.1 Elaboración de parteaguas de primera descarga.

Para realizar el parteaguas del área de estudio se hace con el software AUTOCAD y el procedimiento es el siguiente.

1. Se ubica en Google Earth el área de la Microcuenca en estudio.

**Figura 29: fotografía de Google Earth de la cuenca en estudio**



**Fuente: Google Earth (Versión Pública) y Grupo de tesis.**

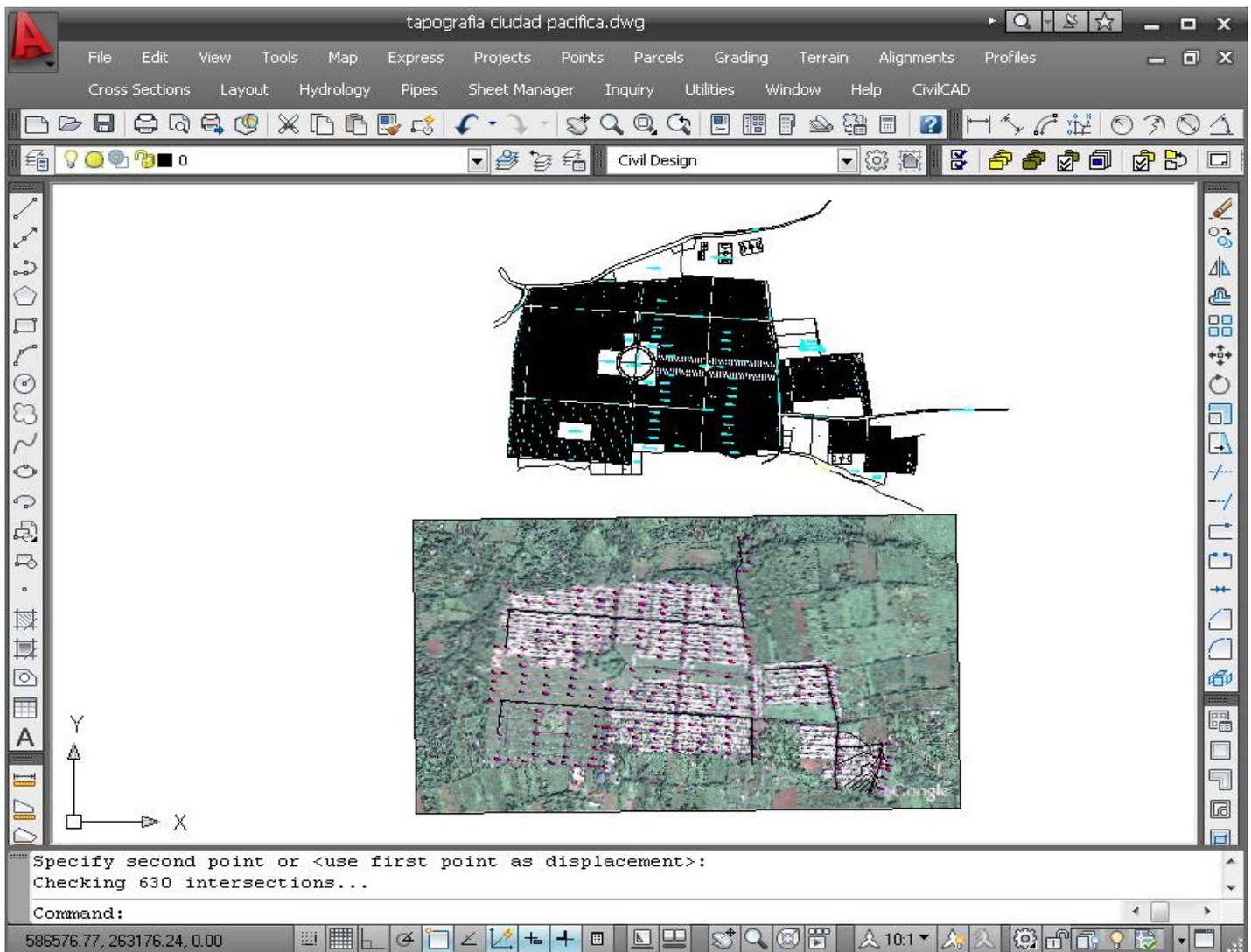
2. Se copia la imagen y se inserta en Autocadland, dándole escala natural al dibujo insertado.

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



3. comparar con los planos proporcionado por el Consorcio del Pacifico, planos elaborados por EEO y con la información obtenida con la visita de campo que las dimensiones sean las correctas.

**Figura 30: Comparación entre plano proporcionado por el Consorcio del Pacifico e imagen insertada de Google Earth**



**Fuente: Grupo de tesis.**

4. Determinar el punto de interés de acuerdo a la visita de campo realizada.

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



5. Con la imagen ya escala se generó el parteaguas dentro del software autocadland teniendo el cuidado de delimitar el área que es tributaria a la primera zona de descarga como lo muestra la imagen 31.

**Figura 31: Identificación de la microcuenca de estudio y áreas de influencia de la primera descarga.**



**Fuente: Google Earth (Versión Pública) y Grupo de tesis.**

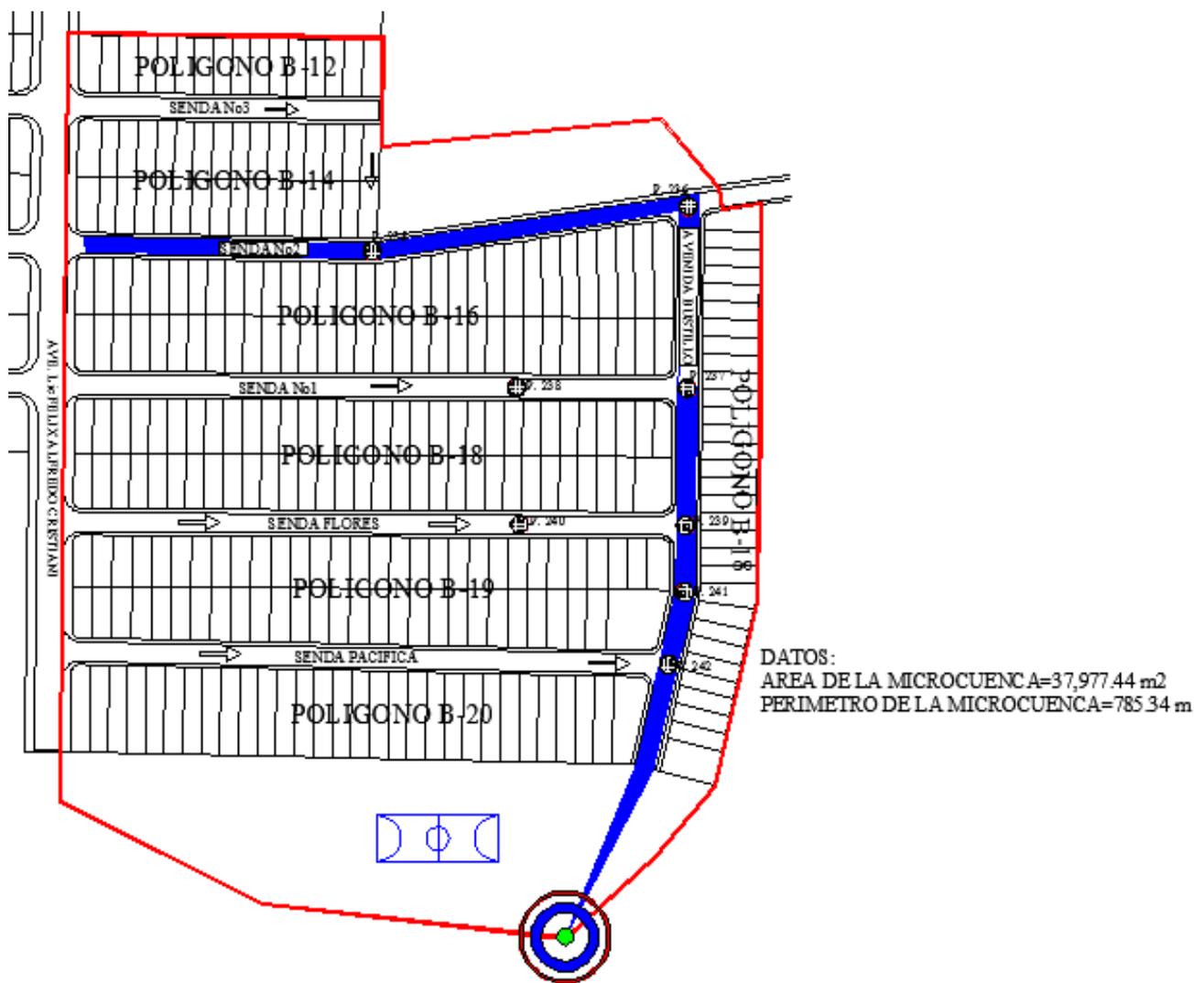
En la imagen se muestra la primera descarga ubicada en la Primera etapa de la Colonia Ciudad Pacifica.

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



- Después de generar el parteaguas y determinar el área de la microcuenca de la primera descarga, se procede a determinar el cauce principal de la Microcuenca dibujando sobre la calle, avenidas donde se ha determinado el cauce principal y así determinar la longitud del cauce principal.

**Fotografía 30: Identificación de áreas tributarias de primera Microcuenca.**



**Fuente: Mapas Departamentales y Municipales de El Salvador y Grupo de tesis.**



#### **4.4.2.2 Encontrando pendiente media y elevación media.**

La pendiente media de la cuenca se calcula por la fórmula siguiente

$$S_m = \frac{\sum(L * D)}{A_c}$$

Dónde:

S<sub>m</sub>: Pendiente media de la cuenca

L: Longitud de las curvas de nivel (Km.)

D: Intervalo entre dos curvas de nivel consecutivo (Km.)

A<sub>c</sub>: Área total de la cuenca (Km<sup>2</sup>).

Para encontrar el intervalo de curvas se realiza por la fórmula

$$D = \frac{(D_{max} - D_{min})}{6}$$

Este resultado nos proporciona un parámetro para el trazado de las curvas de nivel del cual se comienza a medir las curvas de nivel a diferentes intervalos, a partir de la cota menor.

**La pendiente del cauce se calcula:**

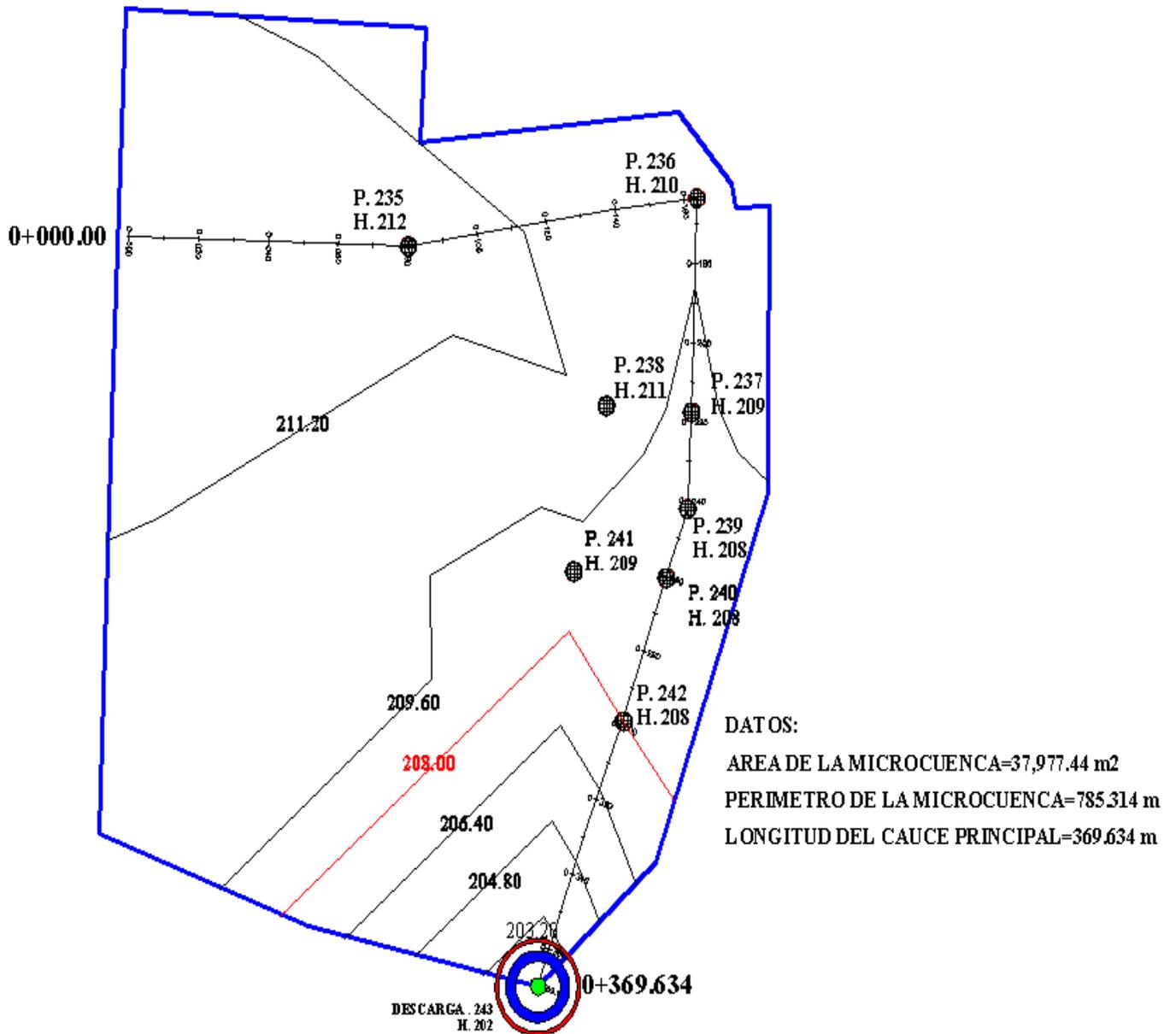
$$J = \frac{(H_{maxima} - H_{minima})}{Longitud\ del\ cauce\ principal} * 100$$

**La elevación media se calcula**

$$H_m = \frac{H_{max} + H_{min}}{2}$$



Figura 32: Microcuenca de primera descarga con curvas de nivel



Fuente: Grupo de tesis.



*Datos obtenidos para la zona de descarga 1.*

- ✓ Longitud del curso del agua más largo (**L= 369.634 m = 0.369634 km**)
- ✓ Diferencia de elevaciones (H = Elev. Mayor – Elev. Menor.) = (212-202)= **10m**
- ✓ Área de recogimiento de la cuenca (**A= 37977.44 m<sup>2</sup> = 0.03797744 Km<sup>2</sup>**)

#### **4.4.2.3 Encontrando intensidad de diseño:**

##### **4.4.2.3.1 Encontrando tiempo de concentración**

Fórmulas que se emplearan para encontrar el tiempo de concentración:

➤ **FORMULA DE PICKERING**

$$T_c = \left( \frac{0.871 L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Dónde:

Tc: Tiempo de concentración, en horas.

L: Longitud del curso de aguas más largo, en Km.

H: Diferencia de elevación, en mts.

❖ Sustituyendo en la fórmula de pickering:

$$T_c = \left( \frac{0.871 L^3}{H} \right)^{0.385}$$

$$T_c = \left( \frac{0.871 * (0.369634)^3 \text{km}^3}{10\text{mts}} \right)^{0.385} = 0.1237 \text{ h} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ h}} = \mathbf{7.42 \text{ min.}}$$



**FORMULA DE GIANDOTTI**

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 L_c}{0.80\sqrt{H_m}}$$

Dónde:

Tc: Tiempo de concentración, en horas.

A: Área de recogimiento de la cuenca, Kms<sup>2</sup>

Lc: Longitud del cauce más largo, en Kms.

Hm: Elevación media, en mts calculada mediante la expresión:

$$H_m = (H_{max} + H_{min}) / 2$$

$$H_m = (212 + 202) / 2 = \mathbf{207 \text{ m.s.n.m}}$$

❖ **Sustituyendo en la fórmula de Giandotti:**

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 L_c}{0.80\sqrt{H_m}}$$

$$T_c = \frac{4\sqrt{0.03797744 \text{ km}^2} + 1.5 (0.369634 \text{ km})}{0.80\sqrt{207}} = \mathbf{0.1159h} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ h}} = \mathbf{6.95 \text{ min.}}$$

➤ **FORMULA DE INSTRUCCIÓN DE CARRETERA**

$$T_c(\text{en h}) = T_e + T_r = 0.3 * \left[ \left( \frac{\frac{1}{3} LT}{J^{1/4}} \right)^{0.76} \right] + \frac{\frac{2}{3} LT}{3.6 * v_r}$$

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



Dónde:

Tc= Tiempo de concentración en horas

Te = Tiempo de escorrentía

LT = Longitud del cauce principal en kilómetros.

J = Pendiente del cauce principal.

Vr = Velocidad de recorrido.

Tr = Tiempo de recorrido

$$J = \frac{(H_{maxima} - h_{minima})}{Longitud\ del\ cauce\ principal} * 100$$

$$J = \frac{(212 - 202)}{369.634} * 100 = 2.71\%$$

**Tabla 8: Velocidades de recorrido de tanteo, en función de la pendiente media de la cuenca.**

| Pendiente media de la cuenca (%) | Velocidad de recorrido inicial (m/s) |
|----------------------------------|--------------------------------------|
| Menor del 5 %                    | 1 m/s                                |
| Del 5 a 10 %                     | 1 - 2 m/s                            |
| Mayor del 10 %                   | 2 m/s                                |

**Fuente: Memoria de estudios previos de condicionantes físicos para la ordenación de la orla sudoeste de suelo urbanizable.**

Se toma velocidad = 1m/s ya que la pendiente del cauce es 2.71% y según la tabla para pendiente < de 5% es igual a 1m/s.

**“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**



$$T_c = 0.3 * \left[ \left( \frac{\frac{1}{3} * 0.369634}{2.71^{1/4}} \right)^{0.76} \right] + \frac{\frac{2}{3} * 0.369634}{3.6 * 1} = 0.1191 \quad h * \frac{60min}{1h} = 7.14 \text{ min}$$

➤ **FÓRMULA DE U.S. CORPS ENGINEERING:**

$$T_c = 0.3 \left( L/S^{1/4} \right)^{0.76}$$

Dónde:

Tc= tiempo de concentración en horas

L = es la longitud del cauce en kilómetros.

S = es la pendiente de la cuenca principal.

- Encontrando la pendiente promedio

**Tabla 9: Pendiente promedio para formula de u.s. corps engineering**

| LÍMITE DE CUENCA | LONGITUD DE LA CUENCA (M) | LONGITUD DE LA CUENCA EN (KM) |
|------------------|---------------------------|-------------------------------|
| 211.2            | 280.68                    | 0.28                          |
| 209.6            | 279.47                    | 0.28                          |
| 208              | 161.90                    | 0.16                          |
| 206.4            | 127.45                    | 0.13                          |
| 204.8            | 81.39                     | 0.08                          |
| 203.2            | 35.34                     | 0.04                          |
| <b>TOTAL</b>     | <b>966.23</b>             | <b>0.97</b>                   |

Para encontrar la pendiente del cauce:

$$S = \frac{\sum \text{longitud de la cuenca} * \text{distancia entre curva}}{\text{area de la cuenca}}$$



Para encontrar la diferencia entre curvas solo es realizar la diferencia de la curva actual menos la anterior ( $211.2 - 209.6 = 1.6$  m). O la diferencia de cualquiera de las curvas ya que todas tienen las mismas distancias.

$$S = \frac{0.97 * 0.0016}{0.03797744} = 0.0408$$

$$\underline{S=0.040707537} = 4.07\%$$

$$T_c = 0.3 \left( \frac{0.369634}{4.07^{1/4}} \right)^{0.76} = 0.1078 \text{ h} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ h}} = 6.47 \text{ min}$$

- ✓ Se decide elegir la fórmula de instrucción de carreteras ya que es la fórmula que toma consideración el tiempo de recorrido y el tiempo de escorrentía para obtener el resultado de tiempo de concentración de la Microcuenca.

#### **4.4.2.3.2 Encontrando la intensidad de lluvia para un $T_c$ de 7.14 min para un periodo de retorno de 10 años.**

Con las precipitaciones anuales obtenidas del SNET se ordenan para poder crear el diagrama de IDF.

Los datos obtenidos de la gráfica IDF serán graficados en el diagrama de intensidad de lluvia para darnos como resultado la intensidad de diseño.

# “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



SERVICIO NACIONAL DE ESTUDIOS TERRITORIALES  
SERVICIO METEOROLOGICO  
CENTRO DE INFORMACIÓN Y AGROCLIMATOLOGIA  
**INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL (ABSOLUTA)**



En mm/minuto para diferentes períodos.

ESTACION: EL PAPALON                      INDICE: M- 1- 6  
LATITUD: 13° 26.6'  
LONGITUD: 88° 07.4'  
ELEVACION: 80 m.s.n.m.

*Tabla10: Intensidad de precipitación Máxima Anual*

| AÑO   | 5    | 10   | 15   | 20   | 30   | 45   | 60   | 90   | 120  | 150  | 180  | 240  | 360  |
|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 1961  | 4.08 | 2.66 | 2.30 | 2.15 | 1.87 | 1.48 | 1.17 | 0.81 | 0.61 | 0.52 | 0.40 | 0.17 | 0.14 |
| 1962  | 2.04 | 1.58 | 1.35 | 1.30 | 1.09 | 0.89 | 0.72 | 0.49 | 0.37 | 0.30 | 0.25 | 0.21 | 0.11 |
| 1963  | 2.40 | 2.11 | 1.92 | 1.58 | 1.33 | 1.19 | 1.01 | 0.93 | 0.35 | 0.28 | 0.24 | 0.23 | 0.12 |
| 1964  | 2.04 | 1.92 | 1.81 | 1.74 | 1.68 | 1.42 | 1.14 | 0.80 | 0.68 | 0.58 | 0.44 | 0.34 | 0.27 |
| 1965  | 2.10 | 2.03 | 1.92 | 1.67 | 1.30 | 0.92 | 0.76 | 0.51 | 0.39 | 0.32 | 0.28 | 0.23 | 0.18 |
| 1966  | 2.44 | 2.21 | 2.13 | 1.96 | 1.53 | 1.17 | 0.92 | 0.72 | 0.29 | 0.09 | 0.08 | 0.07 | 0.06 |
| 1967  | 5.44 | 3.78 | 3.17 | 2.71 | 1.88 | 1.50 | 1.15 | 0.99 | 0.52 | 0.50 | 0.36 | 0.27 | 0.19 |
| 1968  | 2.54 | 2.04 | 1.74 | 1.71 | 1.23 | 0.93 | 0.75 | 0.64 | 0.31 | 0.26 | 0.22 | 0.17 | 0.13 |
| 1969  | 3.72 | 2.82 | 2.45 | 1.87 | 1.26 | 0.90 | 0.63 | 0.43 | 0.29 | 0.27 | 0.26 | 0.17 | 0.07 |
| 1970  | 2.78 | 2.56 | 2.33 | 2.12 | 1.54 | 1.07 | 0.82 | 0.72 | 0.56 | 0.45 | 0.39 | 0.31 | 0.15 |
| 1971  | 2.08 | 2.05 | 1.88 | 1.67 | 1.33 | 1.22 | 0.02 | 0.75 | 0.59 | 0.22 | 0.18 | 0.18 | 0.09 |
| 1972  | 4.00 | 3.00 | 2.67 | 2.50 | 1.96 | 1.70 | 1.38 | 0.95 | 0.47 | 0.38 | 0.26 | 0.20 | 0.18 |
| 1973  | 2.80 | 2.30 | 1.94 | 1.66 | 1.32 | 0.96 | 0.82 | 0.56 | 0.38 | 0.35 | 0.27 | 0.21 | 0.19 |
| *1974 | 2.94 | 2.37 | 2.18 | 1.92 | 1.45 | 1.05 | 0.89 | 0.62 | 0.47 | 0.49 | 0.47 | 0.39 | 0.29 |
| 1975  | 2.54 | 2.04 | 1.51 | 1.28 | 1.06 | 0.80 | 0.63 | 0.37 | 0.29 | 0.25 | 0.22 | 0.15 | 0.13 |
| 1976  | 2.60 | 1.80 | 1.54 | 1.34 | 1.10 | 0.89 | 0.71 | 0.51 | 0.41 | 0.41 | 0.40 | 0.35 | 0.27 |
| 1977  | 2.70 | 1.71 | 1.52 | 1.42 | 1.01 | 0.69 | 0.52 | 0.35 | 0.27 | 0.22 | 0.19 | 0.15 | 0.11 |
| 1978  | 2.80 | 2.20 | 1.94 | 1.75 | 1.74 | 1.45 | 1.41 | 1.17 | 1.03 | 0.84 | 0.74 | 0.59 | 0.41 |
| 1979  | 2.96 | 2.45 | 2.10 | 1.86 | 1.37 | 1.09 | 1.08 | 0.79 | 0.60 | 0.48 | 0.40 | 0.19 | 0.15 |
| 1980  | 2.15 | 1.98 | 1.92 | 1.63 | 1.37 | 1.22 | 0.97 | 0.68 | 0.52 | 0.43 | 0.36 | 0.30 | 0.21 |
| 1981  | 2.00 | 1.94 | 1.94 | 1.66 | 1.56 | 1.28 | 1.12 | 0.76 | 0.58 | 0.54 | 0.50 | 0.16 | 0.09 |
| 1983  | 2.38 | 1.94 | 1.55 | 1.62 | 1.45 | 1.09 | 0.87 | 0.60 | 0.47 | 0.41 | 0.36 | 0.29 | 0.21 |

*Fuente: Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET)(2010)*

**“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**



*Encontrando la Intensidad máxima o Avenida máxima para TC = 7.14 min.*

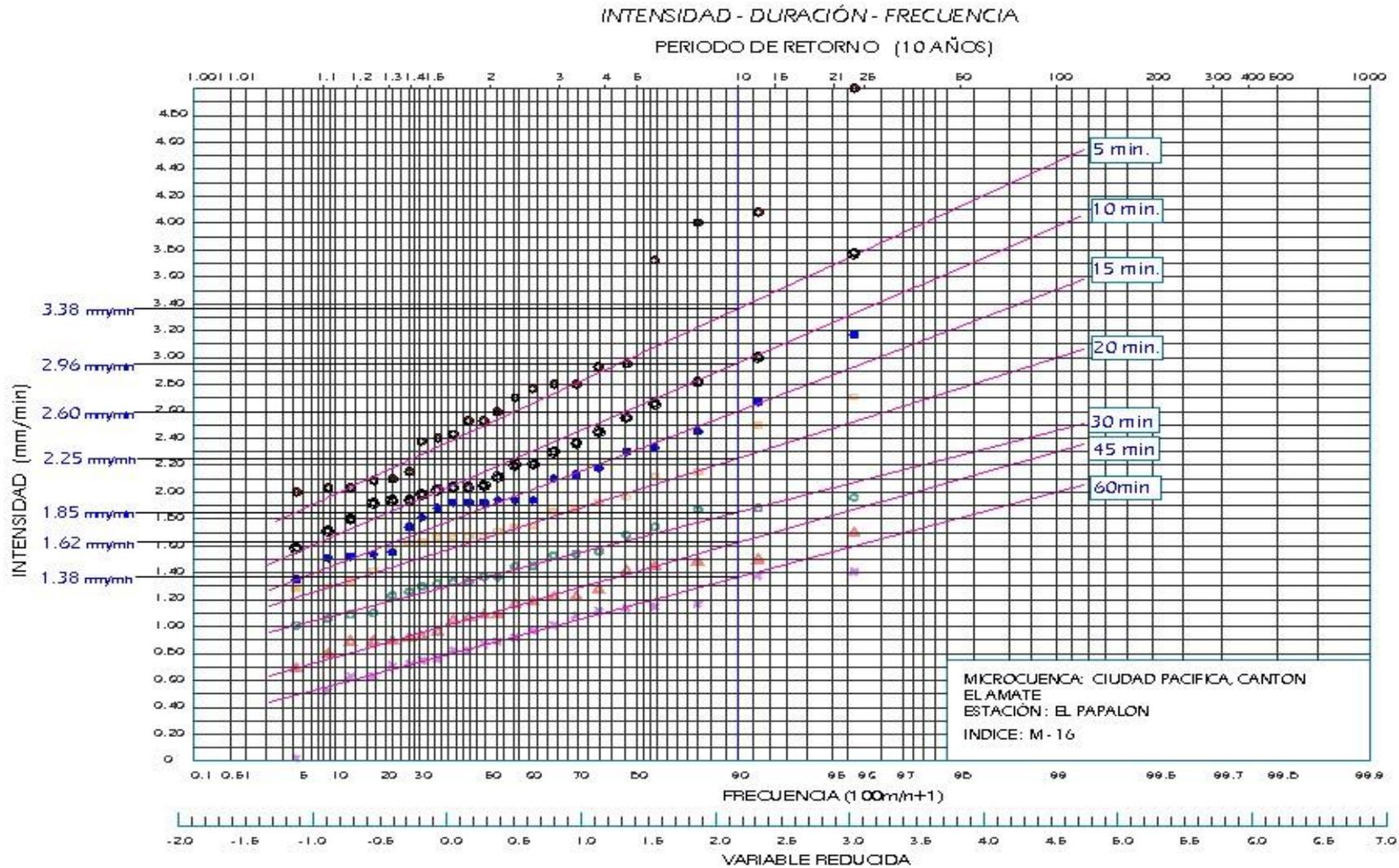
**Tabla 11: Intensidad máxima**

| Posición | 5    | 10   | 15   | 20   | 30   | 45   | 60   | F= (m/(n+1))X100 |
|----------|------|------|------|------|------|------|------|------------------|
| 1        | 2    | 1.58 | 1.35 | 1.28 | 1.01 | 0.69 | 0.02 | 4.35             |
| 2        | 2.04 | 1.71 | 1.51 | 1.30 | 1.06 | 0.80 | 0.52 | 8.70             |
| 3        | 2.04 | 1.8  | 1.52 | 1.34 | 1.09 | 0.89 | 0.63 | 13.04            |
| 4        | 2.08 | 1.92 | 1.54 | 1.42 | 1.10 | 0.89 | 0.63 | 17.39            |
| 5        | 2.1  | 1.94 | 1.55 | 1.58 | 1.23 | 0.90 | 0.71 | 21.74            |
| 6        | 2.15 | 1.94 | 1.74 | 1.62 | 1.26 | 0.92 | 0.72 | 26.09            |
| 7        | 2.38 | 1.98 | 1.81 | 1.63 | 1.30 | 0.93 | 0.75 | 30.43            |
| 8        | 2.4  | 2.03 | 1.88 | 1.66 | 1.32 | 0.96 | 0.76 | 34.78            |
| 9        | 2.44 | 2.04 | 1.92 | 1.66 | 1.33 | 1.05 | 0.82 | 39.13            |
| 10       | 2.54 | 2.04 | 1.92 | 1.67 | 1.33 | 1.07 | 0.82 | 43.48            |
| 11       | 2.54 | 2.05 | 1.92 | 1.67 | 1.37 | 1.09 | 0.87 | 47.83            |
| 12       | 2.6  | 2.11 | 1.94 | 1.71 | 1.37 | 1.09 | 0.89 | 52.17            |
| 13       | 2.7  | 2.2  | 1.94 | 1.74 | 1.45 | 1.17 | 0.92 | 56.52            |
| 14       | 2.78 | 2.21 | 1.94 | 1.75 | 1.45 | 1.19 | 0.97 | 60.87            |
| 15       | 2.8  | 2.3  | 2.10 | 1.86 | 1.53 | 1.22 | 1.01 | 65.22            |
| 16       | 2.8  | 2.37 | 2.13 | 1.87 | 1.54 | 1.22 | 1.08 | 69.57            |
| 17       | 2.94 | 2.45 | 2.18 | 1.92 | 1.56 | 1.28 | 1.12 | 73.91            |
| 18       | 2.96 | 2.56 | 2.30 | 1.96 | 1.68 | 1.42 | 1.14 | 78.26            |
| 19       | 3.72 | 2.66 | 2.33 | 2.12 | 1.74 | 1.45 | 1.15 | 82.61            |
| 20       | 4    | 2.82 | 2.45 | 2.15 | 1.87 | 1.48 | 1.17 | 86.96            |
| 21       | 4.08 | 3    | 2.67 | 2.50 | 1.88 | 1.50 | 1.38 | 91.30            |
| 22       | 5.44 | 3.78 | 3.17 | 2.71 | 1.96 | 1.70 | 1.41 | 95.65            |

*Fuente: Grupo de tesis*



Grafica16: Curvas IDF para periodo de retorno de 10 años



## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”

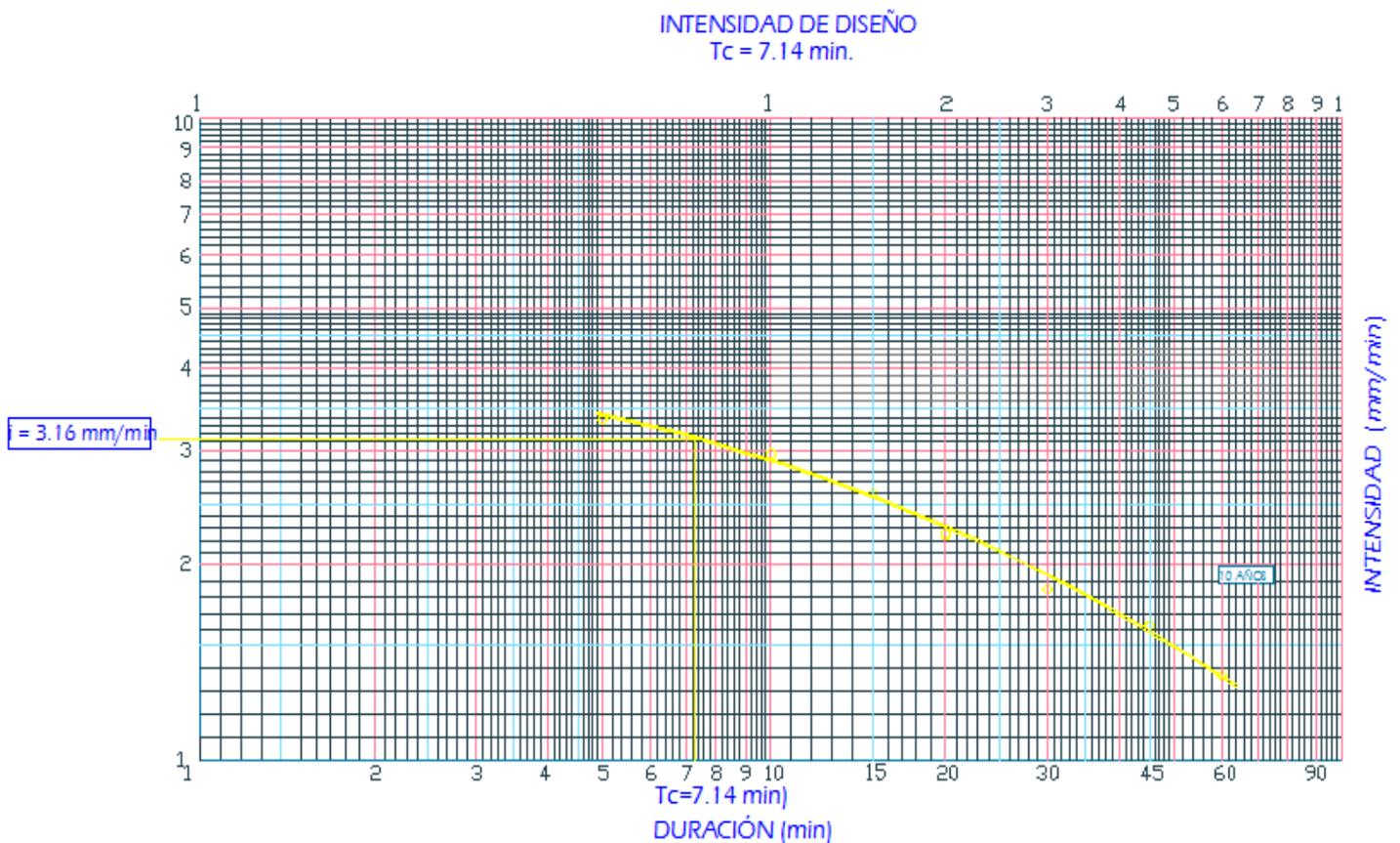


**NOTA:** El volumen estimado de almacenamiento mínimo para el estanque se calcula para una crecida de 10 años de periodo de retorno con la zona urbanizada<sup>1</sup>.

**Tabla 12: Tabla resumen Intensidad de diseño para un tiempo de concentración de 7.14 min.**

| DURACION DE LA PRECIPITACION DE DISEÑO | INTENSIDAD PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS |
|--|--|
| 5                                      | 3.38   |
| 10                                     | 2.96   |
| 15                                     | 2.60   |
| 20                                     | 2.25   |
| 30                                     | 1.85   |
| 45                                     | 1.62   |
| 60                                     | 1.38   |

**Grafica 17: Intensidad de diseño para Tc= 7.14 min**

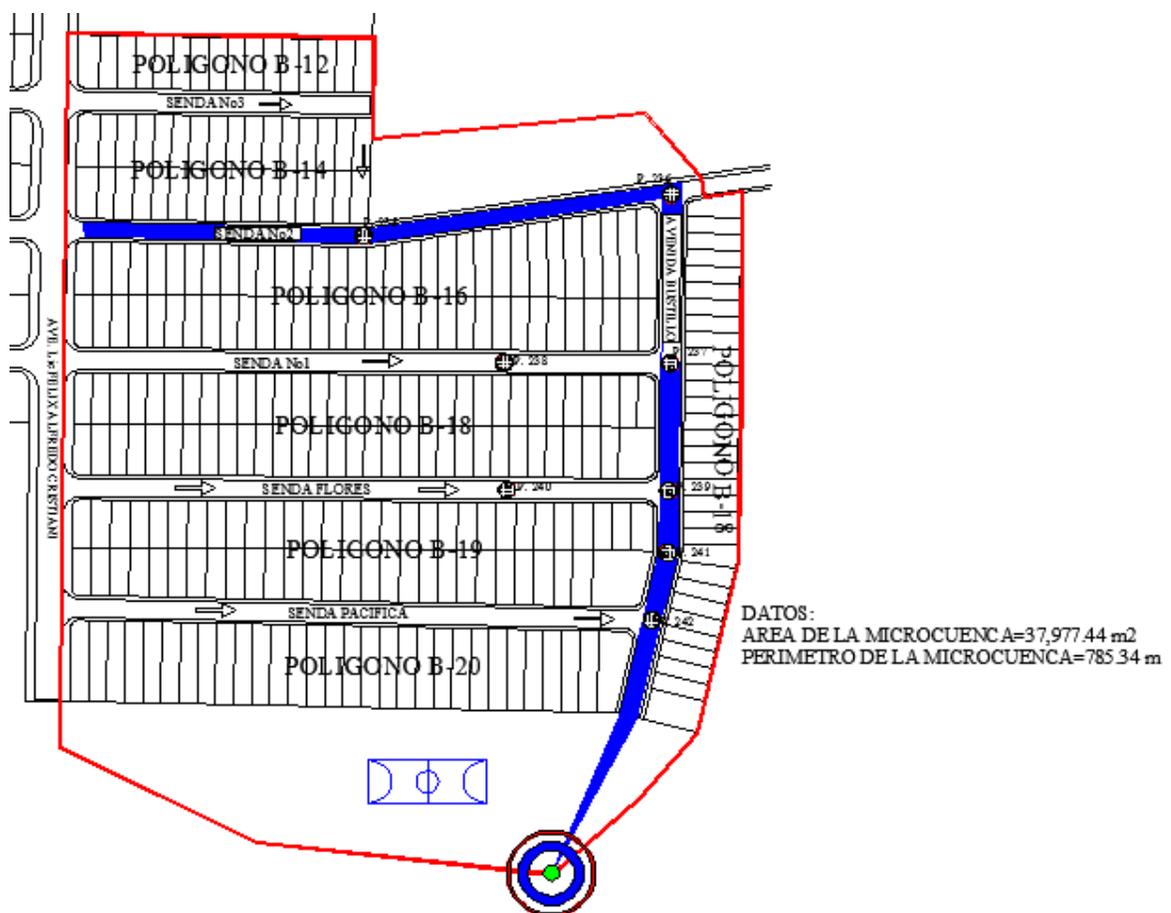


<sup>1</sup> Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos

**4.4.2.4 Encontrando áreas que influyen para determinar el coeficiente de escorrentía ponderado.**

Para la situación en condiciones naturales se estima un valor de  $C = 0.35$  equivalente al caso de cuenca sin urbanización como se muestra en la sección 4.4.2.4.1 . Para el caso urbanizado es necesario tomar en cuenta el uso de distintas áreas y obtener un coeficiente ponderado para el total, con los valores de las superficies de cada tipo y los coeficientes de tabla.

**Fotografía 31: áreas tributarias de primera Microcuenca.**



**Fuente: Mapas Departamentales y Municipales de El Salvador año 2000 y Grupo de tesis.**



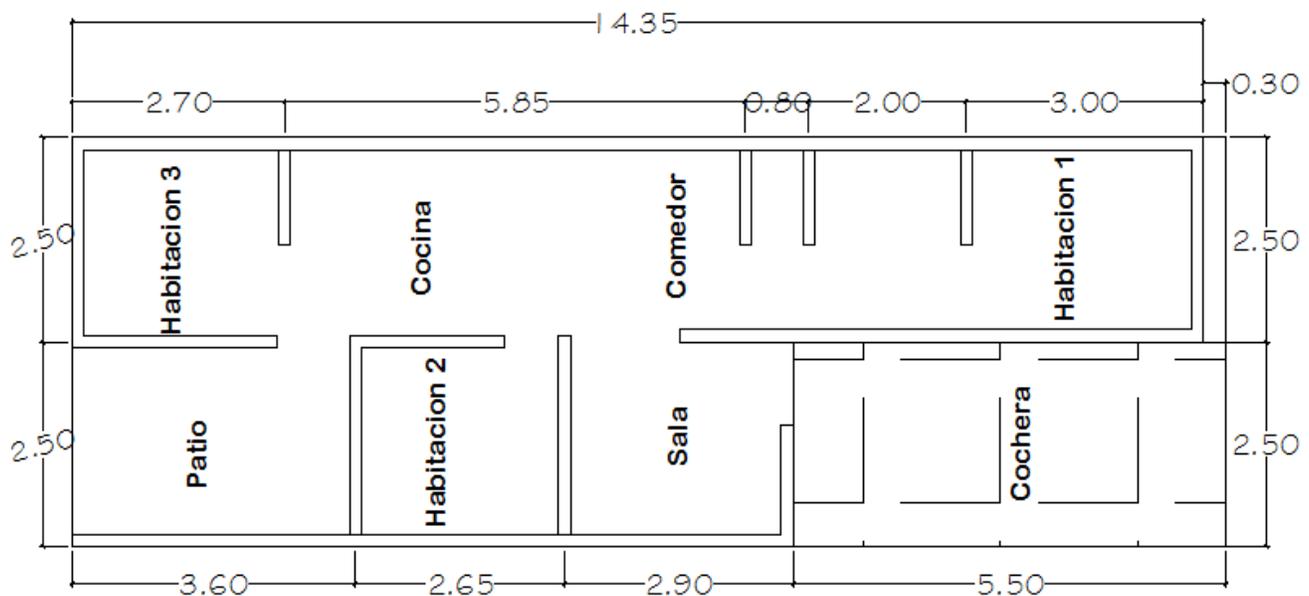
1. Se realiza un conteo de casa por polígono de la Microcuenca en estudio del cual resulta la siguiente tabla resumen.

**Tabla 13: Numero de casas de la primera Microcuenca**

| POLIGONO     | NUMERO DE CASA |
|--------------|----------------|
| B-12         | 16             |
| B-14         | 30             |
| B-16         | 64             |
| B-18         | 63             |
| B-19         | 58             |
| B-20         | 30             |
| B-21         | 31             |
| <b>TOTAL</b> | <b>292</b>     |

2. Con la información adquirida se prosigue a determinar el área techada de la Microcuenca en estudio, mediante un plano tipo de las casa de la urbanización.

**Planta Arquitectonica de Viviendas de Microcuenca de Estudio**



**“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**



3. Para encontrar el área techada de una casa se multiplican el área de habitación (2.5m X 2.7m) + área de cocina (5.85m X 2.5m) + baño (2.8m X 2.5m) + habitación 1 (3m X 2.5m) + sala (2.9m X 2.5m) + habitación 2 (2.65m X 2.5m) = **49.75 m<sup>2</sup>**.

At= # de casa \* área de techo por casa.

At= 292 casas \* 49.75 m<sup>2</sup> = **14,527 m<sup>2</sup>**.

**Tabla 14: Área total de techo de la primera Microcuenca en estudio.**

| POLIGONO     | NUMERO DE CASA | AREA DE TECHO (M2) |
|--------------|----------------|--------------------|
| B-12         | 16.00          | 796.00             |
| B-14         | 30.00          | 1492.50            |
| B-16         | 64.00          | 3184.00            |
| B-18         | 63.00          | 3134.25            |
| B-19         | 58.00          | 2885.50            |
| B-20         | 30.00          | 1492.50            |
| B-21         | 31.00          | 1542.25            |
| <b>TOTAL</b> | <b>292.00</b>  | <b>14527.00</b>    |

✓ De tabla en anexo se encuentra el Coeficiente para techos que es **C= 0.85**.

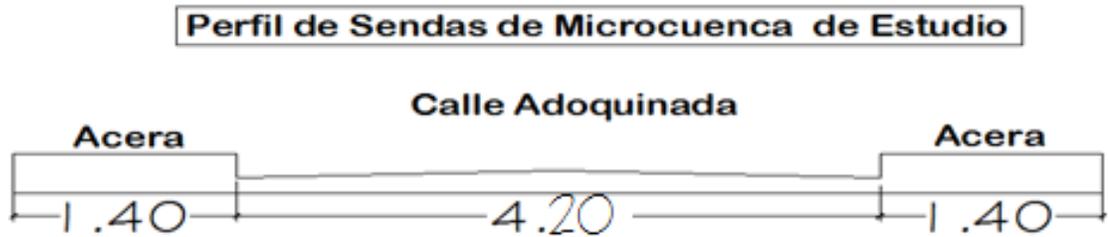
4. Encontrando longitudes de sendas por programa asistido por computadora (AUTOCAD).

Tabla 15: Longitudes de sendas de la primera Microcuenca en estudio (ver anexo)

| NOMBRE DE SENDA  | LONGITUD DE SENDA (m) |
|------------------|-----------------------|
| SENDA #3         | 82                    |
| SENDA #2         | 168                   |
| SENDA #1         | 167                   |
| SENDA LAS FLORES | 155                   |
| SENDA PACIFICA   | 145                   |
| AVENIDA BUSTILLO | 168                   |
| <b>TOTAL</b>     | <b>803</b>            |

5. Área de adoquinado para las sendas del cuadro anterior

*Figura 33: Perfil de Sendas de primera Microcuenca*



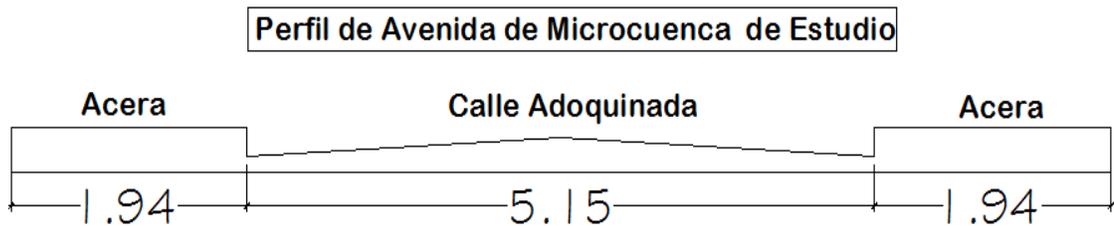
Área de adoquinado = Long. Total de la Senda X Ancho de la senda.

Area de adoquinado = 717 m \* 4.20 m

Area de adoquinado = **3,011.40 m<sup>2</sup>**.

6. Área de adoquinado para Av. bustillo.

*Figura34: Perfil de Avenidas de primera Microcuenca.*



Longitud de Av. Bustillo = 168 m.

Área de Av. Bustillo = Long. Total de la Av. \* Ancho de la Av.

Área de Av. Bustillo = 168m \* 5.15 m

Área de Av. Bustillo = **865.20m<sup>2</sup>**

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



### 7. Área total de adoquinado

Área total de adoquinado = A1 + A2

$$A_{\text{total}} = 3,011.40 \text{ m}^2 + 865.20 \text{ m}^2 = 3,876.60 \text{ m}^2$$

**Tabla 16: Área de adoquinado de Sendas de la primera Microcuenca.**

| NOMBRE DE SENDA  | LONGITUD DE SENDA | AREA DE CALLE (m2) |
|------------------|-------------------|--------------------|
| SENDA #3         | 82                | 344.40             |
| SENDA #2         | 168.00            | 705.60             |
| SENDA #1         | 167.00            | 701.40             |
| SENDA LAS FLORES | 155.00            | 651.00             |
| SENDA PACIFICA   | 145.00            | 609.00             |
| AVENIDA BUSTILLO | 168.00            | 865.20             |
| TOTAL            | 803.00            | 3876.60            |

✓ De tabla en anexo se obtiene el valor del coeficiente para adoquinado que es  $C = 0.70$

### 8. Encontrando área de acera en sendas incluyendo cordón cuneta.

Longitud total de senda = 717 m.

Ancho incluyendo cordón cuneta = 1.40m.

# De aceras por senda = 2

Área de acera por senda = longitud \* ancho de la acera \* 2

$$A_{\text{acera1}} = 717\text{m} * 1.40 * 2$$

$$A_{\text{acera1}} = 2007.60 \text{ m}^2.$$

**Encontrando area de acera de Av. Bustillo.**

Longitud de Av. Bustillo = 168m.

Ancho de acera incluyendo arriate y cordón cuneta = 1.94m

# de aceras = 2

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



### Area de acera de la Av. Bustillo.

$$A_{acera2} = 168m * 1.94 * 2$$

$$A_{acera2} = \mathbf{651.84 m^2}.$$

$$\text{Área de acera total} = A1+A2$$

$$\text{Área total} = 2007.60+651.84 = \mathbf{2659.44 m^2}$$

**Tabla 17: Área de acera de sendas de la primera Microcuenca**

| NOMBRE DE SENDA  | LONGITUD DE SENDA | AREA DE ACERA (m2) |
|------------------|-------------------|--------------------|
| SENDA #3         | 82                | 229.60             |
| SENDA #2         | 168.00            | 470.40             |
| SENDA #1         | 167.00            | 467.60             |
| SENDA LAS FLORES | 155.00            | 434.00             |
| SENDA PACIFICA   | 145.00            | 406.00             |
| ABENIDA BUSTILLO | 168.00            | 651.84             |
| TOTAL            | 803.00            | 2659.44            |

✓ De tabla en anexo se obtiene el valor para acera que es  $c = 0.80$

### 9. CALCULANDO AREA DE JARDINES Y AREAS VERDES.

Se hará como una diferencia del área total de la Microcuenca menos la Sumatoria de área de techo + área de acera + área de adoquinado.

$$\Sigma \text{Techos, acera y calles} = 14,527m^2 + 2659.44 m^2 + 3,876.60m^2 = \mathbf{21,063.04m^2}$$

- **AREA DE LA MICRO CUENCA EN ESTUDIO EN M<sup>2</sup>**

$$\text{Área} = \mathbf{37,977.439 m^2}.$$

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



Encontrando área verde total incluyendo jardines de frente, patio trasero y parques recreativos.

Área verde total = área de la micro cuenca – sumatoria de área de techos, acera y calles.

Área verde total=  $37,977.439 \text{ m}^2 - 21,063.04\text{m}^2$

Área verde total = **16,914.39 m<sup>2</sup>**.

- ✓ Coeficiente para áreas verdes es el encontrado en la sección 4.4.2.4.1 por el tipo de suelos donde se encuentra la urbanización de estudio el cual es  $C = 0.35$

**Tabla 18: Áreas que influyen para encontrar áreas de jardines de la primera Microcuenca**

| AREAS DE INFLUENCIA           | AREAS TOTALES |
|-------------------------------|---------------|
| AREA DE TECHO                 | 14527.00      |
| AREA DE CORDON CUNETA Y ACERA | 2659.44       |
| AREA DE ADOQUINADO            | 3876.60       |
| AREA TOTAL DE MICROCUENCA     | 37977.439     |

- **ENCONTRANDO COEFICIENTE PONDERADO**

Área de techo por coeficiente =  $14,527.00 * 0.85 = 12,347.95$

Área de acera por coeficiente =  $2659.44 * 0.80 = 2127.55$

Área de adoquinado por coeficiente =  $3,876.60 * 0.70 = 2,713.62$

Área verde por coeficiente =  $16914.40 * 0.35 = 5920.04$

Sumando coeficientes=  $12,347.95+2,127.55+2,713.62+5920.04= 23109.16$

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



**Tabla 19: Áreas totales que influyen para encontrar el coeficiente de escorrentía ponderado**

| AREAS DE INFLUENCIA           | AREAS TOTALES | COEFICIENTE DE ESCOR. | A*C      |
|-------------------------------|---------------|-----------------------|----------|
| AREA DE TECHO                 | 14527.00      | 0.85                  | 12347.95 |
| AREA DE CORDON CUNETA Y ACERA | 2659.44       | 0.80                  | 2127.55  |
| AREA DE ADOQUINADO            | 3876.60       | 0.70                  | 2713.62  |
| AREA DE JARDINES              | 16914.40      | 0.35                  | 5920.04  |
| AREA TOTAL DE MICROCUENCA     | 37977.439     |                       |          |
| TOTAL                         |               |                       | 23109.16 |

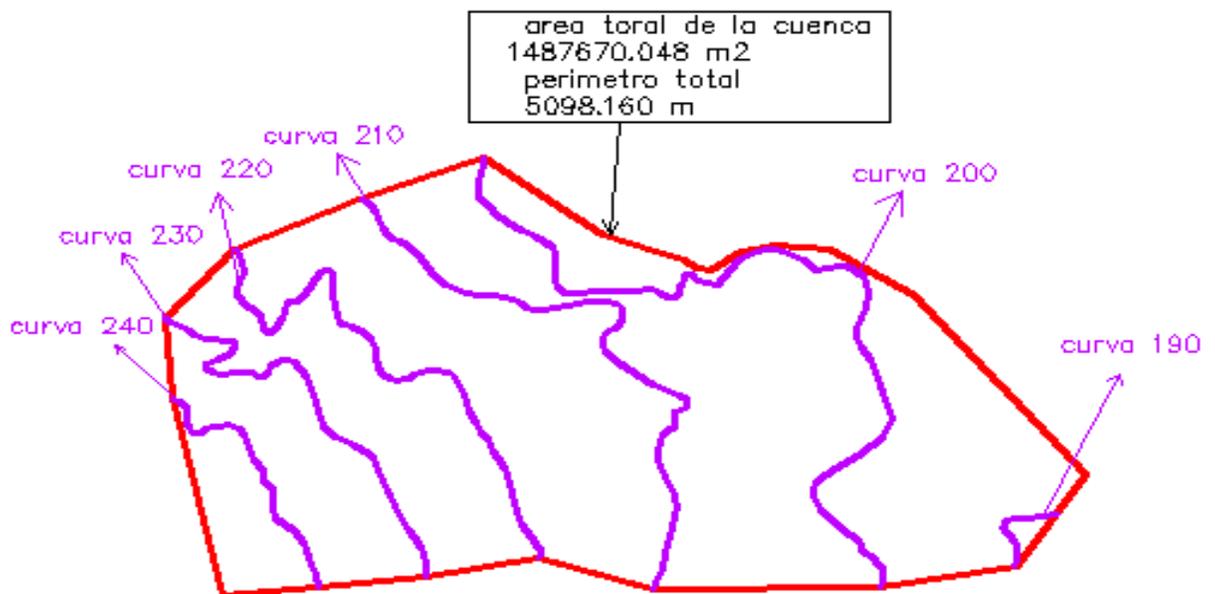
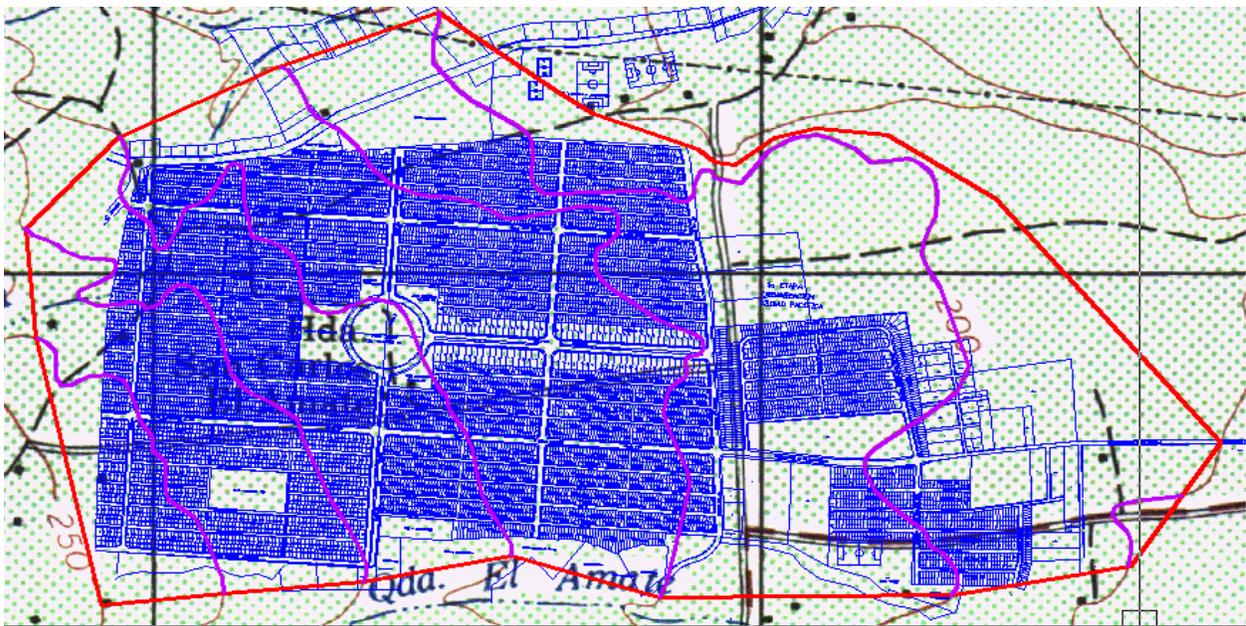
$$\text{Coeficiente ponderado} = \frac{\text{sumatoria de coeficientes}}{\text{total de area}}$$

$$\text{Coeficiente ponderado} = \frac{23109.16}{37,977.44} = 0.61$$

- ✓ El Coeficiente ponderado para la Micro cuenca en estudio es C= 0.61.

4.4.2.4.1 Encontrando Coeficiente de escorrentía de la zona de estudio sin urbanización.

Fotografía 32: Parte agua de la Cuenca en estudio



## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



**Tabla 20: Área total del parte agua de la Cuenca en estudio**

| AREA TOTAL DEL PARTE AGUA DE LA CUENCA EN ESTUDIO |      |
|---|------|
| m2  | km2  |
| 1487670.05  | 1.49 |

**Tabla 21: Límite de cuencas con sus respectivas longitudes**

| LIMITE DE CUENCA | LONGITUD DE LA CURVA (M) | LONGITU DE LA CURVA EN (KM) |
|------------------|--------------------------|-----------------------------|
| Curva 240        | 653.64                   | 0.65                        |
| Curva 230        | 1107.03                  | 1.11                        |
| Curva 220        | 1409.26                  | 1.41                        |
| Curva 210        | 1523.29                  | 1.52                        |
| Curva 200        | 2083.16                  | 2.08                        |
| Curva 190        | 231.18                   | 0.23                        |
| <b>TOTAL</b>     | <b>7007.55</b>           | <b>7.01</b>                 |

**La distancia entre curvas es de 10 m equivalente a 0.01 km**

**Calculo de la pendiente media**

La pendiente media de la cuenca se calcula por la fórmula siguiente

$$Sm = \frac{\sum(L * D)}{Ac}$$

Dónde:

Sm: Pendiente media de la cuenca

L: Longitud de las curvas de nivel (Km.)

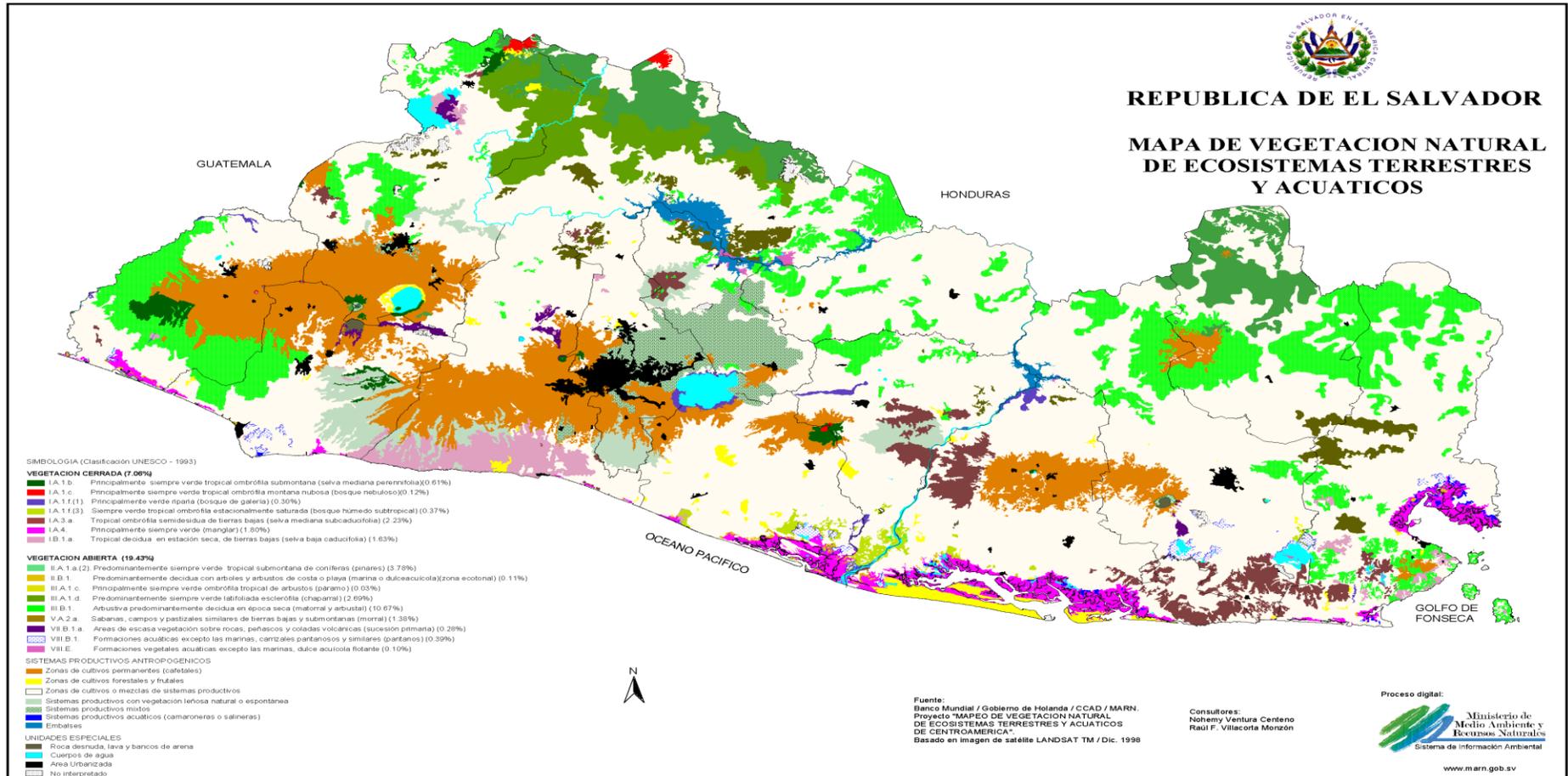
D: Intervalo entre dos curvas de nivel consecutivo (Km.)

Ac: Área total de la cuenca (Km2).

$$Sm = \frac{\sum(7.01 * 0.01)}{1.49} = 0.047 * 100 = 4.71\%$$

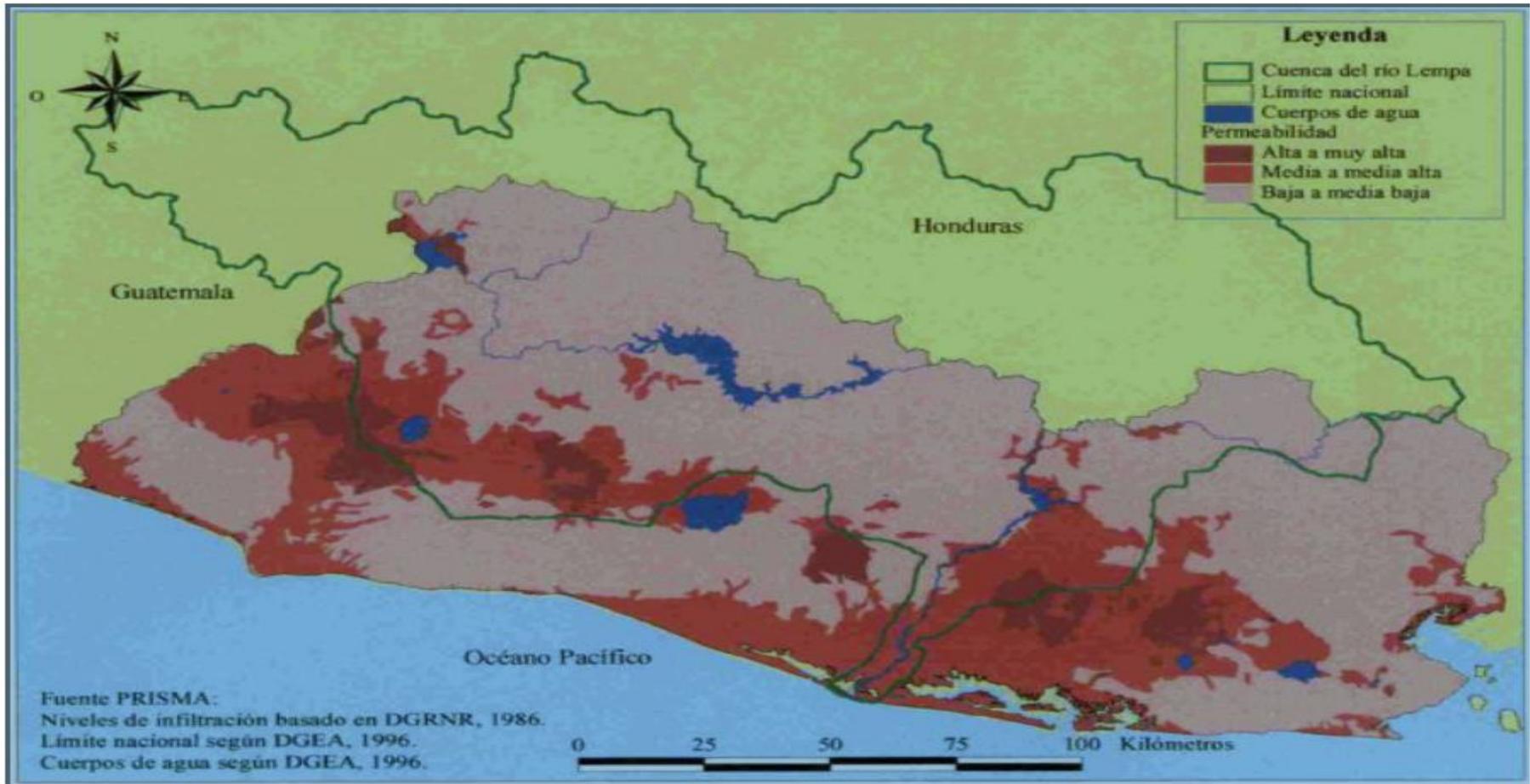


Mapa 15: Este Mapa nos indica que nuestra área de estudio es zona de cultivo o mezclas de sistemas productivos.





Mapa 16: La zona de estudio nos indica que es de permeabilidad alta a muy alta, entonces se considera como permeable y con la pendiente de la cuenca podemos encontrar el Coeficiente de Escorrentía.



## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



**Cuadro 1: Coeficiente de escorrentía para diferentes superficies y considerando pendiente.**

| Característica de la superficie  | Periodo de retorno (años) |      |      |      |      |      |      |
|--|---------------------------|------|------|------|------|------|------|
|  | 2                         | 5    | 10   | 25   | 50   | 100  | 500  |
| <b>Coefficientes de escorrentía para ser usados en el método racional.</b> |                           |      |      |      |      |      |      |
| <b>Áreas desarrolladas</b>   |                           |      |      |      |      |      |      |
| Asfáltico  | 0.73                      | 0.77 | 0.81 | 0.86 | 0.90 | 0.95 | 1.00 |
| Concreto / techo   | 0.75                      | 0.80 | 0.83 | 0.88 | 0.92 | 0.97 | 1.00 |
| <b>Zonas verdes (jardines, parques, etc.)</b>                              |                           |      |      |      |      |      |      |
| <i>Condición pobre</i> (cubierta de pasto menor del 50 % del área)         |                           |      |      |      |      |      |      |
| Plano, 0-2%  | 0.32                      | 0.34 | 0.37 | 0.40 | 0.44 | 0.47 | 0.58 |
| Promedio, 2-7%   | 0.37                      | 0.40 | 0.43 | 0.46 | 0.49 | 0.53 | 0.61 |
| Pendiente, superior a 7%   | 0.40                      | 0.43 | 0.45 | 0.49 | 0.52 | 0.55 | 0.62 |
| <i>Condición promedio</i> (cubierta de pasto del 50 al 75 % del área)      |                           |      |      |      |      |      |      |
| Plano, 0-2%  | 0.25                      | 0.28 | 0.30 | 0.34 | 0.37 | 0.41 | 0.53 |
| Promedio, 2-7%   | 0.33                      | 0.36 | 0.38 | 0.42 | 0.45 | 0.49 | 0.58 |
| Pendiente, superior a 7%   | 0.37                      | 0.40 | 0.42 | 0.46 | 0.49 | 0.53 | 0.60 |
| <i>Condición buena</i> (cubierta de pasto mayor del 75 % del área)         |                           |      |      |      |      |      |      |
| Plano, 0-2%  | 0.21                      | 0.23 | 0.25 | 0.29 | 0.32 | 0.36 | 0.49 |
| Promedio, 2-7%   | 0.29                      | 0.32 | 0.35 | 0.39 | 0.42 | 0.46 | 0.56 |
| Pendiente, superior a 7%   | 0.34                      | 0.37 | 0.40 | 0.44 | 0.47 | 0.51 | 0.58 |
| <b>Áreas no desarrolladas</b>  |                           |      |      |      |      |      |      |
| <b>Área de cultivos</b>  |                           |      |      |      |      |      |      |
| Plano, 0-2%  | 0.31                      | 0.34 | 0.36 | 0.40 | 0.43 | 0.47 | 0.57 |
| Promedio, 2-7%   | 0.35                      | 0.38 | 0.41 | 0.44 | 0.48 | 0.51 | 0.60 |
| Pendiente, superior a 7%   | 0.39                      | 0.42 | 0.44 | 0.48 | 0.51 | 0.54 | 0.61 |
| <b>Pastizales</b>  |                           |      |      |      |      |      |      |
| Plano, 0-2%  | 0.25                      | 0.28 | 0.30 | 0.34 | 0.37 | 0.41 | 0.53 |
| Promedio, 2-7%   | 0.33                      | 0.36 | 0.38 | 0.42 | 0.45 | 0.49 | 0.58 |
| Pendiente, superior a 7%   | 0.37                      | 0.40 | 0.42 | 0.46 | 0.49 | 0.53 | 0.60 |
| <b>Bosques</b>   |                           |      |      |      |      |      |      |
| Plano, 0-2%  | 0.22                      | 0.25 | 0.28 | 0.31 | 0.35 | 0.39 | 0.48 |
| Promedio, 2-7%   | 0.31                      | 0.34 | 0.36 | 0.40 | 0.43 | 0.47 | 0.56 |
| Pendiente, superior a 7%   | 0.35                      | 0.39 | 0.41 | 0.45 | 0.48 | 0.52 | 0.58 |

Fuente: Ven te Chow, Hidrología Aplicada, Mc Graw hill, Bogota (1998)

Con la pendiente media de la cuenca ( $S_m$ ) se busca en el cuadro para un periodo de retorno de 10 años para el caso de cubierta de pasto mayor a 75% y una pendiente de 4.71% obteniendo un coeficiente de escorrentía de 0.35.



#### 4.4.2.5 CAUDAL DE LA PRIMERA MICROCUENCA URBANIZADO EN M<sup>3</sup>/S

$$Q = 0.278 \text{ CIA}$$

Dónde:

Intensidad (I) según grafica I.D.F. en mm/hora

$$I = \frac{3.16 \text{ mm}}{\text{min}} \times \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hora}} = 189.60 \text{ mm/hora}$$

$$\text{Intensidad} = \mathbf{189.60 \text{ mm/hora}}$$

$$\text{Área en km}^2 = 0.03797744 \text{ km}^2$$

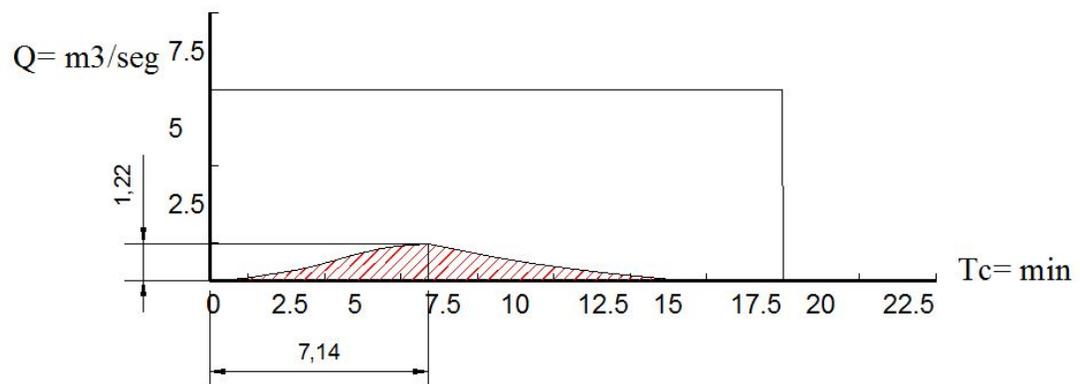
$$Q = 0.278 * 0.61 * 189.60 \text{ mm/h} * 0.03797744 \text{ km}^2 = 1.22 \text{ m}^3/\text{s}$$

Caudal con urbanización  $Q = 1.22 \text{ m}^3/\text{s}$

**Grafico 18: Hidrograma Descarga #1**

## HIDROGRAMA DESCARGA #1

CON URBANIZACION





4.4.2.6 CAUDAL DE LA PRIMERA MICRO CUENCA SIN URBANIZACION

$$Q = 0.278 \text{ CIA}$$

$$Q = 0.278 * 0.35 * 189.60 \text{ mm/h} * 0.03797744 \text{ km}^2 = 0.70 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q \text{ sin urbanización} = \mathbf{0.70 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Grafico 19: Hidrograma descarga # 1 sin urbanización

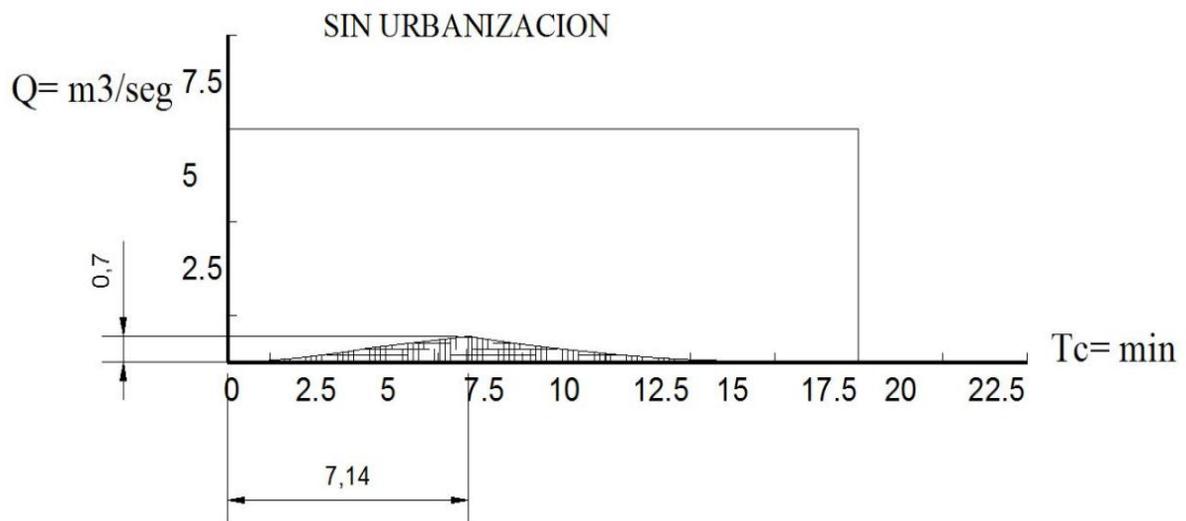
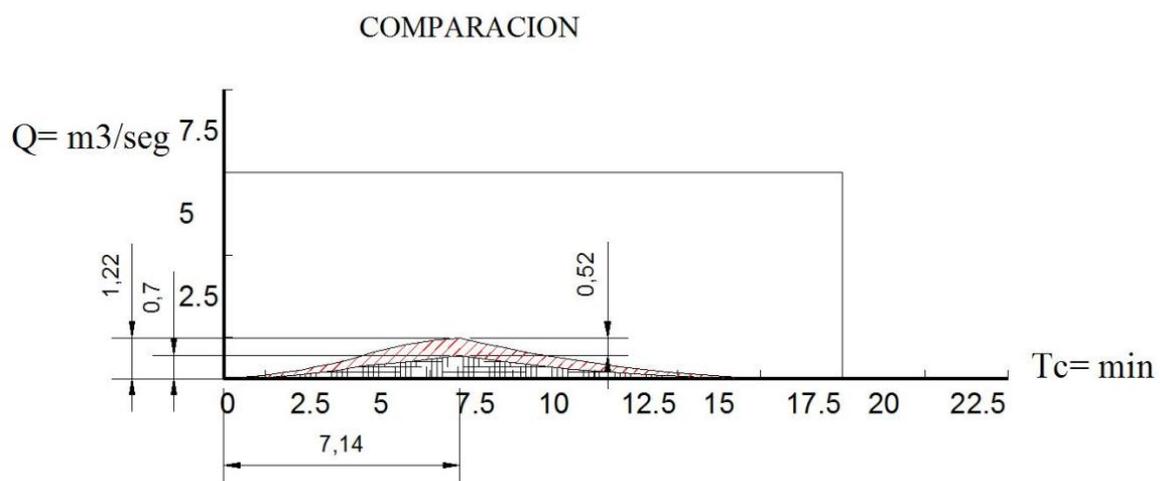


Grafico 20: Hidrograma descarga # 1 Comparación





#### 4.4.2.7 VOLUMEN DE LA PRIMERA MICROCUENCA

Según formula de Abb y Grit:

$$V = \frac{60 * 2 * Tc * Q2 (1 - \alpha)^2}{2}$$

$$\alpha = \frac{Q1}{Q2}$$

Dónde:

$Q_1$  = caudal sin urbanización

$Q_2$  = caudal con urbanización

$$\alpha = \frac{0.70}{1.22} = 0.574$$

$$V = \frac{60 * 2 * 7.14 * 1.22 (1 - 0.574)^2}{2} = 94.85$$

$$\underline{V = 94.85 m^3}$$

#### 4.4.3 Análisis hidrológico de la segunda descarga

##### Descripción:

La segunda zona de descarga contempla aproximadamente un 60% de la primera etapa de la Colonia Ciudad Pacifica la cual está constituida por 13 polígonos con un total de 687.00 casas y una longitud total de Senda de y Avenidas es de 3075.80

**Fotografía 33: Identificación de la Microcuenca de estudio y áreas de influencia de segunda descarga.**



**Fuente: Google Earth (Versión Pública) y Grupo de tesis.**

Zona de descarga

# “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



Fotografía 34: Identificación de áreas tributarias de la Microcuenca de la segunda descarga.



Fuente: Mapas Departamentales y Municipales de El Salvador y Grupo de tesis.



#### 4.4.3.1 Datos de la segunda descarga.

Los datos se obtienen de la misma forma en que se obtuvieron con la primera descarga utilizando la misma metodología, obteniendo los siguientes datos:

*Datos obtenidos para la zona de descarga 2.*

- ✓ Longitud del curso del agua más largo (**L= 736.341 m = 0.736341km**)
- ✓ Diferencia de elevaciones (H = Elev. Mayor – Elev. Menor.) = (220.50-211)= **9.5m**
- ✓ Área de recogimiento de la cuenca (**A= 113216.63 m<sup>2</sup> = 0.11321663 Km<sup>2</sup>**)

#### 4.4.3.2 Tiempo de concentración para segunda descarga

Fórmulas que se emplearan para encontrar el tiempo de concentración:

➤ **FORMULA DE PICKERING**

$$T_c = \left( \frac{0.871 L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Dónde:

T<sub>c</sub>: Tiempo de concentración, en horas.

L: Longitud del curso de aguas más largo, en Km.

H: Diferencia de elevación, en mts.

❖ Sustituyendo en la fórmula de Pickering:

$$T_c = \left( \frac{0.871 L^3}{H} \right)^{0.385}$$

$$T_c = \left( \frac{0.871 * (0.736341)^3 \text{km}^3}{9.5\text{mts}} \right)^{0.385} = 0.2798\text{h} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ h}} = 16.79\text{min.}$$



**FORMULA DE GIANDOTTI**

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 L_c}{0.80\sqrt{H_m}}$$

Dónde:

T<sub>c</sub>: Tiempo de concentración, en horas.

A: Área de recogimiento de la cuenca, Kms<sup>2</sup>

L<sub>c</sub>: Longitud del cauce más largo, en Kms.

H<sub>m</sub>: Elevación media, en mts calculada mediante la expresión:

$$H_m = (H_{max} + H_{min}) / 2$$

$$H_m = (220.50 + 211) / 2 = \mathbf{215.75 \text{ m.s.n.m}}$$

❖ **Sustituyendo en la fórmula de Giandotti:**

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 L_c}{0.80\sqrt{H_m}}$$

$$T_c = \frac{4\sqrt{0.11321663 \text{ km}^2} + 1.5 (0.736341 \text{ km})}{0.80\sqrt{215.75}} = \mathbf{0.2085 h} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ h}} = \mathbf{12.51 \text{ min.}}$$

➤ **FORMULA DE INSTRUCCIÓN DE CARRETERA**

$$T_c(\text{en h}) = T_e + T_r = 0.3 * \left[ \left( \frac{\frac{1}{3} LT}{J^{1/4}} \right)^{0.76} \right] + \frac{\frac{2}{3} LT}{3.6 * v_r}$$

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



Donde

Tc= Tiempo de concentración en horas

Te = Tiempo de escorrentía

LT = Longitud del cauce principal en kilómetros.

J = Pendiente del cauce principal.

Vr = Velocidad de recorrido.

Tr = Tiempo de recorrido

$$J = \frac{(H_{maxima} - h_{minima})}{Longitud\ del\ cauce\ principal} * 100$$

$$J = \frac{(220.50 - 211)}{736.341} * 100 = 1.29\%$$

**Tabla 22: Velocidades de recorrido de tanteo, en función de la pendiente media de la cuenca.**

| Pendiente media de la cuenca (%) | Velocidad de recorrido inicial (m/s) |
|----------------------------------|--------------------------------------|
| Menor del 5 %                    | 1 m/s                                |
| Del 5 a 10 %                     | 1 - 2 m/s                            |
| Mayor del 10 %                   | 2 m/s                                |

**Fuente: memoria de estudios previos de condicionantes físicos para la ordenación de la orla sudoeste de suelo urbanizable.**

Se toma velocidad = 1m/s ya que la pendiente del cauce es 1.29% y según la tabla para pendiente < de 5% es igual a 1m/s.

$$Tc = 0.3 * \left[ \left( \frac{\frac{1}{3} * 0.736341}{1.29^{1/4}} \right)^{0.76} \right] + \frac{\frac{2}{3} * 0.736341}{3.6 * 1} = 0.2347 \ h * \frac{60min}{1h} = 14.08 \ min$$

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



### ➤ FÓRMULA DE U.S. CORPS ENGINEERING:

$$T_c = 0.3(L/S^{1/4})^{0.76}$$

Dónde:

T<sub>c</sub>= tiempo de concentración en horas

L = es la longitud del cauce en kilómetros.

S = es la pendiente de la cuenca principal.

**Tabla 23: Pendiente promedio de segunda Microcuenca para formula de u.s. corps Engineering**

| límite de la Cuenca | longitud de la cuenca (m) | longitud de la cuenca en (KM) |
|---------------------|---------------------------|-------------------------------|
| 220.8               | 79.38                     | 0.08                          |
| 219.2               | 143.26                    | 0.14                          |
| 217.6               | 206.04                    | 0.21                          |
| 216                 | 443.87                    | 0.44                          |
| 214.4               | 666.86                    | 0.67                          |
| 212.8               | 516.82                    | 0.52                          |
| 211.2               | 409.95                    | 0.41                          |
| 209.6               | 179.56                    | 0.18                          |
| total               | 2645.74                   | 2.65                          |

**Fuente: Elaboración propia**

Para encontrar la pendiente del cauce:

$$S = \frac{\sum \text{longitud de la cuenca} * \text{distancia entre curva}}{\text{area de la cuenca}}$$

Para encontrar la diferencia entre curvas solo es realizar la diferencia de la curva actual menos la anterior (220.8-219.2 = 1.6 m). O la diferencia de cualquiera de las curvas ya que todas tienen las mismas distancias.

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”

---



$$S = \frac{2.65 * 0.0016}{0.1132166} = 0.037392$$

$$S = 0.037392 * 100\%$$

$$S = 3.73\%$$

### SUSTITUYENDO EN LA FÓRMULA DE U.S. CORPS ENGINEERING

$$T_c = 0.3 \left( \frac{0.736341}{3.73^{1/4}} \right)^{0.76} = 0.1851 \text{ h} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ h.}} = 11.10 \text{ min}$$

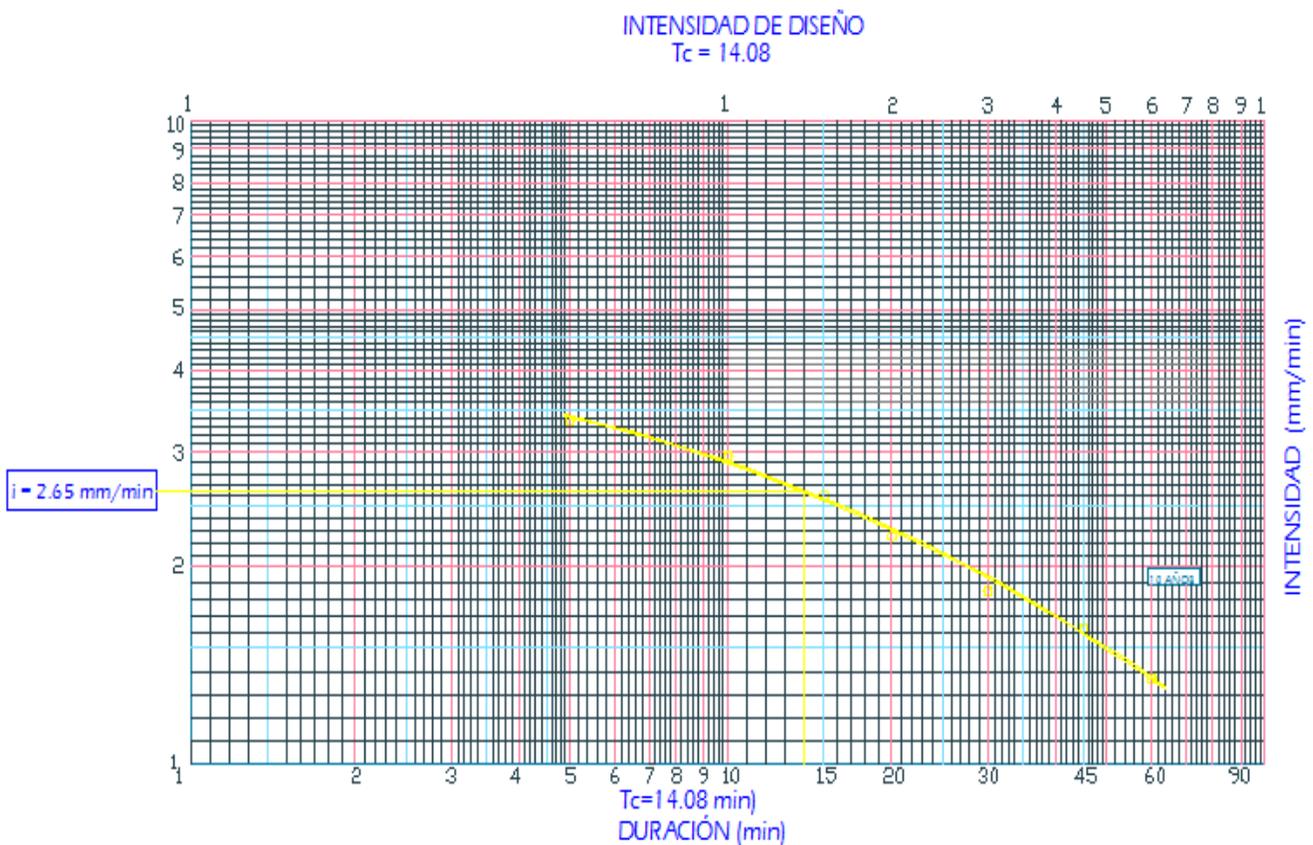
- ✓ Se decide elegir la fórmula de instrucción de carreteras ya que es la fórmula que toma consideración el tiempo de recorrido y el tiempo de escurrimiento para obtener el resultado de tiempo de concentración de la Microcuenca.



4.4.3.3 Intensidad de lluvia con un tiempo de concentración de 14.08 para un periodo de retorno de 10 años

Grafico 21: intensidad de lluvia para un  $T_c$  de 14.08 min.

NOTA: El volumen estimado de almacenamiento mínimo para el estanque se calcula para una



crecida de 10 años de periodo de retorno con la zona urbanizada<sup>2</sup>.

<sup>2</sup> Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos



**4.4.3.4 Áreas que influyen para determinar el coeficiente de escorrentía ponderado.**

Se utiliza la misma metodología realizada en la primera descarga para encontrar el coeficiente ponderado de la Microcuenca de la segunda descarga, se resumen los procesos y se presentan las tablas con la información final de cada paso.

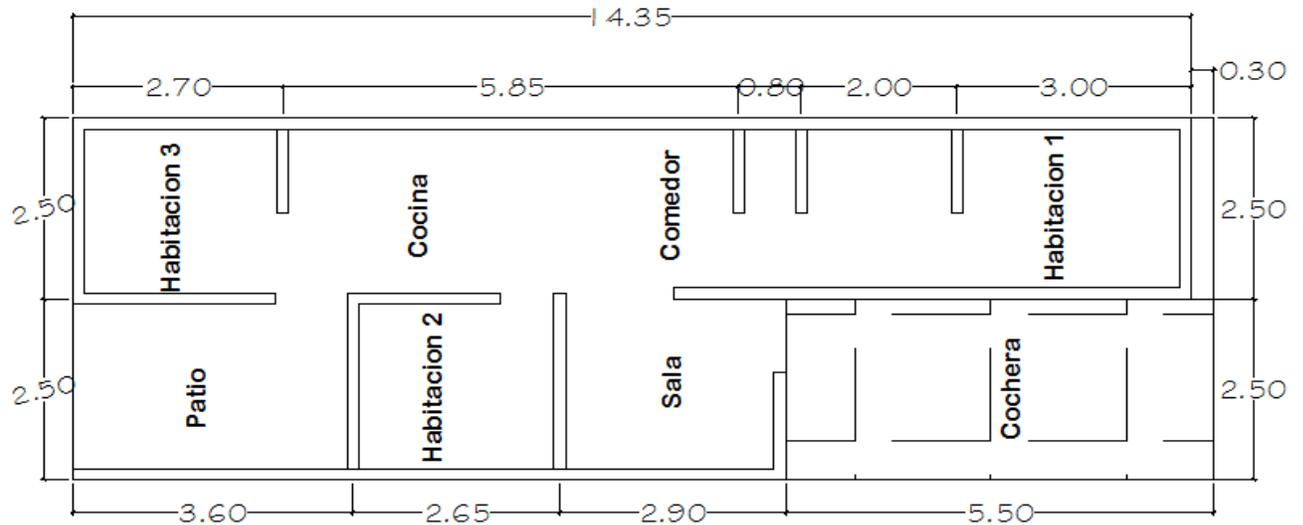
Áreas que influyen para determinar el coeficiente de escorrentía ponderado de la segunda descarga.

**Tabla 24. Número de casas de la segunda Microcuenca**

| Polígono | Numero de casa |
|----------|----------------|
| B-1      | 134.00         |
| B-2      | 45.00          |
| B-3      | 43.00          |
| B-4      | 46.00          |
| B-5      | 45.00          |
| B-6      | 47.00          |
| B-7      | 45.00          |
| B-8      | 48.00          |
| B-9      | 47.00          |
| B-11     | 54.00          |
| B-13     | 53.00          |
| B-15     | 53.00          |
| B-17     | 27.00          |
| TOTAL    | 687.00         |

❖ AREA DE TECHO DE UNA CASA.

Planta Arquitectonica de Viviendas de Microcuencia de Estudio



Para encontrar el área techada de la casa se suman las áreas de la casa que están techadas como habitaciones, cocina, baño, sala. Dando como resultado **49.75 m<sup>2</sup>** dato que se obtuvo más detallado en el análisis de la primera descarga.

**2. Área total de techo de la Microcuencia en estudio.**

At= # de casa \* área de techo por casa.

$$At= 687 \text{ casas} * 49.75 \text{ m}^2 = \mathbf{34178.25 \text{ m}^2}.$$



**Tabla 25: Área total de techo de la segunda Microcuenca en estudio.**

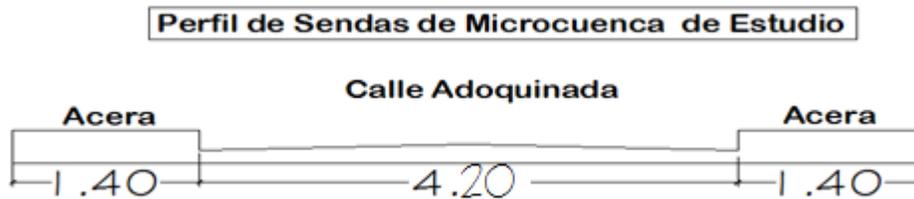
| Polígono     | Numero de casa | Área de Techo (m2) |
|--------------|----------------|--------------------|
| B-1          | 134.00         | 6666.50            |
| B-2          | 45.00          | 2238.75            |
| B-3          | 43.00          | 2139.25            |
| B-4          | 46.00          | 2288.50            |
| B-5          | 45.00          | 2238.75            |
| B-6          | 47.00          | 2338.25            |
| B-7          | 45.00          | 2238.75            |
| B-8          | 48.00          | 2388.00            |
| B-9          | 47.00          | 2338.25            |
| B-11         | 54.00          | 2686.50            |
| B-13         | 53.00          | 2636.75            |
| B-15         | 53.00          | 2636.75            |
| B-17         | 27.00          | 1343.25            |
| <b>TOTAL</b> | <b>687.00</b>  | <b>34178.25</b>    |

✓ De tabla se encuentra el Coeficiente para techos que es  $C= 0.85$ .

3. Encontrando el área adoquinada considerando las longitudes de Sendas obtenidas mediante el programa. Para encontrar esta área se multiplican las longitudes de cada Senda Calle o Avenida por su respectivo ancho que se muestra en el perfil de la calle, encontrando así el área a adoquinar. El mismo procedimiento es repetido para encontrar el área de las aceras.



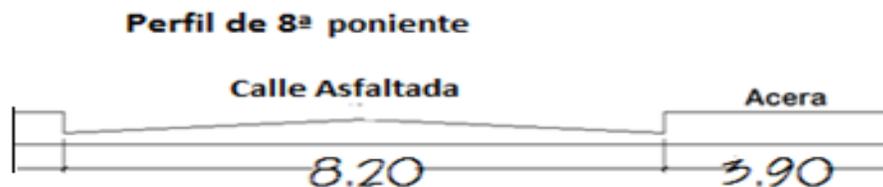
**Figura 35: Perfil de Sendas de segunda Microcuenca en estudio**



**Tabla 26: Áreas totales de acera y calles de la segunda Microcuenca en estudio**

| NOMBRE DE SENDA         | LONGITUD DE SENDA | AREA DE ACERA (m2) | AREA DE CALLE (m2) |
|-------------------------|-------------------|--------------------|--------------------|
| LIC. FELIX A. CRISTIANI | 245.00            | 686.00             | 1029.00            |
| SENDA # 7               | 243.00            | 680.40             | 1020.60            |
| SENDA #6                | 249.00            | 697.20             | 1045.80            |
| SENDA # 5               | 255.00            | 714.00             | 1071.00            |
| SENDA # 4               | 261.00            | 730.80             | 1096.20            |
| SENDA # 3               | 137.00            | 383.60             | 575.40             |
| SENDA # 2               | 138.00            | 386.40             | 579.60             |
| SENDA # 1               | 137.00            | 383.60             | 575.40             |
| TOTAL                   | 2037.00           | 4662.00            | 6993.00            |

**Figura 36: Perfil de 8ª Calle Poniente**

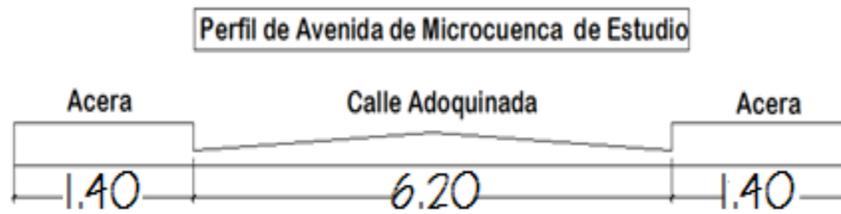


**“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**



| SENDA POLIGONO B CALLE ASFALTADA |                   |                   |                   |
|----------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| NOMBRE DE CALLE                  | LONGITUD DE CALLE | AREA DE ACERA(M2) | AREA DE CALLE(M2) |
| 8ª CALLE PONIENTE                | 372.00            | 1450.80           | 3050.40           |

**Figura 37: Perfil de Avenidas de polígono A**



| NOMBRE DE AVENIDA               | LONGITUD DE SENDA | AREA DE ACERA  | AREA DE CALLE  |
|---------------------------------|-------------------|----------------|----------------|
| AVENIDA LIC. FELIX A. CRISTIANI | 200.00            | 560.00         | 1240.00        |
| AVENIDA LIC. FELIX A. CRISTIANI | 466.80            | 1307.04        | 2894.16        |
| <b>TOTAL</b>                    | <b>666.80</b>     | <b>1867.04</b> | <b>4134.16</b> |

- ✓ De tabla se obtiene el valor del coeficiente para adoquinado que es **C= 0.70**
- ✓ De tabla se obtiene el valor para acera que es **C= 0.80**

**4. CALCULANDO AREA DE JARDINES Y AREAS VERDES.**

Se hará como una diferencia del área total de la Microcuenca menos la Sumatoria de área de techo + área de acera + área de adoquinado + área asfaltada.

$$113216.63 - (34178.25 + 7979.84 + 11127.16 + 3050.40) = \mathbf{56880.98}$$

**AREA DE JARDINES = 56880.98**

**“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**



**Tabla 27: Áreas que influyen para encontrar áreas de jardines de la segunda Microcuenca**

| AREAS DE INFLUENCIA           | AREAS TOTALES |
|-------------------------------|---------------|
| AREA DE TECHO                 | 34178.25      |
| AREA DE CORDON CUNETA Y ACERA | 7979.84       |
| AREA DE ADOQUINADO            | 11127.16      |
| AREA DE ASFALTADO             | 3050.40       |
| AREA DE JARDINES              | 56880.98      |
| AREA TOTAL DE MICROCUENCA     | 113216.63     |

- ✓ Del nomograma para el cálculo de coeficiente para parques y jardines se obtiene **C = 0.35**

**5. ENCONTRANDO COEFICIENTE PONDERADO**

Se multiplican cada uno de los resultados obtenidos de las áreas de techos, cordón cuneta, adoquinado, asfaltado y jardines por su respectivo coeficiente.

**Tabla 28: Áreas totales que influyen para encontrar el coeficiente de escorrentía ponderado de la segunda Microcuenca.**

| AREAS DE INFLUENCIA           | AREAS TOTALES | COEFICIENTE DE ESCOR. | A*C             |
|-------------------------------|---------------|-----------------------|-----------------|
| AREA DE TECHO                 | 34178.25      | 0.85                  | 29051.51        |
| AREA DE CORDON CUNETA Y ACERA | 7979.84       | 0.80                  | 6383.87         |
| AREA DE ADOQUINADO            | 11127.16      | 0.70                  | 7789.01         |
| AREA DE ASFALTADO             | 3050.40       | 0.85                  | 2592.84         |
| AREA DE JARDINES              | 56880.98      | 0.35                  | 19908.34        |
| AREA TOTAL DE MICROCUENCA     | 113216.63     |                       |                 |
| <b>TOTAL</b>                  |               |                       | <b>65725.58</b> |

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



$$\text{Coeficiente ponderado} = \frac{\text{sumatoria de } A \cdot C}{\text{total de area}}$$

$$\text{Coeficiente ponderado} = \frac{65725.58}{113216.63} = 0.58$$

✓ El Coeficiente ponderado para la Micro cuenca en estudio es **C= 0.58**

### 4.4.3.5 CAUDAL DE LA SEGUNDA MICROCUENCA URBANIZADO EN M<sup>3</sup>/S

$$Q = 0.278 \text{ CIA}$$

Dónde:

Intensidad (I) según grafica I.D.F. en mm/hora

$$I = \frac{2.65 \text{ mm}}{\text{min}} \times \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hora}} = 159 \text{ mm/hora}$$

$$\text{Intensidad} = \mathbf{159 \text{ mm/hora}}$$

$$\text{Área en km}^2 = 0.11321663 \text{ km}^2$$

$$\text{Coeficiente de escorrentía} = 0.58$$

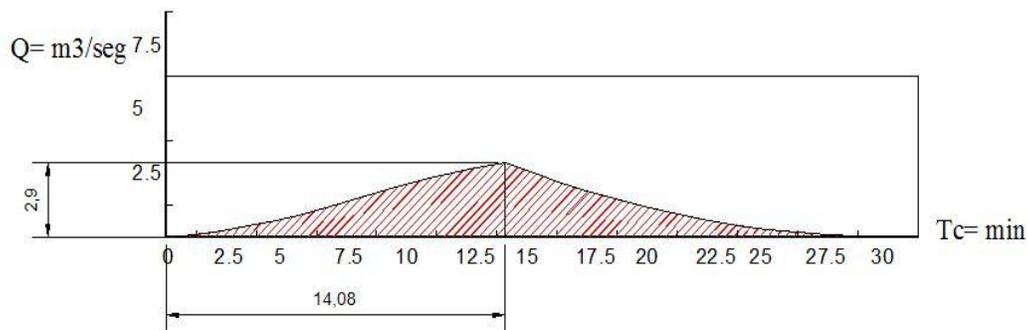
$$Q = 0.278 * 0.58 * 159 \text{ mm/h} * 0.11321663 \text{ km}^2 = 2.90 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Caudal urbanizado **Q= 2.90 m<sup>3</sup>/s**

Grafico 22: Hidrograma Descarga #2 con urbanización

## HIDROGRAMA DESCARGA #2

CON URBANIZACION



### 4.4.3.6 CAUDAL DE LA MICROCUENCA SIN URBANIZACION

Se utiliza el coeficiente de escorrentía encontrado en la sección 4.4.2.4.1 que es coeficiente natural del la zona de estudio sin urbanización.

$$Q = 0.278 \text{ CIA}$$

Datos:

$$I = 159 \text{ mm/h}$$

$$C = 0.35$$

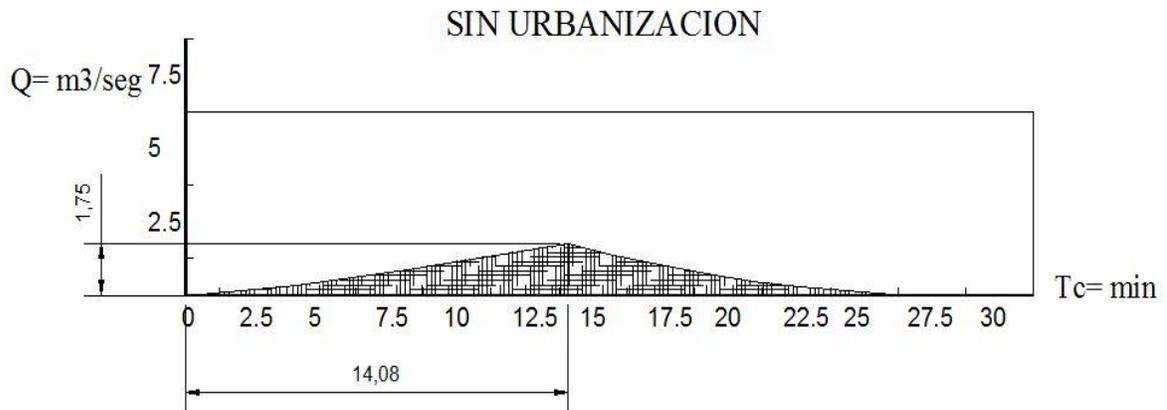
$$A = 0.11321663 \text{ km}^2$$

$$Q = 0.278 * 0.35 * 159 \text{ mm/h} * 0.11321663 \text{ km}^2 = 1.75 \text{ m}^3/\text{s}$$

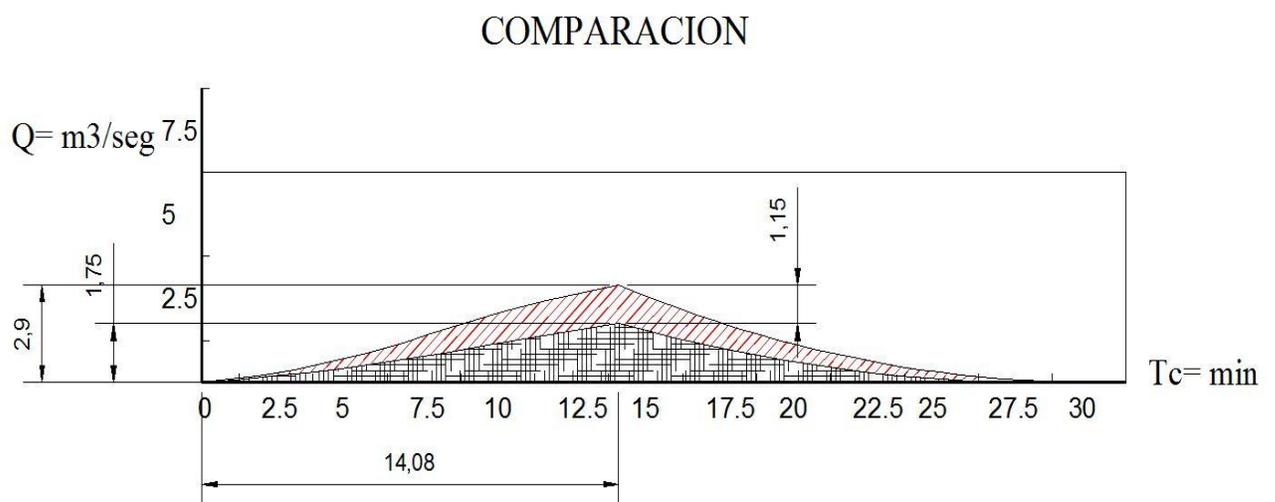
➤ Q sin urbanización = **1.75 m<sup>3</sup>/s**



Grafica 23: Hidrograma descarga # 2 sin urbanización



Grafica 24: Hidrograma descarga # 3 comparación





#### 4.4.3.7 Volumen generado por la segunda Microcuenca

Según formula de Abb y Grit:

$$V = \frac{60 * 2 * Tc * Q2 (1 - \alpha)^2}{2}$$

$$\alpha = \frac{Q1}{Q2}$$

Dónde:

$Q_1$  = Caudal sin urbanización

$Q_2$  = Caudal con urbanización

$$\alpha = \frac{1.75}{2.90} = 0.603$$

$$V = \frac{60 * 2 * 14.08 * 2.90 (1 - 0.603)^2}{2} = 386.13$$

$$\underline{\underline{V = 386.13m^3}}$$



#### 4.4.4 ANÁLISIS DE LA TERCERA DESCARGA

Fotografía 35: Identificación de la Microcuenca de estudio y áreas de influencia de tercera descarga



División de tercera y cuarta microcuenca en Av. Las Conchas



Descarga de Tercera Microcuenca

Fuente: Google Earth y Grupo de tesis.

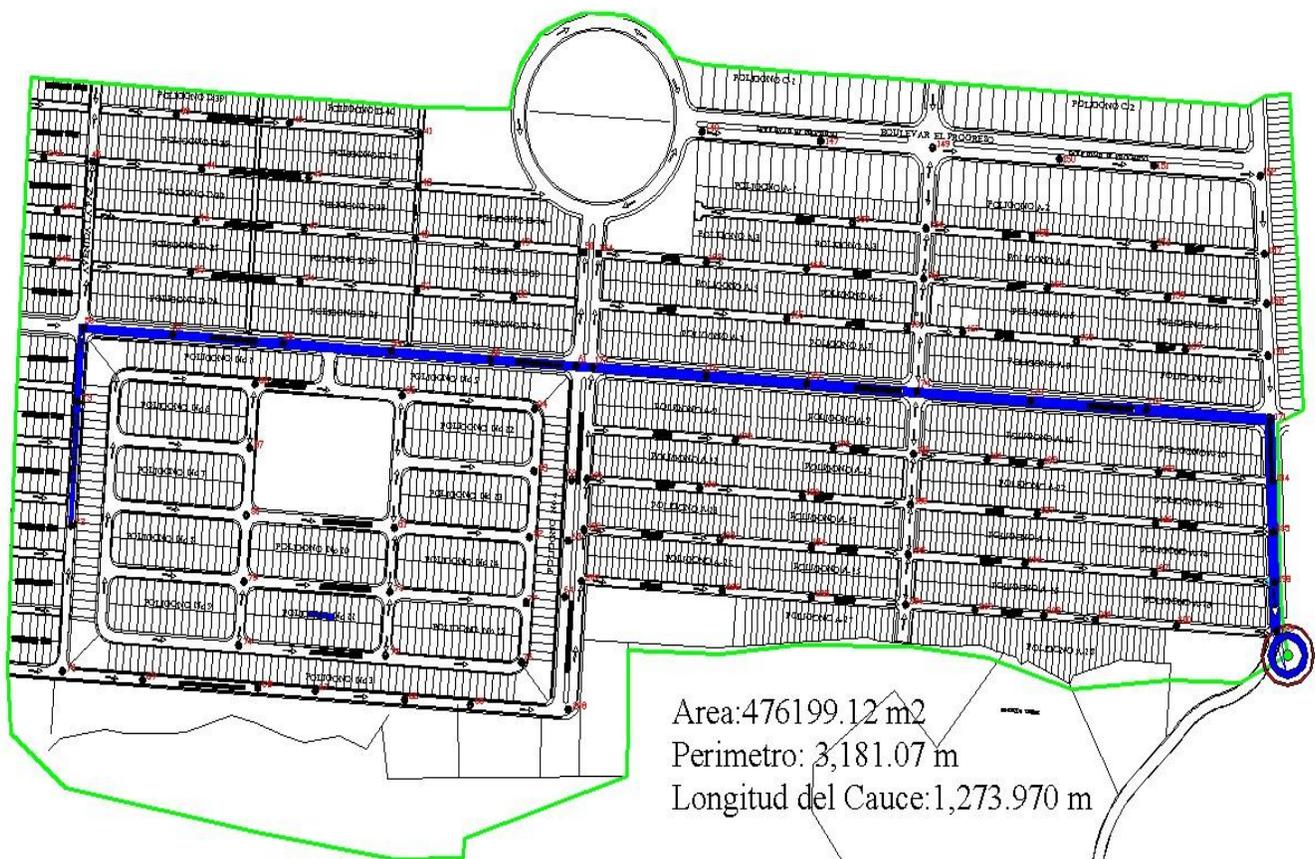
## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



### Descripción:

La tercera zona de descarga está constituida por dos etapas de la urbanización las cuales son la segunda etapa y parte de la cuarta incluyendo la residencial en construcción, también cabe mencionar que la cuarta etapa todavía se encuentra en construcción pero para efectos de cálculos de escorrentía y caudales desarrollados por la zona de descarga se considero que la urbanización se encuentra construida completamente ya que se cuentan con los planos proyectados de la urbanización, la zona de la tercera descarga consta de 60 polígonos, 3000 casa proyectadas, una longitud de Sendas y avenidas de 10792 esto incluyendo el Boulevard la zona de descarga de la micro cuenca el cual se encuentra en el desvío a la Lotificación el Amate.

### Fotoarafia 36: Identificación de áreas tributarias.





#### **4.4.4.1 Datos de la tercera descarga**

Los datos se obtienen de la misma forma en que se obtuvieron con la primera descarga utilizando la misma metodología, obteniendo los siguientes datos:

*Datos obtenidos para la zona de descarga 3.*

- ✓ Longitud del curso del agua más largo (**L= 1273.97 m = 1.27397km**)
- ✓ Diferencia de elevaciones (H = Elev. Mayor – Elev. Menor.) = (253-210)= **43m**
- ✓ Área de recogimiento de la cuenca (**A= 476199.1236 m<sup>2</sup> = 0.4761991236Km<sup>2</sup>**)

#### **4.4.4.2 Tiempos de Concentración tercera descarga.**

Fórmulas que se emplearan para encontrar el tiempo de concentración:

➤ **FORMULA DE PICKERING**

$$T_c = \left( \frac{0.871 L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Dónde:

Tc: Tiempo de concentración, en horas.

L: Longitud del curso de aguas más largo, en Km.

H: Diferencia de elevación, en mts.

❖ Sustituyendo en la fórmula de pickering:

$$T_c = \left( \frac{0.871 L^3}{H} \right)^{0.385}$$



$$T_c = \left( \frac{0.871 * (1.27397)^3 \text{km}^2}{43 \text{mts}} \right)^{0.385} = 0.2947 \text{h} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ h}} = 17.68 \text{ min.}$$

➤ **FORMULA DE GIANDOTTI**

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 L_c}{0.80\sqrt{H_m}}$$

Dónde:

T<sub>c</sub>: Tiempo de concentración, en horas.

A: Área de recogimiento de la cuenca, Kms<sup>2</sup>

L<sub>c</sub>: Longitud del cauce más largo, en Kms.

*H<sub>m</sub>: Elevación media, en mts calculada mediante la expresión:*

$$H_m = (H_{\text{max}} + H_{\text{min}}) / 2$$

$$H_m = (253 + 210) / 2 = 231.5 \text{m.s.n.m}$$

❖ **Sustituyendo en la fórmula de Giandotti:**

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 L_c}{0.80\sqrt{H_m}}$$

$$T_c = \frac{4\sqrt{0.4761991236 \text{ km}^2} + 1.5 (1.27397 \text{ km})}{0.80\sqrt{231.5}} = 0.3838 \text{h} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ h}} = 23.02 \text{ min.}$$



➤ **FORMULA DE INSTRUCCIÓN DE CARRETERA**

$$Tc(en h) = Te + Tr = 0.3 * \left[ \left( \frac{\frac{1}{3} LT}{J^{1/4}} \right)^{0.76} \right] + \frac{\frac{2}{3} LT}{3.6 * v_r}$$

Dónde:

Tc= Tiempo de concentración en horas

Te = Tiempo de escorrentía

LT = Longitud del cauce principal en kilómetros.

J = Pendiente del cauce principal.

Vr = Velocidad de recorrido.

Tr = Tiempo de recorrido

$$J = \frac{(Hmaxima - hminima)}{Longitud\ del\ cauce\ principal} * 100$$

$$J = \frac{(253 - 210)}{1273.97} * 100 = 3.38\%$$

**Tabla 29: Velocidades de recorrido de tanteo, en función de la pendiente media de la cuenca.**

| Pendiente media de la cuenca (%) | Velocidad de recorrido inicial (m/s) |
|----------------------------------|--------------------------------------|
| Menor del 5 %                    | 1 m/s                                |
| Del 5 a 10 %                     | 1 - 2 m/s                            |
| Mayor del 10 %                   | 2 m/s                                |

**Fuente: Memoria de estudios previos de condicionantes físicos para la ordenación de la orla sudoeste de suelo urbanizable.**

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



Se toma velocidad = 1m/s ya que la pendiente del cauce es 3.38% y según la tabla para pendiente < de 5% es igual a 1m/s.

$$T_c = 0.3 * \left[ \left( \frac{\frac{1}{3} * 1.27397}{3.38^{1/4}} \right)^{0.76} \right] + \frac{\frac{2}{3} * 1.27397}{3.6 * 1} = 0.36 \text{ h} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ h}} = 21.6 \text{ min}$$

➤ **FÓRMULA DE U.S. CORPS ENGINEERING:**

$$T_c = 0.3(L/S^{1/4})^{0.76}$$

Dónde:

T<sub>c</sub>= tiempo de concentración en horas

L = es la longitud del cauce en kilómetros.

S = es la pendiente de la cuenca principal.

**Tabla 30: pendiente promedio de la Microcuenca para formula de u.s. corps engineering**

| límite de Cuenca | longitud de la cuenca (m) | longitud de la cuenca en (KM) |
|------------------|---------------------------|-------------------------------|
| 256              | 214.03                    | 0.21                          |
| 252              | 420.96                    | 0.42                          |
| 248              | 656.16                    | 0.66                          |
| 244              | 837.34                    | 0.84                          |
| 240              | 891.03                    | 0.89                          |
| 236              | 1103.44                   | 1.10                          |
| 232              | 1122.60                   | 1.12                          |
| 228              | 991.67                    | 0.99                          |
| 224              | 1043.92                   | 1.04                          |
| 220              | 820.40                    | 0.82                          |
| 216              | 659.69                    | 0.66                          |
| 212              | 191.19                    | 0.19                          |
| total            | 8952.43                   | 8.95                          |

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”

---



Para encontrar la pendiente del cauce:

$$S = \frac{\sum \text{longitud de la cuenca} * \text{distancia entre curva}}{\text{area de la cuenca}}$$

Para encontrar la diferencia entre curvas solo es realizar la diferencia de la curva actual menos la anterior (256-252= 4m). O la diferencia de cualquiera de las curvas ya que todas tienen las mismas distancias.

$$S = \frac{8.95 * 0.004}{0.4761991236} = 0.0751987$$

$$S = 0.0751987 * 100\%$$

$$S = 7.52\%$$

### **SUSTITUYENDO EN LA FÓRMULA DE U.S. CORPS ENGINEERING**

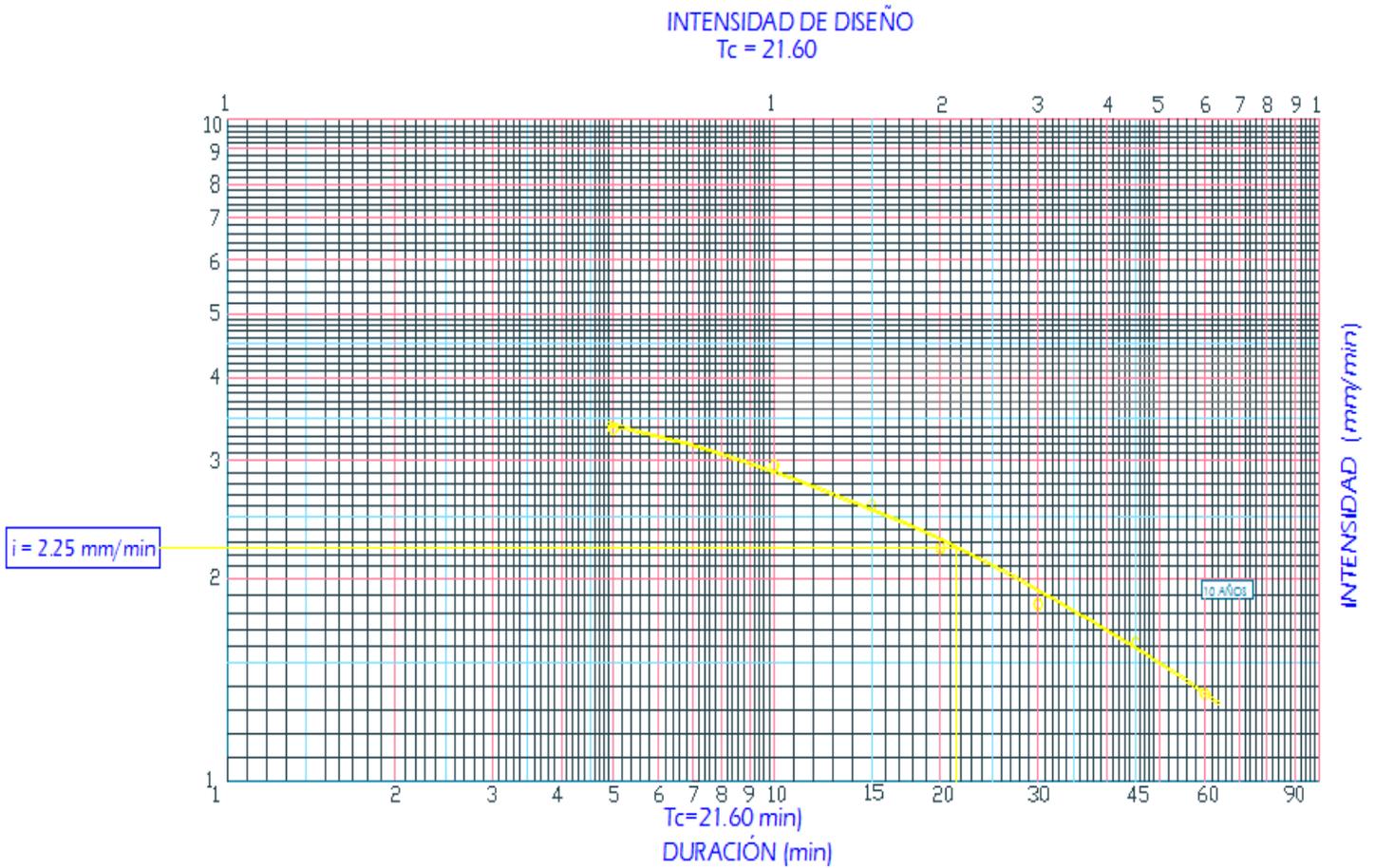
$$T_c = 0.3 \left( \frac{1.27397}{7.52^{1/4}} \right)^{0.76} = 0.2457 \text{ h} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ h.}} = 14.74 \text{ min}$$

- ✓ Se decide elegir la fórmula de instrucción de carreteras ya que es la fórmula que toma consideración el tiempo de recorrido y el tiempo de escurrimiento para obtener el resultado de tiempo de concentración de la Microcuenca.



4.4.4.3 Intensidad de diseño para tercera descarga

Grafica 25: la intensidad de diseño para un  $T_c$  de 21.60min.





**4.4.4.4 Áreas que influyen para determinar el coeficiente de escorrentía ponderado de la tercera descarga.**

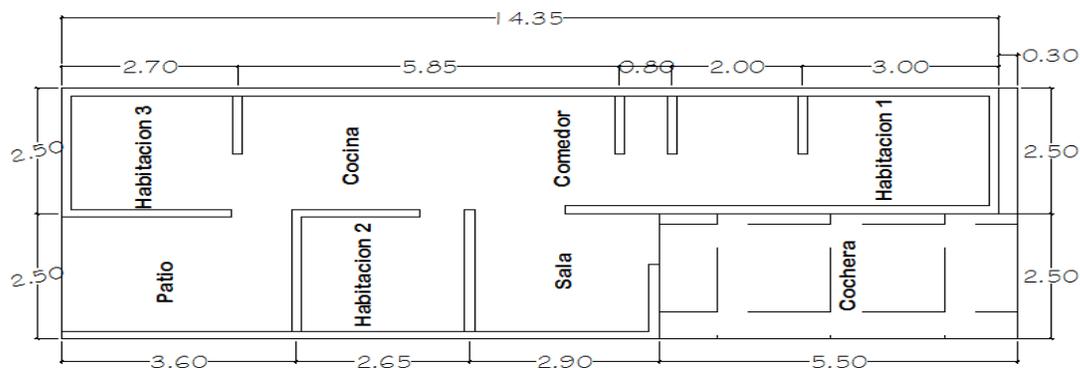
Se utiliza la misma metodología realizada en la primera descarga para encontrar el coeficiente ponderado de la Microcuenca de la tercera descarga, se resumen los procesos y se presentan las tablas con la información final de cada paso.

**Tabla 31: áreas que influyen para determinar el coeficiente de escorrentía ponderado de la tercera descarga.**

| CASAS POR POLIGONO |                 |
|--------------------|-----------------|
| Polígono           | Número de casas |
| Polígono A         | 1598            |
| Polígono B         | 43              |
| Polígono C         | 86              |
| Polígono D         | 758             |
| Residencial        | 515             |
| <b>TOTAL</b>       | <b>3000</b>     |

❖ **AREA DE TECHO DE UNA CASA.**

**Planta Arquitectonica de Viviendas de Microcuenca de Estudio**



## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



1. Para encontrar las áreas techadas de la casa se suman el área de la casa que están techadas como de habitaciones, cocina, baño y sala. Dando como resultado **49.75 m<sup>2</sup>** dato que se obtuvo más detallado en el análisis de la primera descarga.

- At= # de casa \* área de techo por casa.
- At= 3000 casas \* 49.75 m<sup>2</sup> = **149250 m<sup>2</sup>**.

**Tablas 32: Área total de techo de tercera Microcuenca en estudio.**

| POLIGONO A   |                |                    |
|--------------|----------------|--------------------|
| Poligono     | Numero de casa | Area de Techo (m2) |
| A-1          | 53.00          | 2636.75            |
| A-2          | 76.00          | 3781.00            |
| A-3          | 69.00          | 3432.75            |
| A-4          | 102.00         | 5074.50            |
| A-5          | 98.00          | 4875.50            |
| A-6          | 103.00         | 5124.25            |
| A-7          | 98.00          | 4875.50            |
| A-8          | 105.00         | 5223.75            |
| A-9          | 98.00          | 4875.50            |
| A-10         | 107.00         | 5323.25            |
| A-11         | 98.00          | 4875.50            |
| A-12         | 108.00         | 5373.00            |
| A-13         | 98.00          | 4875.50            |
| A-14         | 110.00         | 5472.50            |
| A-15         | 98.00          | 4875.50            |
| A-16         | 111.00         | 5522.25            |
| A-17         | 25.00          | 1243.75            |
| A-18         | 41.00          | 2039.75            |
| <b>TOTAL</b> | <b>1598.00</b> | <b>79500.50</b>    |

| RESIDENCIAL    |                |                    |
|----------------|----------------|--------------------|
| Poligono       | Numero de casa | Area de Techo (m2) |
| 1              | 27.00          | 1343.25            |
| 2              | 30.00          | 1492.50            |
| 3              | 57.00          | 2835.75            |
| 4              | 30.00          | 1492.50            |
| 5              | 27.00          | 1343.25            |
| 6              | 34.00          | 1691.50            |
| 7              | 34.00          | 1691.50            |
| 8              | 34.00          | 1691.50            |
| 9              | 34.00          | 1691.50            |
| 10             | 36.00          | 1791.00            |
| 11             | 36.00          | 1791.00            |
| 12             | 34.00          | 1691.50            |
| 13             | 34.00          | 1691.50            |
| 14             | 34.00          | 1691.50            |
| 15             | 34.00          | 1691.50            |
| <b>TOTALES</b> | <b>515.00</b>  | <b>25621.25</b>    |

| POLIGONO B |                |                    |
|------------|----------------|--------------------|
| Poligono   | Numero de casa | Area de Techo (m2) |
| B-1        | 43.00          | 2139.25            |

| POLIGONO C   |                |                    |
|--------------|----------------|--------------------|
| Poligono     | Numero de casa | Area de Techo (m2) |
| C-1          | 36.00          | 1791.00            |
| C-2          | 50.00          | 2487.50            |
| <b>TOTAL</b> | <b>86.00</b>   | <b>4278.50</b>     |

**“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**



| POLIGONO D   |                |                    |
|--------------|----------------|--------------------|
| Poligono     | Numero de casa | Area de Techo (m2) |
| D-1          | 12.00          | 597.00             |
| D-5          | 14.00          | 696.50             |
| D-9          | 14.00          | 696.50             |
| D-12         | 14.00          | 696.50             |
| D-15         | 14.00          | 696.50             |
| D-19         | 14.00          | 696.50             |
| D-23         | 18.00          | 895.50             |
| D-24         | 50.00          | 2487.50            |
| D-25         | 50.00          | 2487.50            |
| D-26         | 50.00          | 2487.50            |
| D-27         | 18.00          | 895.50             |
| D-28         | 50.00          | 2487.50            |
| D-29         | 50.00          | 2487.50            |
| D-30         | 50.00          | 2487.50            |
| D-31         | 18.00          | 895.50             |
| D-32         | 50.00          | 2487.50            |
| D-33         | 50.00          | 2487.50            |
| D-34         | 46.00          | 2288.50            |
| D-35         | 18.00          | 895.50             |
| D-36         | 50.00          | 2487.50            |
| D-37         | 50.00          | 2487.50            |
| D-38         | 8.00           | 398.00             |
| D-39         | 25.00          | 1243.75            |
| D-40         | 25.00          | 1243.75            |
| <b>TOTAL</b> | <b>758.00</b>  | <b>37710.50</b>    |

| AREAS DE TECHO TOTALES |                 |                     |
|------------------------|-----------------|---------------------|
| Poligono               | Numero de casas | Area de techos (m2) |
| Poligono A             | 1598            | 79500.50            |
| Poligono B             | 43              | 2139.25             |
| Poligono C             | 86              | 4278.50             |
| Poligono D             | 758             | 37710.50            |
| Residencial            | 515             | 25621.25            |
| <b>TOTAL</b>           | <b>3000</b>     | <b>149250.00</b>    |

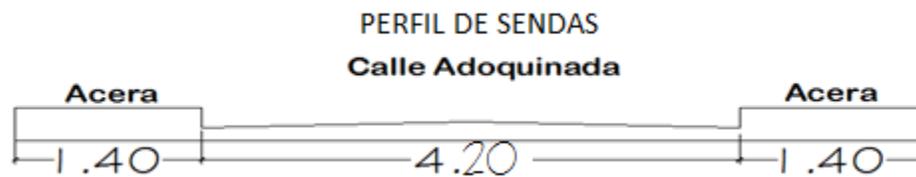
✓ De tabla se encuentra el Coeficiente para techos que es  $C = 0.85$ .

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”

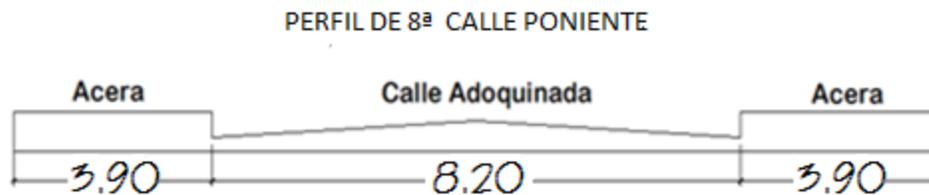


2. Encontrando el área adoquinada considerando las longitudes de Sendas obtenidas mediante el programa. Para encontrar esta área se multiplican las longitudes de cada Senda Calle o Avenida por su respectivo ancho que se muestra en el perfil de la calle encontrando así el área a adoquinar, el mismo procedimiento es repetido para encontrar el área de las aceras.

**Figura 38: Perfil de Sendas de tercera Microcuenca**



**Figura 39: perfil de 8ª Calle Poniente**



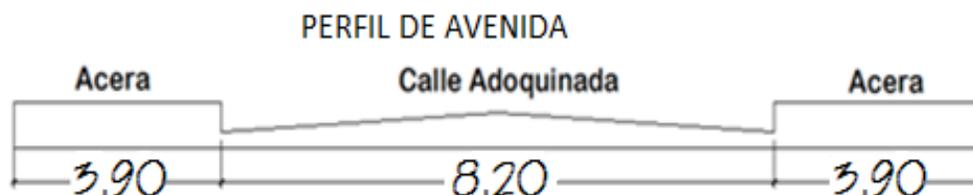
**Tablas 33: Áreas totales de acera y calles de la tercera Microcuenca en estudio**

| NOMBRE DE SENDA   | LONGITUD DE SENDA | AREA DE ACERA (m <sup>2</sup> ) | AREA DE CALLE (m <sup>2</sup> ) |
|-------------------|-------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| SENDA # 1         | 447.80            | 1253.84                         | 1880.76                         |
| SENDA # 3         | 522.64            | 1463.39                         | 2195.09                         |
| SENDA #5          | 528.80            | 1480.64                         | 2220.96                         |
| 8ª CALLE PONIENTE | 536.80            | 4187.04                         | 4401.76                         |
| SENDA #7          | 539.80            | 1511.44                         | 2267.16                         |
| SENDA # 9         | 542.80            | 1519.84                         | 2279.76                         |
| SENDA #11         | 544.80            | 1525.44                         | 2288.16                         |
| SENDA #13         | 547.80            | 1533.84                         | 2300.76                         |
| <b>TOTAL</b>      | <b>4211.24</b>    | <b>14475.47</b>                 | <b>19834.41</b>                 |

**“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**



**Figura 40: Perfil de avenidas las Conchas y Av. X de tercera Microcuenca**

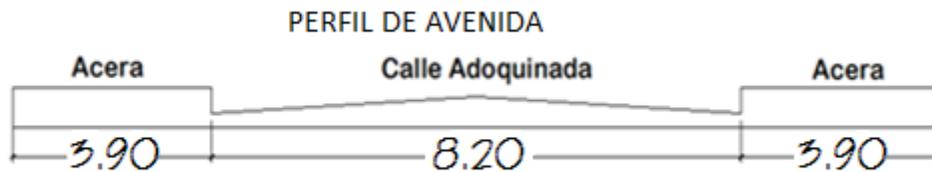


| NOMBRE DE AVENIDA   | LONGITUD DE SENDA | AREA DE ACERA  | AREA DE CALLE  |
|---------------------|-------------------|----------------|----------------|
| AVENIDA LAS CONCHAS | 412.00            | 3213.60        | 3378.40        |
| Avenida "x"         | 387.00            | 3018.60        | 3173.40        |
| <b>TOTAL</b>        | <b>799.00</b>     | <b>6232.20</b> | <b>6551.80</b> |

| NOMBRE DE SENDA         | LONGITUD DE SENDA | AREA DE ACERA   | AREA DE CALLE   |
|-------------------------|-------------------|-----------------|-----------------|
| CALLE SANTIAGO J. CELIS | 437.80            | 3414.84         | 3589.96         |
| ENTRE POL. D1 Y D5      | 40.00             | 312.00          | 168.00          |
| ENTRE POL. D5 Y D9      | 42.00             | 327.60          | 176.40          |
| ENTRE POL. D9 Y D12     | 42.00             | 327.60          | 176.40          |
| ENTRE POL. D12 Y D15    | 43.00             | 335.40          | 180.60          |
| ENTRE POL. D5 Y D19     | 43.00             | 335.40          | 180.60          |
| 8ª CALLE PONIENTE       | 445.80            | 3477.24         | 3655.56         |
| SENDA MANUEL J. ARCE    | 445.80            | 3477.24         | 1872.36         |
| SENDA EL PROGRESO       | 441.80            | 3446.04         | 1855.56         |
| SENDA JOSE M. DELGADO   | 408.80            | 3188.64         | 1716.96         |
| SENDA INDEPENDENCIA     | 348.80            | 2720.64         | 1464.96         |
| <b>TOTAL</b>            | <b>2738.80</b>    | <b>21362.64</b> | <b>15037.36</b> |

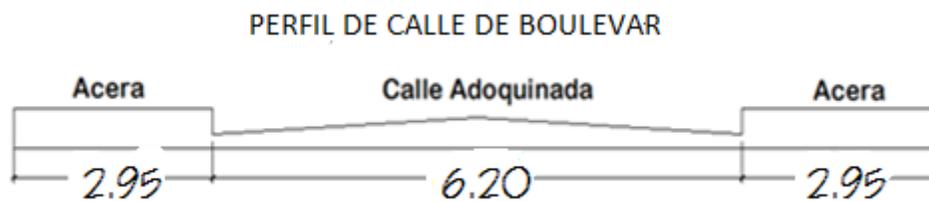


**Figura 41: Perfil de Avenida La Paz**



| NOMBRE DE AVENIDA | LONGITUD DE SENDA | AREA DE ACERA  | AREA DE CALLE  |
|-------------------|-------------------|----------------|----------------|
| AVENIDA LA PAZ    | 424.00            | 3307.20        | 3476.80        |
| <b>TOTAL</b>      | <b>424.00</b>     | <b>3307.20</b> | <b>3476.80</b> |

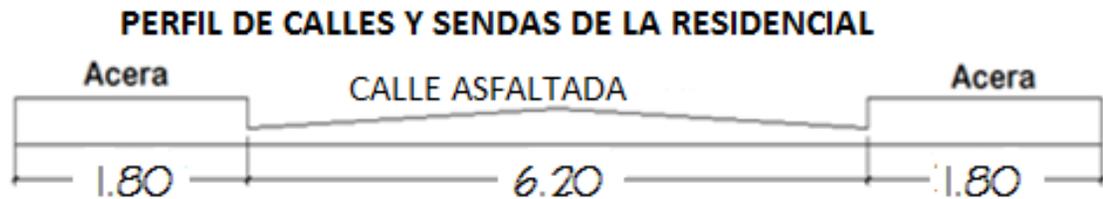
**Figura 42: Perfil de Calles del Boulevard**



| <b>BOULEVAR</b>     |                   |                |                |
|---------------------|-------------------|----------------|----------------|
| NOMBRE DEL BOULEVAR | LONGITUD DE SENDA | AREA DE ACERA  | AREA DE CALLE  |
| LOS HEROES          | 346.00            | 2041.40        | 4290.40        |
| LOS PROGRESO        | 452.80            | 2671.52        | 5614.72        |
| <b>TOTAL</b>        | <b>346.00</b>     | <b>2041.40</b> | <b>9905.12</b> |



**Figura 43: Perfil de Calles y Sendas de la Residencial**



| CALLES DE LA RESIDENCIAL |                   |                |                |
|--------------------------|-------------------|----------------|----------------|
| NOMBRE DE SENDA          | LONGITUD DE SENDA | AREA DE ACERA  | AREA DE CALLE  |
| CALLE LOS GIRASOLES      | 324.60            | 1168.56        | 2012.52        |
| CALLE LAS AZUCENAS       | 324.60            | 1168.56        | 2012.52        |
| CALLE LOS CLAVELES       | 324.60            | 1168.56        | 2012.52        |
| CALLE LOS LIRIOS         | 212.00            | 763.20         | 1314.40        |
| CALLE LAS ROSAS          | 324.60            | 1168.56        | 2012.52        |
| <b>TOTAL</b>             | <b>1510.40</b>    | <b>5437.44</b> | <b>9364.48</b> |

| SENDAS DE LA RESIDENCIAL |                   |                |                |
|--------------------------|-------------------|----------------|----------------|
| NOMBRE DE AVENIDA        | LONGITUD DE SENDA | AREA DE ACERA  | AREA DE CALLE  |
| SENDA #1                 | 191.00            | 687.60         | 1184.20        |
| SENDA #2                 | 191.00            | 687.60         | 1184.20        |
| SENDA #3                 | 191.00            | 687.60         | 1184.20        |
| SENDA #4                 | 191.00            | 687.60         | 1184.20        |
| <b>TOTAL</b>             | <b>764.00</b>     | <b>2750.40</b> | <b>4736.80</b> |

- ✓ De tabla se obtiene el valor del coeficiente para adoquinado que es **C= 0.70**
- ✓ De tabla se obtiene el valor para acera que es **C= 0.80**



**Tabla 34: Áreas que influyen para encontrar áreas de jardines de la segunda Microcuenca.**

| AREAS DE INFLUENCIA            | AREAS TOTALES |
|--------------------------------|---------------|
| AREA DE TECHO                  | 149250.00     |
| AREA DE ACERA Y CORDON CUNETAS | 55606.75      |
| AREA DE ADOQUINADO             | 54805.49      |
| AREA DE ASFALTO                | 14101.28      |
| AREA DE JARDINES               | 202435.60     |
| AREA TOTAL DE MICROCUENCA      | 476199.12     |

### **3. CALCULANDO AREA DE JARDINES Y AREAS VERDES.**

Se hará como una diferencia del área total de la Microcuenca menos la Sumatoria de área de techo + área de acera + área de adoquinado.

$$\text{AREA DE JARDINES} = 476199.12 - (149250 + 55606.75 + 54805.49 + 14101.28)$$

$$\text{AREA DE JARDINES} = \mathbf{202435.60 \text{ M}^2}$$

- ✓ Del nomograma para el cálculo de coeficiente para parques y jardines se obtiene **C = 0.35**



#### 4. ENCONTRANDO COEFICIENTE PONDERADO

Se multiplican cada uno de los resultados obtenidos de las áreas de techos, cordón cuneta, adoquinado y jardines por su respectivo coeficiente.

**Tabla 35: Áreas que influyen para determinar el coeficiente de escorrentía ponderado de la tercera descarga.**

| AREAS DE INFLUENCIA            | AREAS TOTALES | COEFICIENTE DE ESCOR. | A*C                |
|--------------------------------|---------------|-----------------------|--------------------|
| AREA DE TECHO                  | 149250.00     | 0.85                  | 126862.50          |
| AREA DE ACERA Y CORDON CUNETAS | 55606.75      | 0.80                  | 44485.40           |
| AREA DE ADOQUINADO             | 54805.49      | 0.70                  | 38363.84           |
| AREA DE ASFALTO                | 14101.28      | 0.85                  | 11986.09           |
| AREA DE JARDINES               | 202435.60     | 0.35                  | 70852.46           |
| AREA TOTAL DE MICROCUENCA      | 476199.12     |                       |                    |
| <b>TOTAL</b>                   |               |                       | <b>292550.2912</b> |

$$\text{Coeficiente ponderado} = \frac{\text{sumatoria de A*C}}{\text{total de area}}$$

$$\text{Coeficiente ponderado} = \frac{292550.2912}{476199.12} = 0.61$$

✓ **El Coeficiente ponderado para la Micro cuenca en estudio es C= 0.61**



4.4.4.5 CAUDAL EN M<sup>3</sup>/S CON URBANIZACIÓN DE TERCERA DESCARGA.

Q= 0.278 CIA

Dónde:

Intensidad (I) según grafica I.D.F. en mm/hora

$$I = \frac{2.25 \text{ mm}}{\text{min}} \times \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hora}} = 135 \text{ mm/hora}$$

Intensidad = **135mm/hora**

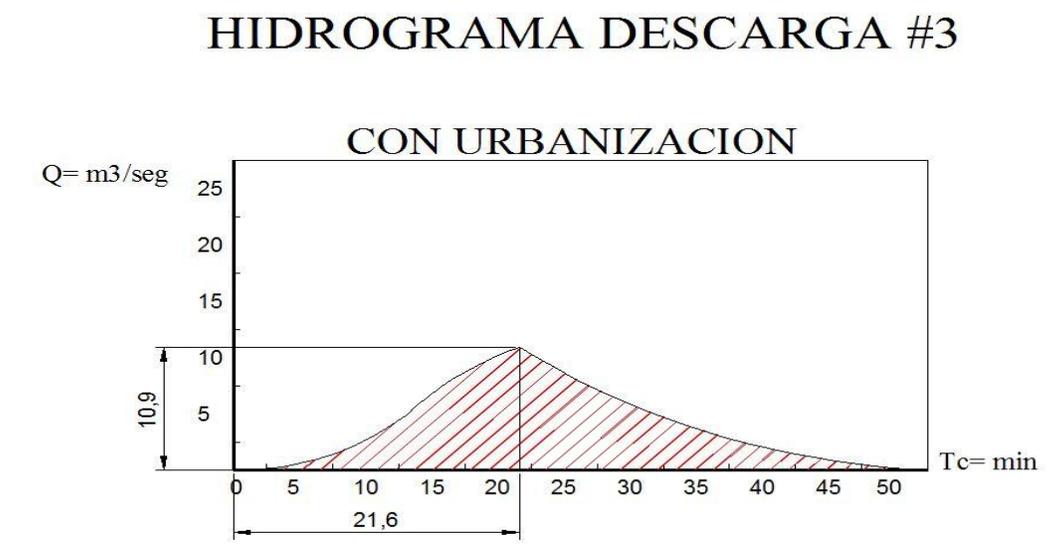
Área en km<sup>2</sup> = **0.476199124 km<sup>2</sup>**

Coefficiente de escorrentía=**0.61**

$$Q = 0.278 * 0.61 * 135 \text{ mm/h} * 0.476199124 \text{ km}^2 = 10.90 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Caudal con urbanización Q= 10.90 m<sup>3</sup>/s

Grafica 26: Hidrograma Descarga # 3 con urbanización





#### 4.4.4.6 CAUDAL DE LA TERCERA MICRO CUENCA SIN URBANIZACION

Se utiliza el coeficiente de escorrentía encontrado en la sección 4.4.2.4.1 que es coeficiente natural del la zona de estudio sin urbanización.

$$Q= 0.278 \text{ CIA}$$

Datos:

$$\text{Intensidad} = 135 \text{ mm/hora}$$

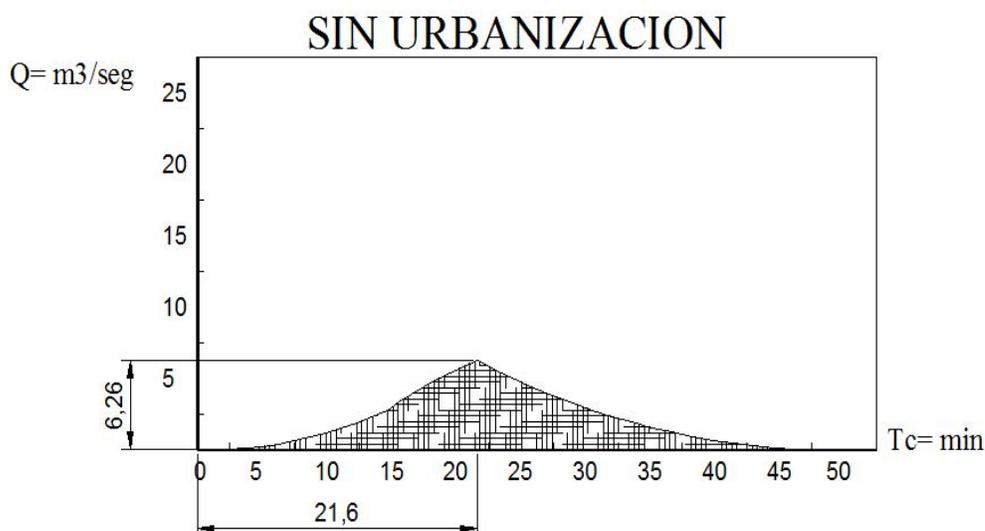
$$\text{Área en km}^2 = 0.476199124 \text{ km}^2$$

$$\text{Coeficiente de escorrentía} = 0.35$$

$$Q = 0.278 * 0.35 * 135 \text{ mm/h} * 0.476199124 \text{ km}^2 = 6.26 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤  $Q \text{ sin urbanización} = 6.26 \text{ m}^3/\text{s}$

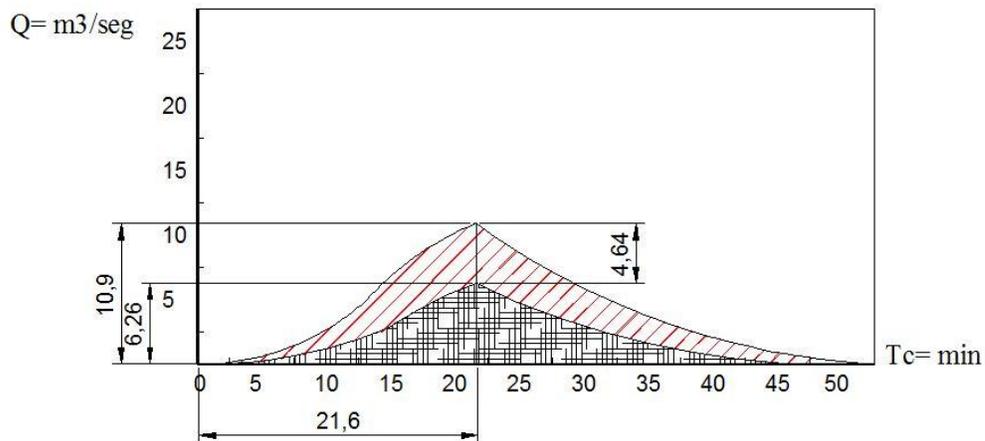
*Grafica 27: Hidrograma descarga # 3 sin urbanización*





**Grafica 28: Hidrograma descarga # 3 Comparación.**

### COMPARACION



#### 4.4.4.7 ENCONTRANDO VOLUMEN DE TERCERA MICROCUENCA

Según formula de Abb y Grit:

$$V = \frac{60 * 2 * Tc * Q2 (1 - \alpha)^2}{2}$$

$$\alpha = \frac{Q1}{Q2}$$

Dónde:

Q<sub>1</sub> = Caudal sin urbanización

Q<sub>2</sub> = Caudal con urbanización

$$\alpha = \frac{6.26}{10.90} = 0.574$$

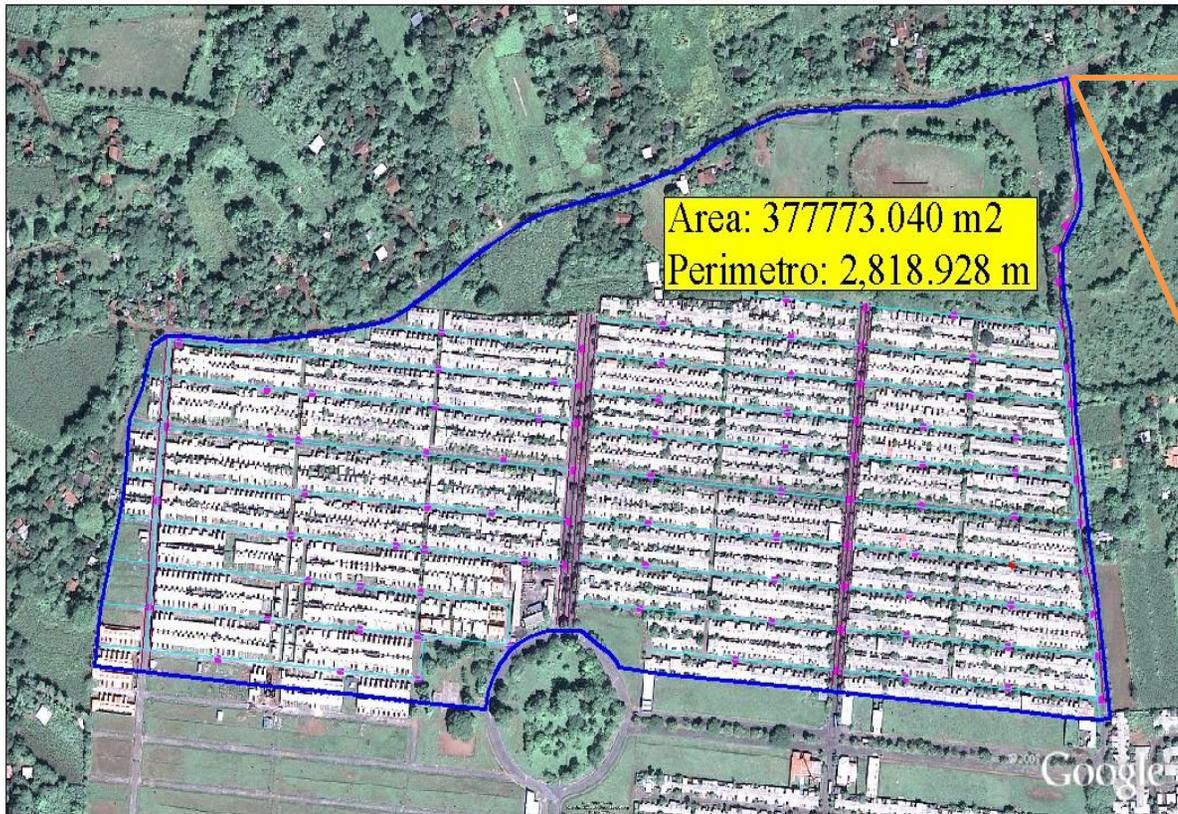
$$V = \frac{60 * 2 * 21.60 * 10.90 (1 - 0.574)^2}{2} = 2563.6$$

**V = 2563.6 m<sup>3</sup>**



4.4.5 Análisis de la cuarta Descarga

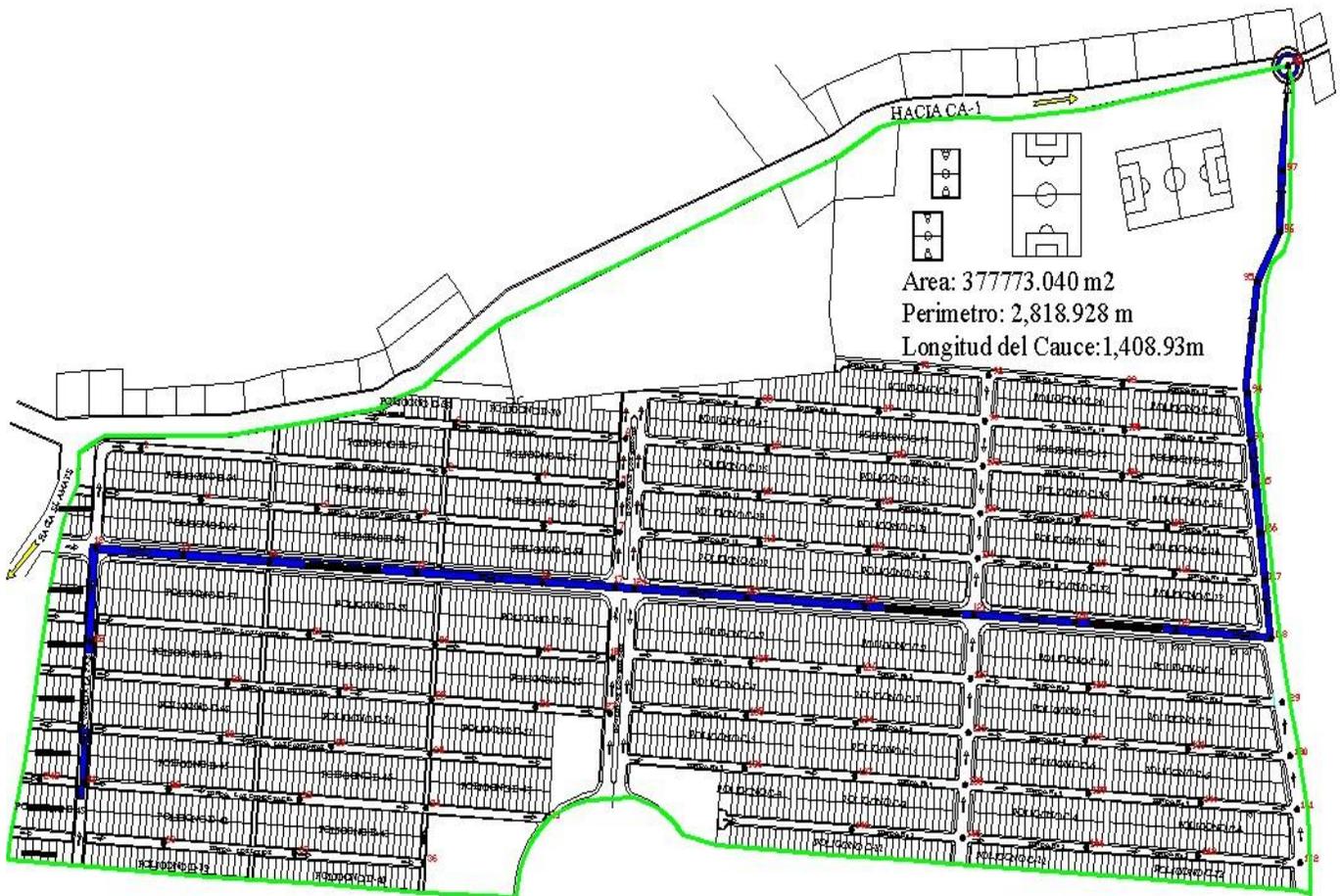
Fotografía 37: Identificación de la Microcuenca de estudio y áreas de influencia



Final de Av. Las Conchas desvío a Cantón Jalacatal



Fotografía38: Identificación de áreas tributarias.



**Descripción:**

La cuarta zona de descarga está constituida por 2 etapas de la urbanización las cuales son la tercera y parte de la cuarta, la zona de la cuarta descarga esta descarga consta de 56 polígonos, 2849 casa proyectadas, una longitud de sendas y avenidas de 9446 metros esto incluyendo el Boulevard. La zona de descarga de la Microcuenca se encuentra en la intercesión entre la avenida las conchas y la calle que vine desde la CA-1 hacia el catón el Amate.



#### **4.4.5.1 Datos de la cuarta descarga**

Los datos se obtienen de la misma forma en que se obtuvieron con la primera descarga utilizando la misma metodología, obteniendo los siguientes datos:

*Datos obtenidos para la zona de descarga 4.*

- ✓ Longitud del curso del agua más largo (**L= 1408.936 m = 1.408936km**)
- ✓ Diferencia de elevaciones (H = Elev. Mayor – Elev. Menor.) = (252-196)= **56m**
- ✓ Área de recogimiento de la cuenca (**A= 37773.04 m<sup>2</sup> = 0.037777304Km<sup>2</sup>**)

#### **4.4.5.2 Tiempos de Concentración cuarta descarga.**

Fórmulas que se emplearan para encontrar el tiempo de concentración:

➤ **FORMULA DE PICKERING**

$$T_c = \left( \frac{0.871 L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Dónde:

T<sub>c</sub>: Tiempo de concentración, en horas.

L: Longitud del curso de aguas más largo, en Km.

H: Diferencia de elevación, en mts.

❖ Sustituyendo en la fórmula de pickering:

$$T_c = \left( \frac{0.871 L^3}{H} \right)^{0.385}$$



$$T_c = \left( \frac{0.871 * (1.408936)^3 \text{ km}^2}{56 \text{ mts}} \right)^{0.385} = 0.2991 \text{ h} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ h}} = 17.95 \text{ min.}$$

➤ **FORMULA DE GIANDOTTI**

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 L_c}{0.80\sqrt{H_m}}$$

Dónde:

T<sub>c</sub>: Tiempo de concentración, en horas.

A: Área de recogimiento de la cuenca, Kms<sup>2</sup>

L<sub>c</sub>: Longitud del cauce más largo, en Kms.

H<sub>m</sub>: Elevación media, en mts calculada mediante la expresión:

$$H_m = (H_{\max} + H_{\min}) / 2$$

$$H_m = (252 + 196) / 2 = 224 \text{ m.s.n.m}$$

❖ **Sustituyendo en la fórmula de Giandotti:**

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 L_c}{0.80\sqrt{H_m}}$$

$$T_c = \frac{4\sqrt{0.037777304 \text{ km}^2} + 1.5 (1.408936 \text{ km})}{0.80\sqrt{224}} = 0.3818 \text{ h} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ h}} = 22.90 \text{ min.}$$

➤ **FORMULA DE INSTRUCCIÓN DE CARRETERA**

$$T_c(\text{en h}) = T_e + T_r = 0.3 * \left[ \left( \frac{\frac{1}{3} LT}{J^{1/4}} \right)^{0.76} \right] + \frac{\frac{2}{3} LT}{3.6 * v_r}$$

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



Dónde:

Tc= Tiempo de concentración en horas

Te = Tiempo de escorrentía

LT = Longitud del cauce principal en kilómetros.

J = Pendiente del cauce principal.

Vr = Velocidad de recorrido.

Tr = Tiempo de recorrido

$$J = \frac{(H_{maxima} - h_{minima})}{Longitud\ del\ cauce\ principal} * 100$$

$$J = \frac{(252 - 196)}{1408.936} * 100 = 3.97\%$$

**Tabla 36: Velocidades de recorrido de tanteo, en función de la pendiente media de la cuenca.**

| Pendiente media de la cuenca (%) | Velocidad de recorrido inicial (m/s) |
|----------------------------------|--------------------------------------|
| Menor del 5 %                    | 1 m/s                                |
| Del 5 a 10 %                     | 1 - 2 m/s                            |
| Mayor del 10 %                   | 2 m/s                                |

**Fuente: Memoria de estudios previos de condicionantes físicos para la ordenación de la orla sudoeste de suelo urbanizable.**

Se toma velocidad = 1m/s ya que la pendiente del cauce es 3.97 % y según la tabla para pendiente < de 5% es igual a 1m/s.

**“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**



$$T_c = 0.3 * \left[ \left( \frac{\frac{1}{3} * 1.408936}{3.97^{1/4}} \right)^{0.76} \right] + \frac{\frac{2}{3} * 1.408936}{3.97 * 1} = 0.3909 \quad h * \frac{60min}{1h} = 23.45 \text{ min}$$

➤ **FÓRMULA DE U.S. CORPS ENGINEERING:**

$$T_c = 0.3 \left( L/S^{1/4} \right)^{0.76}$$

Dónde:

T<sub>c</sub>= tiempo de concentración en horas

L = es la longitud del cauce en kilómetros.

S = es la pendiente de la cuenca principal.

**Tabla 37: Pendiente promedio de la cuarta Microcuenca para formula de u.s. corps engineering**

| límite de cuenca | longitud de la cuenca (m) | longitu de la cuenca en (KM) |
|------------------|---------------------------|------------------------------|
| 250              | 174.51                    | 0.17                         |
| 240              | 619.17                    | 0.62                         |
| 230              | 814.41                    | 0.81                         |
| 220              | 720.15                    | 0.72                         |
| 210              | 455.67                    | 0.46                         |
| 200              | 275.74                    | 0.28                         |
| total            | 3059.65                   | 3.06                         |

Para encontrar la pendiente del cauce:

$$S = \frac{\sum \text{longitud de la cuenca} * \text{distancia entre curva}}{\text{area de la cuenca}}$$

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”

---



Para encontrar la diferencia entre curvas solo es realizar la diferencia de la curva actual menos la anterior (250 - 240= 10m =0.01). O la diferencia de cualquiera de las curvas ya que todas tienen las mismas distancias.

$$S = \frac{306 * 0.01}{0.037777304} = 0.081$$

$$S = 0.081 * 100\%$$

$$S = 8.1\%$$

### SUSTITUYENDO EN LA FÓRMULA DE U.S. CORPS ENGINEERING

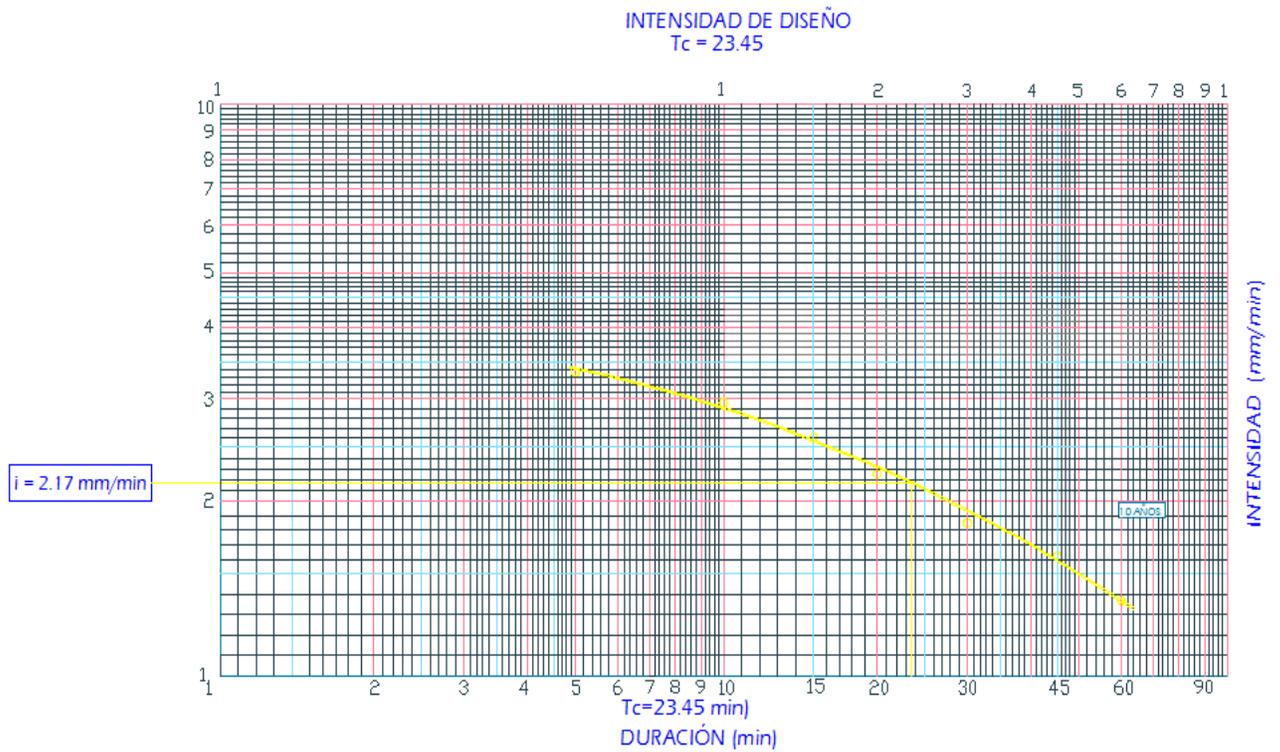
$$T_c = 0.3 \left( \frac{1.408936}{8.1^{1/4}} \right)^{0.76} = 0.2616 \text{ h} * \frac{60\text{min}}{1 \text{ h.}} = 15.7\text{min}$$

- ✓ Se decide elegir la fórmula de instrucción de carreteras ya que es la fórmula que toma consideración el tiempo de recorrido y el tiempo de escorrentía para obtener el resultado de tiempo de concentración de la Microcuenca.



**4.4.5.3 Intensidad de diseño para cuarta descarga**

**Grafica 29: Intensidad de lluvia para un tc de 23.45 min.**



**4.4.5.4 Áreas que influyen para determinar el coeficiente de escorrentía ponderado de la cuarta descarga.**

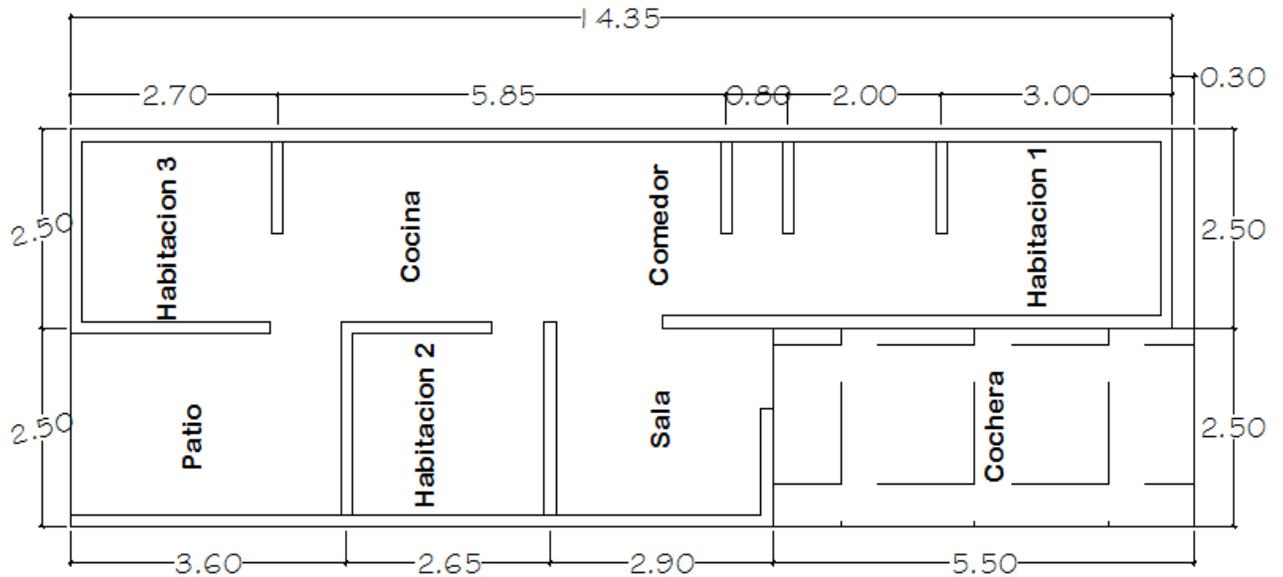
**Tabla 38: Total de casas por polígono que influyen en la cuarta Microcuenca zona de descarga**

| Número de casas total |                |
|-----------------------|----------------|
| Polígono              | Numero de casa |
| Polígono C            | 1625           |
| Polígono D            | 1224           |
| <b>TOTALES</b>        | <b>2849</b>    |



❖ AREA DE TECHO DE UNA CASA.

Planta Arquitectonica de Viviendas de Microcuenca de Estudio



Para encontrar el área techada de la casa se suman el área de la casa que está techadas como de habitaciones, cocina, baño y sala. Dando como resultado **49.75 m<sup>2</sup>** dato que se obtuvo más detallado en el análisis de la primera descarga.

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



At= # de casa \* área de techo por casa.

- **Tabla 39: Área total de techo de cuarta Microcuenca en estudio.**

| Polígono | Numero de casa | Área de Techo (m2) |
|----------|----------------|--------------------|
| C-1      | 35             | 1741.25            |
| C-2      | 49             | 2437.75            |
| C-3      | 69             | 3432.75            |
| C-4      | 94             | 4676.50            |
| C-5      | 98             | 4875.50            |
| C-6      | 91             | 4527.25            |
| C-7      | 98             | 4875.50            |
| C-8      | 87             | 4328.25            |
| C-9      | 98             | 4875.50            |
| C-10     | 84             | 4179.00            |
| C-11     | 98             | 4875.50            |
| C-12     | 80             | 3980.00            |
| C-13     | 98             | 4875.50            |
| C-14     | 77             | 3830.75            |
| C-15     | 98             | 4875.50            |
| C-16     | 75             | 3731.25            |
| C-17     | 98             | 4875.50            |
| C-18     | 73             | 3631.75            |
| C-19     | 54             | 2686.50            |
| C-20     | 71             | 3532.25            |
| TOTAL    | 1625           | 80843.75           |

**“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**



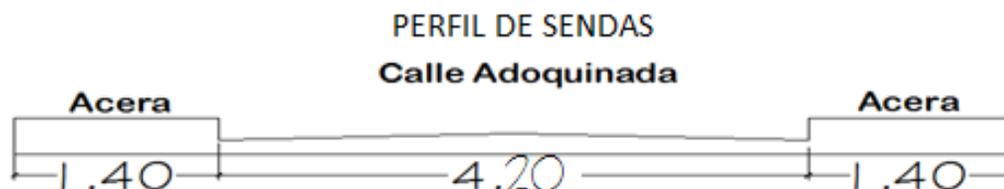
| Polígono       | Numero de casa | Área de Techo (m2) |
|----------------|----------------|--------------------|
| D-38           | 8              | 398.00             |
| D-39           | 25             | 1243.75            |
| D-40           | 25             | 1243.75            |
| D-41           | 16             | 796.00             |
| D-42           | 50             | 2487.50            |
| D-43           | 50             | 2487.50            |
| D-44           | 14             | 696.50             |
| D-45           | 50             | 2487.50            |
| D-46           | 50             | 2487.50            |
| D-47           | 36             | 1791.00            |
| D-48           | 12             | 597.00             |
| D-49           | 50             | 2487.50            |
| D-50           | 50             | 2487.50            |
| D-51           | 36             | 1791.00            |
| D-52           | 12             | 597.00             |
| D-53           | 50             | 2487.50            |
| D-54           | 50             | 2487.50            |
| D-55           | 50             | 2487.50            |
| D-56           | 10             | 497.50             |
| D-57           | 50             | 2487.50            |
| D-58           | 50             | 2487.50            |
| D-59           | 50             | 2487.50            |
| D-60           | 7              | 348.25             |
| D-61           | 50             | 2487.50            |
| D-62           | 50             | 2487.50            |
| D-63           | 50             | 2487.50            |
| D-64           | 50             | 2487.50            |
| D-65           | 50             | 2487.50            |
| D-66           | 50             | 2487.50            |
| D-67           | 41             | 2039.75            |
| D-68           | 50             | 2487.50            |
| D-69           | 6              | 298.50             |
| D-70           | 26             | 1293.50            |
| <b>TOTALES</b> | <b>1224</b>    | <b>60894.00</b>    |

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



| AREA DE TECHOS TOTALES |                 |                |
|------------------------|-----------------|----------------|
| POLIGONO               | NUMERO DE CASAS | AREA DE TECHOS |
| POLIGONO C             | 1625            | 80843.75       |
| POLIGONO D             | 1224            | 60894.00       |
| TOTAL                  | 2849            | 141737.75      |

- ✓ De tabla se encuentra el Coeficiente para techos que es  $C= 0.85$ .
- Encontrando el área adoquinada considerando las longitudes obtenidas mediante el programa. Para encontrar esta área se multiplican las longitudes de cada Senda, Calle o Avenida por el respectivo ancho el cual se muestra en el perfil de la calle encontrando así el área a adoquinar, el mismo procedimiento es repetido para encontrar el área de las aceras.



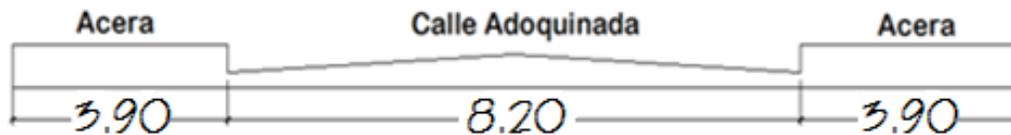
**“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**



**Tablas 40: Áreas totales de acera y calles de la cuarta Microcuenca en estudio**

| SENDAS POLIGONO C  |                   |                    |                    |
|--------------------|-------------------|--------------------|--------------------|
| NOMBRE DE SENDA    | LONGITUD DE SENDA | AREA DE ACERA (m2) | AREA DE CALLE (m2) |
| SENDA # 2          | 437.00            | 1223.60            | 1835.40            |
| SENDA # 4          | 502.00            | 1405.60            | 2108.40            |
| SENDA #6           | 594.00            | 1663.20            | 2494.80            |
| SENDA # 8          | 486.00            | 1360.80            | 2041.20            |
| CALLE SIMEON CAÑAS | 476.00            | 1332.80            | 3903.20            |
| SENDA # 10         | 468.00            | 1310.40            | 1965.60            |
| SENDA # 12         | 463.00            | 1296.40            | 1944.60            |
| SENDA # 14         | 458.00            | 1282.40            | 1923.60            |
| SENDA # 16         | 452.00            | 1265.60            | 1898.40            |
| SENDA # 18         | 301.00            | 842.80             | 1264.20            |
| <b>TOTAL</b>       | <b>4637.00</b>    | <b>12983.60</b>    | <b>21379.40</b>    |

**perfil de 8ª poniente y avenidas del Poligono C**



| AVENIDA POLIGONO C  |                     |                |                |
|---------------------|---------------------|----------------|----------------|
| NOMBRE DE AVENIDA   | LONGITUD DE AVENIDA | AREA DE ACERA  | AREA DE CALLE  |
| AVENIDA LAS CONCHAS | 528.00              | 4118.40        | 4329.60        |
| Avenida "x"         | 314.00              | 2449.20        | 2574.80        |
| <b>TOTAL</b>        | <b>842.00</b>       | <b>6567.60</b> | <b>6904.40</b> |

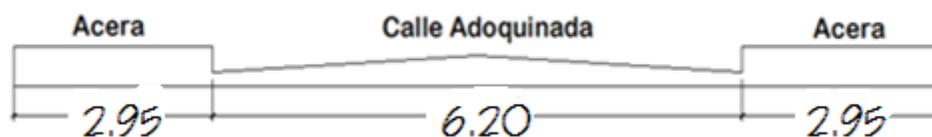
**“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**



| SENDAS POLIGONO D      |                   |                |                 |
|------------------------|-------------------|----------------|-----------------|
| NOMBRE DE SENDA        | LONGITUD DE SENDA | AREA DE ACERA  | AREA DE CALLE   |
| SENDA LOS LIRIOS       | 346.00            | 968.80         | 1453.20         |
| SENDA DEMOCRACIA       | 397.00            | 1111.60        | 1667.40         |
| SENDA LAS CAMPANAS     | 421.00            | 1178.80        | 1768.20         |
| SENDA 15 DE SEPTIEMBRE | 427.00            | 1195.60        | 1793.40         |
| SENDA LOS LAURELES     | 425.00            | 1190.00        | 1785.00         |
| CALLE SIMEON CAÑAS     | 425.00            | 1190.00        | 3485.00         |
| SENDA 5 DE NOVIEMBRE   | 412.00            | 1153.60        | 1730.40         |
| SENDA BUGAMVILLAS      | 395.00            | 1106.00        | 1659.00         |
| SENDA LIBERTAD         | 191.00            | 534.80         | 802.20          |
| <b>TOTAL</b>           | <b>3439.00</b>    | <b>9629.20</b> | <b>16143.80</b> |

| AVENIDA POLIGONO D |                   |                |                |
|--------------------|-------------------|----------------|----------------|
| NOMBRE DE AVENIDA  | LONGITUD DE SENDA | AREA DE ACERA  | AREA DE CALLE  |
| AVENIDA LA PAZ     | 264.00            | 2059.20        | 2164.80        |
| <b>TOTAL</b>       | <b>264.00</b>     | <b>2059.20</b> | <b>2164.80</b> |

**PERFIL DE CALLE DE BOULEVAR**



| BOULEVAR            |                   |                |                |
|---------------------|-------------------|----------------|----------------|
| NOMBRE DEL BOULEVAR | LONGITUD DE SENDA | AREA DE ACERA  | AREA DE CALLE  |
| LOS HEROES          | 264.00            | 1557.60        | 3273.60        |
| <b>TOTAL</b>        | <b>264.00</b>     | <b>1557.60</b> | <b>3273.60</b> |

✓ De tabla se obtiene el valor del coeficiente para adoquinado que es **C= 0.70**

✓ De tabla se obtiene el valor para acera que es **C= 0.80**

**“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**



**Tabla 41: Áreas que influyen para encontrar áreas de jardines de la cuarta Microcuenca**

| AREAS DE INFLUENCIA           | AREAS TOTALES |
|-------------------------------|---------------|
| AREA DE TECHO                 | 141737.75     |
| AREA DE CORDON CUNETA Y ACERA | 32797.20      |
| AREA DE ADOQUINADO            | 49866.00      |
| AREA DE JARDINES              | 153372.09     |
| AREA TOTAL DE MICROCUENCA     | 377773.04     |

El área de jardines se hará como una diferencia del área total de la Microcuenca menos la Sumatoria de área de techo + área de acera + área de adoquinado.

$$\text{AREA DE JARDINES} = 377773.04 - (141737.75 + 32797.20 + 49866)$$

$$\text{AREA DE JARDINES} = \mathbf{153372.09 \text{ M}^2}$$

**Del nomograma para el cálculo de coeficiente para parques y jardines se obtiene  $C = 0.35$**

**Áreas totales que influyen para encontrar el coeficiente de escorrentía ponderado**

Se multiplican cada uno de los resultados obtenidos de las áreas de techos, cordón cuneta, adoquinado y jardines por su respectivo coeficiente.

**Tabla 42: Áreas totales que influyen para encontrar el coeficiente de escorrentía ponderado**

| AREAS DE INFLUENCIA           | AREAS TOTALES | COEFICIENTE DE ESCORENTIA | A*C               |
|-------------------------------|---------------|---------------------------|-------------------|
| AREA DE TECHO                 | 141737.75     | 0.85                      | 120477.0875       |
| AREA DE CORDON CUNETA Y ACERA | 32797.20      | 0.8                       | 26237.76          |
| AREA DE ADOQUINADO            | 49866.00      | 0.7                       | 34906.2           |
| AREA DE JARDINES              | 153372.09     | 0.35                      | 53680.2315        |
| AREA TOTAL DE MICROCUENCA     | 377773.04     |                           |                   |
| <b>TOTAL</b>                  |               |                           | <b>235301.279</b> |



$$\text{Coeficiente ponderado} = \frac{\text{sumatoria de } A \cdot C}{\text{total de area}}$$

$$\text{Coeficiente ponderado} = \frac{235301.279}{377773.04} = 0.62$$

✓ El Coeficiente ponderado para la Micro cuenca en estudio es **C= 0.62**

#### **4.4.5.5 CAUDAL CON URBANIZACIÓN DE CUARTA DESCARGA EN M<sup>3</sup>/S.**

$$Q = 0.278 \text{ CIA}$$

Dónde:

Intensidad (I) según grafica I.D.F. en mm/hora

$$I = \frac{2.17 \text{ mm}}{\text{min}} \times \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hora}} = 130.2 \text{ mm/hora}$$

$$\text{Intensidad} = \mathbf{130.2 \text{ mm/hora}}$$

$$\text{Área en km}^2 = \mathbf{0.37777304 \text{ km}^2}$$

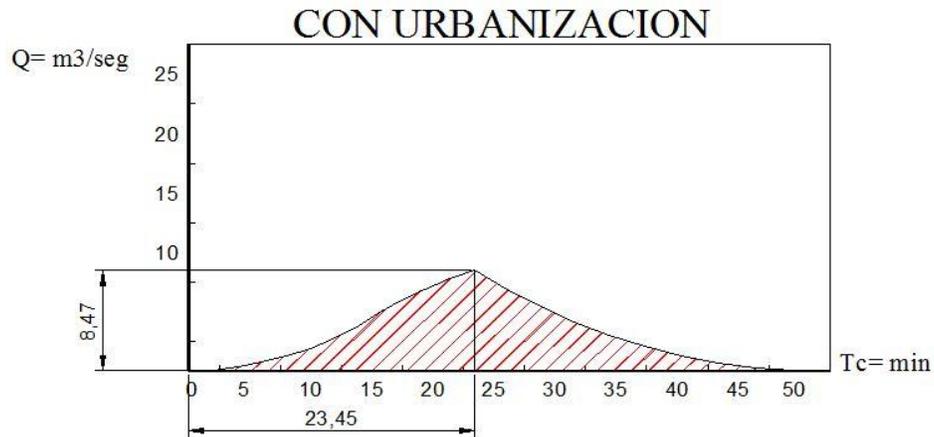
Coeficiente de escorrentía=0.62

$$Q = 0.278 * 0.62 * 130.2 \text{ mm/h} * 0.37777304 \text{ km}^2 = 8.47 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Caudal con urbanización **Q= 8.47 m<sup>3</sup>/s**

Grafica 30: Hidrograma descarga # 4 con urbanización.

## HIDROGRAMA DESCARGA #4



### 4.4.5.6 CAUDAL SIN URBANIZACIÓN DE CUARTA DESCARGA EN M<sup>3</sup>/S.

Se utiliza el coeficiente de escorrentía encontrado en la sección 4.4.2.4.1 que es coeficiente natural del la zona de estudio sin urbanización.

$$Q= 0.278 \text{ CIA}$$

Datos:

$$\text{Intensidad} = 130.2 \text{ mm/hora}$$

$$\text{Área en km}^2 = 0.37777304 \text{ km}^2$$

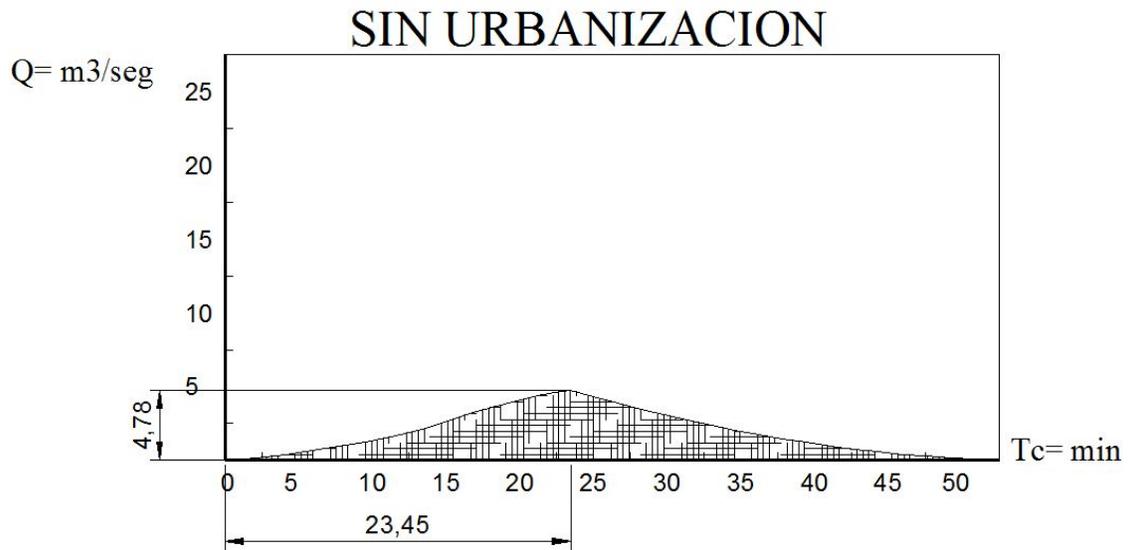
$$\text{Coeficiente de escorrentía} = 0.35$$

$$Q = 0.278 * 0.35 * 130.2 \text{ mm/h} * 0.37777304 \text{ km}^2 = 4.78 \text{ m}^3/\text{s}$$

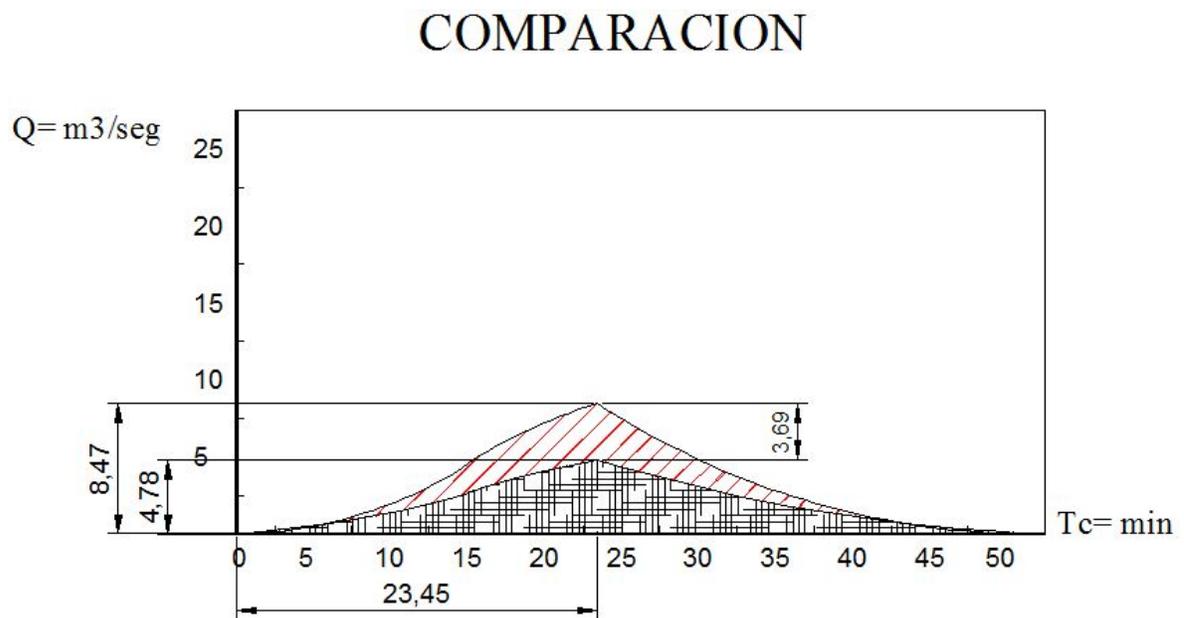
➤ Q sin urbanización = 4.78 m<sup>3</sup>/s



Grafica 31: Hidrograma descarga # 4 sin urbanización



Grafica 32: Hidrograma descarga # 4 Comparación





#### 4.4.5.7 VOLUMEN DE CUARTA MICROCUENCA

Según formula de Abb y Grit:

$$V = \frac{60 * 2 * Tc * Q2 (1 - \alpha)^2}{2}$$

$$\alpha = \frac{Q1}{Q2}$$

Dónde:

$Q_1$  = Caudal sin urbanización

$Q_2$  = Caudal con urbanización

$$\alpha = \frac{4.78}{8.47} = 0.564$$

$$V = \frac{60 * 2 * 23.45 * 8.47 (1 - 0.564)^2}{2} = 2265.43$$

**$V = 2265.43 m^3$**

# CAPITULO V

## ''' PROPUESTA DE DISEÑO '''



## **PROPUESTA DE DISEÑO**

En este capítulo se realiza el dimensionamiento de uno de los sistemas utilizados para la regulación y control de escorrentía, analizando entre once posibles sistemas y eligiendo cinco que podrían implementarse, para luego realizar una comparación e identificación de cuál de los sistemas podría adaptarse a la zona de estudio. Se opta por el estanque de retención realizando para este el dimensionamiento y posteriormente el diseño, el cual contendrá las dimensiones requeridas, la profundidad, taludes, canaletas de salida, diámetro de tuberías de salida del sistema y el diseño de las tuberías de entrada de dos de los sistemas ya que es necesario hacerlo por haber cambios de dirección de las tuberías existentes para conectar a sistema.

### **5.1 DESCRIPCIÓN DE POSIBLES SISTEMAS A IMPLEMENTAR:**

A continuación se presentan cinco de los posibles sistemas que podrían adaptarse a la zona de estudio cada uno con sus características, ventajas y desventajas; esta información nos orienta para la decisión del sistema que es factible y se adapte a las necesidades del lugar y de la población.

#### **a) Pavimentos Permeables:**

Son Pavimentos que permiten el paso del agua a través de él, infiltrándose en el terreno o sea captada y retenida en capas sub-superficiales para su posterior reutilización o evacuación.

#### ***Características:***

Es 100% permeable, permite la reducción de la escorrentía superficial a causa de las precipitaciones pluviales, es compatible con otros materiales usados para pavimentos con el fin de que se logren superficies permeables, la distribución del ecocreto es de forma heterogénea debido a la existencia de puntos de contacto aleatorios, por ello la carga que llega al terreno es repartida, lo cual permite (en la mayoría de los casos) que el terreno natural no necesite ser mejorado.

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”

---



Es un sistema innovador que proporciona buenas características y beneficios, la utilización de este disminuiría en gran medida la escorrentía superficial ya que es un material 100% permeable el cual ayuda a la infiltración en el suelo contribuyendo con la recarga hídrica.

### ***Desventajas:***

El aditivo (ecocretoMr) no es distribuido en El Salvador razón por la cual tendría que importarse de México ya que es ese País el que está implementando este sistema, como consecuencia de esto aumentaría el costo.

Las calles y Avenidas de la Colonia Ciudad Pacifica no están diseñadas para la utilización o implementación de este sistema, por lo tanto se tendría que restituir la capa de rodamiento actual así como la modificación de pozos de aguas lluvias, agua potable y aguas negras lo que aumentaría el tiempo y principalmente el costo.

### ***Observaciones:***

Este sistema podría ser utilizado cuando se está proyectando la urbanización tomando las consideraciones y especificaciones necesarias para el uso adecuado del mismo.

### ***b) Pozos de Infiltración:***

Los pozos de infiltración son excavaciones normalmente cilíndricas de profundidad variable, que pueden estar rellenas o no de material y permiten filtrar el agua de lluvia directamente al suelo en espacios reducidos.

### ***Características:***

Se ubican en pequeños espacios abiertos o cubiertos y puede ser aplicado en zonas donde el estrato superior del suelo es poco permeable como ocurre en zonas urbanizadas pero que tienen



capacidades importantes de infiltración en las capas profundas del suelo, su integración a condiciones urbanas restringidas ya que son poco visibles, no tienen restricciones topográficas para su instalación y comprometen solo una pequeña parte del suelo, economizando terreno.

**Desventajas:**

La capacidad de almacenamiento es reducida en comparación con otras obras por esta razón no podría ser utilizada en la Colonia Ciudad Pacifica ya que el volumen que genera esta urbanización es bastante grande.

Este sistema depende de la profundidad del manto acuífero y por ser utilizado para espacios reducidos se juega con la variable de la profundidad, esto puede ocasionar el riesgo de contaminación en los mantos acuíferos; el agua que se podría infiltrar no está regulada ya que las personas depositan en los alcantarillados de aguas lluvias todo tipo de desperdicios afectando directamente el agua infiltrada.

**c) Zanjas de Infiltración:**

Las zanjas de infiltración son un tipo de obras alternativas de drenaje urbano usadas para captar parcial o totalmente el escurrimiento superficial generado por una tormenta las cuales son excavaciones largas y angostas, con profundidad de 1 a 3 metros, las cuales deben estar cubiertas de una malla geotextil y rellenas con suelo poroso. Este sistema capta el agua, luego la almacena y posteriormente es evacuada a través de las paredes y fondo de la zanja mediante infiltración.



***Características:***

Las zanjas proporcionan una facilidad para integrarse a la estructura urbana debido a que solo comprometen una franja angosta de superficie y son poco visibles. Igualmente, son obras de bajo costo y de fácil puesta en marcha.

***Desventajas:***

Esta zanja es de fácil construcción pero el mal uso como concentración de sedimentos, aceites y residuos peligrosos podría causar una contaminación de los mantos acuíferos. Este sistema no puede ser empleado en la urbanización ya que las calles y avenidas no constan del espacio necesario de cordón cuneta.

***d) Cunetas Verdes:***

Una cuneta verde se encuentra ubicada en una zona baja de la tierra, especialmente una que está húmeda o pantanosa. Puede referirse a una característica del paisaje natural o una creada por el hombre.

***Características:***

Las cunetas verdes son a menudo diseñadas para captar la escorrentía proveniente de precipitaciones pluviales y aumentar la infiltración. También funciona como filtro de contaminantes.

***Desventajas:***

Este sistema no podría ser utilizado en la Colonia Ciudad Pacifica por falta de espacio en los extremos de calles y avenidas, que es donde deberían cimentarse las cunetas verdes para proporcionar el funcionamiento adecuado.



e) **Estanques de Retención:**

Los estanques de retención se diseñan de manera que se vacíen totalmente después de un periodo relativamente corto una vez que pasa la tormenta y por lo tanto la mayor parte del tiempo se encuentran vacíos o secos. Este tipo de sistema es dinámico ya que no hay estancamiento; el agua que ingresa al sistema generado por la urbanización posteriormente es regulado y evacuado del estanque simulando la descarga de la urbanización en estado natural con el fin de no alterar la escorrentía ni los caudales aguas abajo.

***Ventajas y características:***

Estos tipos de sistemas se ubican antes de la zona de descarga de una urbanización para controlar los caudales máximos hacia aguas abajo y así disminuir las inundaciones.

Pueden ser instalados en las zonas verdes de cada urbanización.

Las funciones principales de estos sistemas es disminuir el caudal de salida de la urbanización, el volumen escurrido, recargar el manto acuífero (dependiendo el tipo de estanque).

***Desventajas:*** Se requiere de 0.5 a 2% del área total aportante para poder implementarlos.

### **5.1.1 ELECCION DE SISTEMA**

El estanque de retención es el sistema que más se adapta a las condiciones de nuestra zona de estudio ya que en cada una de las zonas de descarga de la urbanización existen los espacios necesarios para su implementación, siendo este el sistema que cumple con el objetivo de captar los volúmenes de agua producidos por cada Microcuenca de la urbanización.



### **5.2 PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO DE UN ESTANQUE DE RETENCIÓN:**

El procedimiento de diseño para este tipo de obras considera tres etapas.

1. Análisis de factibilidad de la obra de acuerdo a las condiciones locales
2. El dimensionamiento de los elementos principales
3. El diseño de los elementos de detalle

#### **1. Factibilidad**

En base a los antecedentes que consideran las condiciones climáticas, las características del suelo, la existencia de agua subterránea, las propiedades de la urbanización, incluyendo la disponibilidad de espacio, sus destinos y tipo, así como el comportamiento esperado de los usuarios y vecinos, se debe decidir si es conveniente recurrir a un estanque de retención para amortiguar el efecto de las aguas lluvias.

Para decidir la factibilidad del estanque de retención tiene que reunir los siguientes antecedentes:

- Plano de ubicación de la obra, en el cual se indiquen la comunidad, calle y número si corresponde o su relación a calles cercanas. Límites de las áreas aportantes de agua, ubicación del estanque y sector al cual rebasa.
- Certificado de la Municipalidad respectiva en el cual se indique que la implementación del estanque no presenta inconvenientes de acuerdo al Plano Regulador Comunal para el uso del suelo con esos fines.
- Certificado en el cual indique las condiciones de descarga y evacuación hacia aguas abajo autorizadas para el estanque en ese lugar. Deberá indicarse si se autoriza alguna de las siguientes posibilidades:



- a) descarga a una zona con red de drenaje desarrollada,
  - b) descarga a una zona sin red de drenaje desarrollada,
  - c) Limitaciones de descarga según capacidad a determinar por el proyectista.
- Como toda obra de infraestructura la implementación del estanque requerirá de los espacios necesarios para su construcción. La autorización para el uso del suelo con estos fines deberá requerirse del propietario respectivo cuando este no sea el ejecutor de la obra. El permiso deberá gestionarse según el caso ante el particular o la autoridad pública o fiscal.

## **2. Dimensionamiento.**

El dimensionamiento de los estanques de retención y de sus elementos principales requiere disponer de las características del terreno y del suelo base, así como también de estudios hidrológicos e hidrogeológicos. Además de los antecedentes mencionados en la Factibilidad para el dimensionamiento el proyectista reunirá los siguientes:

- Plano a una escala adecuada en el que se muestren las superficies que drenan al estanque y la naturaleza de cada una.
- Cuadro de superficies, con indicación de áreas y coeficiente de escorrentía de cada tipo, (techos, pavimentos impermeables, porosos, áreas verdes con y sin vegetación, calles, veredas y otros).
- Precipitaciones anuales de duración y 10 años de período de retorno.



Con los antecedentes mencionados se abordarán los siguientes aspectos:

- **Hidrología.**

Estimar los gastos máximos de las crecidas de periodo de retorno entre 5 y 100 años afluentes al lugar, tanto en condiciones naturales como totalmente urbanizadas. Se requiere conocer el uso del suelo, las características de las lluvias, la topografía del sector, y el proyecto de urbanización.

- **Terreno.**

Disponibilidad de espacio, elementos de la red de drenaje natural del sector. Existencia de redes de colectores hacia aguas abajo. Límites de la zona y el comportamiento de las aguas lluvias que pueden llegar por escurrimiento superficial. Estimar la capacidad máxima de descarga o evacuación del sistema hacia aguas abajo, la forma en que se realizará la descarga y sus efectos.

- **Volumen del estanque.**

Con los antecedentes disponibles se procede a determinar el volumen de almacenamiento necesario del estanque. Establecer las cotas de fondo de cada nivel así como de los umbrales de los elementos de descarga, evacuación y entrada. Hacer un diseño en planta del estanque que considere los volúmenes mencionados de acuerdo al espacio disponible y los usos que se le darán a los terrenos adicionales al control de aguas lluvias.

- **Descarga.**

Seleccionar un diseño para el elemento de descarga y proceder a su dimensionamiento para la crecida de diseño. Seleccionar un diseño para el evacuador de crecidas y proceder a su diseño.



- **Volúmenes.**

Verificación de los volúmenes de almacenamiento necesarios obtenidos con el estudio hidrológico de las crecidas de diseño de los elementos de vaciamiento, descarga y evacuación, con las propiedades disponibles. Realizar los cambios necesarios en los elementos de descarga y evacuación.

**3. Diseño de detalles.**

El diseño de detalle normalmente se traduce en los planos para la construcción de la obra y todos sus elementos complementarios. En esta etapa se debe proceder al diseño y dimensionamiento de las obras auxiliares como son la de entrada y su dissipador de energía, el canal de flujos bajos, los muros del estanque, la cimentación del estanque, la tubería de descarga y el vertedero de seguridad.

**5.2.1 CONDICIONES GENERALES**

Normalmente el espacio requerido para este tipo de estanques es aproximadamente entre un 0,5 a un 2 por ciento del total del área aportante. Pueden instalarse en cualquier tipo de suelos, pero ello debe considerarse en el diseño. Aunque el suelo tenga capacidad de infiltración esas propiedades se verán alteradas una vez que opera el estanque de manera que pueden considerarse nulas en el largo plazo. Similarmente los niveles altos de agua subterránea tampoco afectan la selección de este tipo de estanques, aunque ello debe considerarse en las condiciones de diseño.



Se requieren ensayos de suelos para verificar las condiciones del subsuelo, es preferible instalarlos en pequeñas depresiones, o en el inicio de quebradas o elementos menores del sistema de drenaje natural.

Como volumen de amortiguación de crecidas de aguas lluvias urbanas en estos estanques se emplea principalmente el que queda sobre el umbral del elemento de descarga, el cual debe diseñarse de manera que sea capaz de evacuar los caudales máximos regulados y entregarlos al sistema de drenaje hacia aguas abajo de manera segura. Además debe proveerse de un vertedero de seguridad para caudales grandes con una revancha o borde libre que evite el vertido del agua por sectores no preparados para ello, evitando las fallas catastróficas.

#### **5.2.2 LLUVIAS DE DISEÑO.**

Para dimensionar los volúmenes del estanque y los elementos de entrada, vaciamiento, descarga y vertido hacia aguas abajo es necesario conocer las propiedades de las crecidas que llegan al estanque. Para ello se seleccionan lluvias de diferentes periodos de retorno. Se recomienda emplear las siguientes para los diferentes elementos a dimensionar:

Si hacia aguas abajo existe un sistema de drenaje, natural o artificial, desarrollado:

T=5 años para las lluvias menores.

T=10 años para las lluvias medianas.

T=100 años para las lluvias grandes.



### **5.2.3 CAUDAL MÁXIMO DE DESCARGA.**

El caudal máximo que puede descargar el estanque a través de la obra de descarga depende de las condiciones de aguas abajo, es decir de la capacidad de recibir caudales que tenga el sistema de drenaje, (natural, artificial o inexistente formalmente), hacia el cual el estanque entrega el agua retenida. Este caudal se determinará como el menor entre los siguientes:

- El gasto máximo generado por la lluvia de diseño de periodo de retorno correspondiente a lluvias medianas, en condiciones naturales de la cuenca aportante.
- La capacidad estimada con que puede operar el sistema de drenaje receptor para tormentas de periodo de retorno de lluvias medianas.
- La capacidad de la obra que recibe los gastos descargados si el estanque opera en serie como elemento de regulación de otra obra alternativa (otra obra de retención, obras de infiltración, canales de drenaje urbano, etc.).

### **5.2.4 CONDUCTO DE SALIDA.**

El conducto de salida desde la cámara de descarga se dimensiona de manera que en las condiciones de descarga máxima, con el estanque lleno hasta el umbral del vertedero de seguridad, no se sobrepase el gasto máximo permitido hacia aguas abajo, considerando una tormenta de periodo de retorno correspondiente a lluvias medianas (periodo de retorno de 10 años).

Para dimensionar el conducto se puede relacionar el gasto máximo de evacuación,  $Q_{\text{evac}}$  con las propiedades del conducto mediante la relación:



$$Q_{evac} = A \left( \frac{2gH}{K} \right)^{1/2}$$

Fuente de fórmula: técnicas alternativas para soluciones de aguas lluvias en sectores urbanos. Ministerio de vivienda y urbanismo Santiago (1996).

donde A, en m<sup>2</sup>, es el área transversal del conducto en la sección de salida, H, en metros, es la carga hidráulica, considerada como la diferencia de nivel entre el umbral del vertedero de seguridad y el eje de la sección de salida, si descarga libremente, o el nivel del agua a la salida si la descarga es sumergida; K es el coeficiente de pérdida de carga total en el conducto en términos de altura de velocidad de salida ( $KV^2/2g$ ), considerando las pérdidas en la entrada (0.2), la salida (1.0), y la fricción(f) dependiendo de las propiedades del tubo y su largo(L) de manera que el valor total de K se calcula como:

$$K = 0.2 + 1.0 + f \frac{L}{D}$$

Fuente de fórmula: técnicas alternativas para soluciones de aguas lluvias en sectores urbanos. Ministerio de vivienda y urbanismo Santiago (1996).

#### **5.2.5VERTEDERO DE SEGURIDAD.**

El Vertedero de seguridad debe diseñarse sin elementos de control, con capacidad para evacuar crecidas de periodo de retorno de lluvias grandes (con T<sub>v</sub> igual a 100) considerando la cuenca aportante totalmente desarrollada, es decir con el máximo de áreas impermeables que puedan haber en el futuro. En el diseño del vertedero se emplearán los criterios y recomendaciones de la hidráulica para este tipo de obras. Se pondrá especial atención en la disipación de energía al pie de la obra y en la conexión al sistema de drenaje hacia aguas abajo.

El umbral del vertedero se coloca de manera que bajo él se pueda almacenar el volumen de la crecida de diseño de periodo de retorno de lluvias medianas. El caudal de diseño es:



$$Q_{\text{vertedero}} = Q_{100 \text{ años}} - Q_{10 \text{ años}}$$

### **5.2.6 DETALLES**

Consiste en dimensionar los elementos complementarios para la correcta operación del estanque, así como los necesarios para los usos adicionales que tendrá la obra. A continuación se indican los elementos complementarios para la operación del estanque como regulador de aguas lluvias.

#### **1. Canal de flujos bajos.**

Este canal permite conducir los flujos menores directamente desde la entrada hacia el nivel de almacenamiento inferior, evitando que para ello ocupe todo el estanque. Se debe proveer de protecciones para la erosión, especialmente en la llegada al nivel inferior.

Este canal puede consistir en una pequeña vereda pavimentada si los caudales son pequeños, o un tubo enterrado.

#### **2. Taludes laterales del estanque.**

Los taludes deben ser estables y tendidos para limitar la erosión y facilitar los accesos para la mantención del estanque por parte de operarios y maquinaria. Se recomienda que los taludes interiores de los muros sean menores de 50 grados.

#### **3. Entrada.**

Debe disiparse la energía del flujo a la entrada al estanque tanto para evitar la erosión como para facilitar la sedimentación. Para ello se puede recurrir a disipadores de energía convencionales o protecciones de enrocados.



#### **4. Muros del estanque.**

Los muros deben diseñarse de manera que no sean sobrepasados por tormentas mayores o extraordinarias de periodo de retorno de 100 años. El nivel del coronamiento debe considerar al menos un borde libre o revancha de 0,3m sobre el nivel máximo del agua para las condiciones indicadas. Los taludes idealmente 1/1. Los suelos de mala calidad o pobremente compactados deben removerse y reemplazarse en las zonas de fundación del muro.

#### **5. Construcción**

Las principales consideraciones de construcción se relacionan con: a) preparación de terreno antes de la construcción, b) estudios y análisis de los suelos para ser empleados en las diferentes estructuras, c) precauciones en la construcción de terraplenes y excavaciones.

##### **a) Preparación del terreno.**

Se deben apreciar previamente todos los aspectos que pueden resultar en conflictos o problemas durante la construcción. Estos incluyen sitios con problemas geológicos, o ambientales conflictivos como rellenos, escombreras y basurales. Especial importancia debe darse a la existencia de otras obras o construcciones, necesidades de servidumbres de tránsito o accesos, existencia de redes de servicios ya sea aéreas o subterráneas, que puedan entrar en conflicto con las faenas de construcción.

Si la obra se ubica en cauces, quebradas, hondonadas o zonas bajas, es necesario considerar cuidadosamente la época del año y el tiempo de construcción, evitando estar en medio de la construcción cuando empiezan las tormentas y las crecidas.



Se debe planificar el uso de estructuras temporales. Estas construcciones deben diseñarse dependiendo del tiempo que necesitan ser usadas y de la época del año en que lo harán. Entre las estructuras temporales son relevantes las que evitan la llegada de aguas lluvias a las faenas, conduciéndolas hacia aguas abajo mediante obras provisorias de desvío.

**b) Estudios y análisis de suelos.**

Para la construcción de un estanque es recomendable realizar algunos estudios complementarios que confirmen los realizados durante la etapa de proyecto y que permitan controlar el avance y la colocación adecuada de los materiales empleados en excavaciones y terraplenes. No existe un programa tipo de reconocimiento, ya que cada proyecto tiene sus propias singularidades impuestas por las características del sitio. La mayoría de estos estudios dependerán en gran medida del tamaño del muro o de la magnitud de las excavaciones necesarias, pudiéndose alterar durante el proyecto la cantidad, el tipo y frecuencia de los ensayos.

Todas las recomendaciones que se mencionan a continuación son válidas para muros y excavaciones de pequeña altura.

Sondajes bajo la fundación del muro. Estos sondajes se realizan para asegurar que la fundación será hecha en un lugar adecuado y que no se verificarán problemas de falla en el suelo. Ellos pueden variar mucho de una obra a otra y normalmente será necesario si existen dudas sobre las condiciones de fundación. Lo más común es recomendar sondajes de reconocimiento, ubicados a lo largo del eje del muro y en forma perpendicular a este eje en el lugar más alto del muro o ensayos en el lugar repartidos en el eje y el pie del muro en sectores que pueden esperarse como conflictivos. Las zonas a priori más críticas son las de mayor altura del muro, los extremos y los



anclajes de obras en hormigón incluidas en el muro como cámaras de descarga, tubos de desagüe y vertederos. Todas estas zonas deben estar particularmente bien caracterizadas.

**c) Reconocimiento del sitio.**

Tiene por objeto principal la confirmación de los estudios y antecedentes disponibles sobre la impermeabilidad del estanque y la utilización de la tierra del lugar obtenida de las zonas con excavación o nivelación para la construcción del muro o terraplenes.

Si es necesario es el momento de verificar y comprobar las condiciones y características de infiltración para comparar los valores considerados en el diseño y hacer los ajustes que sean necesarios, o tomar las providencias para proceder a impermeabilizar las zonas que corresponda si ello se requiere.

**6. Ensayos de laboratorio.**

Las muestras recolectadas durante el reconocimiento deben llevarse al laboratorio para los ensayos de identificación y de comportamiento de suelos. Los objetivos de estos ensayos son los mismos que los del reconocimiento: definición de posible reutilización del suelo, estabilidad de la obra y permeabilidad del suelo. En las especificaciones de construcción debe indicarse la cantidad, tipo y frecuencia de estos ensayos, así como indicar los valores con los que se aceptarán los suelos para otros usos.

Los ensayos de laboratorio recomendados para este tipo de obras son los que se indican a continuación: a) ensayos de identificación como granulometría y límites de Atterberg, b) ensayos específicos de los movimientos de tierra para caracterizar el estado de los materiales entre los que se incluyen el contenido de humedad y proctor normal, c) ensayos específicos para verificar las hipótesis de cálculo de estabilidad de las obras como son los de peso volumétrico húmedo y seco,



compresión simple, triaxial y compresibilidad. d) ensayos destinados a medir el coeficiente de permeabilidad  $k$ .

#### **7. Excavaciones y movimientos de tierra.**

Para efectuar y controlar las excavaciones deben establecerse los puntos en los cuales se medirán y controlarán los volúmenes excavados, la forma en que se considerará la sobre excavación y los rellenos necesarios, el destino de los materiales, ya sea provisorios si van a ser empleados en otras etapas de la construcción o definitivos si no van a ser empleados. En caso de necesitarse empréstitos su origen y reglas de aceptación.

Los trabajos previos a la excavación comprenden el talado de los árboles (si los hay y se requiere su remoción de acuerdo a las condiciones del proyecto), la remoción de la tierra vegetal, demoliciones varias, el desplazamiento de redes, la disposición de canchas de acopio y almacenamiento de materiales. Considerar la desviación eventual de cursos de agua o evacuación de aguas estancadas.

La excavación propiamente tal comienza después de esta preparación inicial en las zonas de desmonte y de terraplén con la remoción y recuperación de la tierra vegetal en las zonas de fundación y anclaje de los muros, la eliminación de estratos o parte de estratos de suelo de calidad insuficiente en la base de los muros y obras o estructuras de hormigón, la nivelación de zonas altas y bajas en sectores que serán empleados para otros usos.

Un aspecto importante en el control de los movimientos de tierra es el relacionado con los niveles en las condiciones de terminación para asegurar el correcto funcionamiento hidráulico de la obra. Debe establecerse un sistema de control topográfico que asegure la correcta posición de la obra y el nivel de las estructuras de operación y control, incluyendo las pendientes del fondo, la

## **“Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”**

---



inclinación de los taludes, las cotas de umbrales, desagües, vertederos, cámaras, y demás estructuras consideradas. Para ello deben atenderse cuidadosamente las especificaciones técnicas generales de este tipo de obras, o incluir más detalles en las especificaciones técnicas especiales de las obras.

### 5.3 DISEÑO DE PRIMER SISTEMA DE RETENCIÓN Y CONTROL DESCARGA 1 Y DESCARGA 2

#### PRIMERA ETAPA

##### 5.3.1 Macro y micro localización de sistema de la primera y segunda zona de descarga

En la imagen se muestra la primera etapa completa de la Colonia Ciudad Pacifica y el lugar donde se implementara el sistema en un principio se pretendía la implementación de dos sistemas en esta etapa pero por la disponibilidad de espacio se decide la unión de ambos y captar el agua en un solo sistema.



Fuente: Google Earth (versión publica).



### **5.3.2 ANALISIS DEL ESPACIO DONDE SERA INSTALADO EL SISTEMA**

El área necesaria para poder implementar este sistema según manual (sistemas alternativos para soluciones de aguas lluvias en sectores urbanos) tiene que ser entre 0.5 al 2% del total del área aportante ; al realizar el levantamiento topográfico del área disponible en cada etapa o zona de descarga para poder cimentar este sistema se obtuvo una área de 2824 m<sup>2</sup> de espacio disponible y el espacio que se tiene en esta zona de descarga es suficiente para poder captar el agua generada por las dos zonas de descarga, por tal razón se decide la unión de ambas zonas de descarga.

Las áreas de la Micro cuenca 1 y 2 encontradas en el capítulo anterior son = 37,977.44 m<sup>2</sup> y 113,216.632 m<sup>2</sup> haciendo la suma de ambas áreas  $37,977.44 + 113,216.632 = 151,194.07 \text{ m}^2$

$$151,194.07 * 0.5\% = 151,194.07 * 0.005 = 755.97 \text{ m}^2$$

El área mínima necesaria para poder cimentar la estructura es 755.97 m<sup>2</sup> el cual es el 5% de la suma de las 2 Microcuencas lo que constituye el área aportante.

El área disponible es 2824 m<sup>2</sup> lo cual cumple con la especificación del manual.

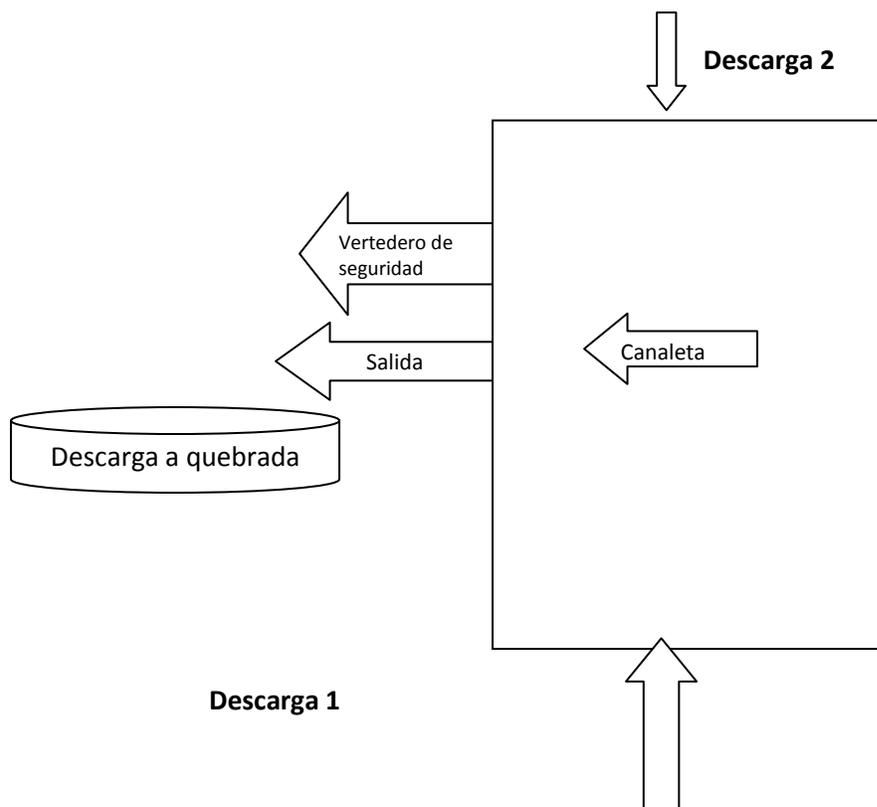
### **5.3.3 ELECCIÓN DEL SISTEMA QUE MÁS SE ADAPTE A LAS NECESIDADES DE LA PRIMERA MICRO CUENCA.**

El sistema que se ha optado por proponer es el estaque de retención ya que es el que más se adapta a las necesidades de espacio y evacuación de aguas superficiales. Este sistema capta el flujo superficial y lo almacena temporalmente para descargarlo hacia aguas abajo durante tiempos más prolongados disminuyendo los caudales máximos en relación a los que provocaría la tormenta



sin ellas. Los estanques de retención se diseñan de manera que se vacíen totalmente después de un periodo relativamente corto una vez que pasa la tormenta y por lo tanto la mayor parte del tiempo se encuentran vacíos o secos. El objetivo fundamental de estos estanques es reducir los caudales máximos hacia aguas abajo. Se supone que si bien eventualmente pueden capturar cantidades significativas de sedimentos, estos deben ser retirados posteriormente a su decantación de manera de mantener habilitado el volumen de retención de diseño y poder emplear la mayor parte de la superficie del estanque con otros fines durante el periodo entre tormentas.

#### 5.3.4 ESQUEMA DEL SISTEMA





### 5.3.5 UBICACIÓN DEL SISTEMA TOPOGRÁFICAMENTE

(Ver plano en Anexo).

### 5.3.6 CAUDALES PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

**Tabla 43: Caudales con urbanización de primer sistema**

| Análisis Periodos de Retorno |        |         |          |
|------------------------------|--------|---------|----------|
| Periodo de diseño            | 5 años | 10 años | 100 años |
| Caudal (m <sup>3</sup> /seg) | 3.76   | 4.12    | 5.44     |
| Volumen (m3)                 | ----   | 480.98  | ---      |

### 5.3.7 DIMENSIONAMIENTO ÁREA DEL PRIMER SISTEMA:

- Según análisis hidrológico realizado en el capítulo anterior el volumen para periodo de diseño de 10 años da como resultado: 480.98 m<sup>3</sup>
- Área propuesta para el sistema en planta= L\*H = 20X30= 600 m<sup>2</sup>
- Altura propuesta para periodo de retorno de 10 años = 0.9 m
- Volumen a captar por sistema propuesto para un periodo de retorno de 10 años según dimensiones de área y altura: 540.00m<sup>3</sup>. este volumen sobrepasa el obtenido con el estudio hidrológico y brinda una mayor seguridad.

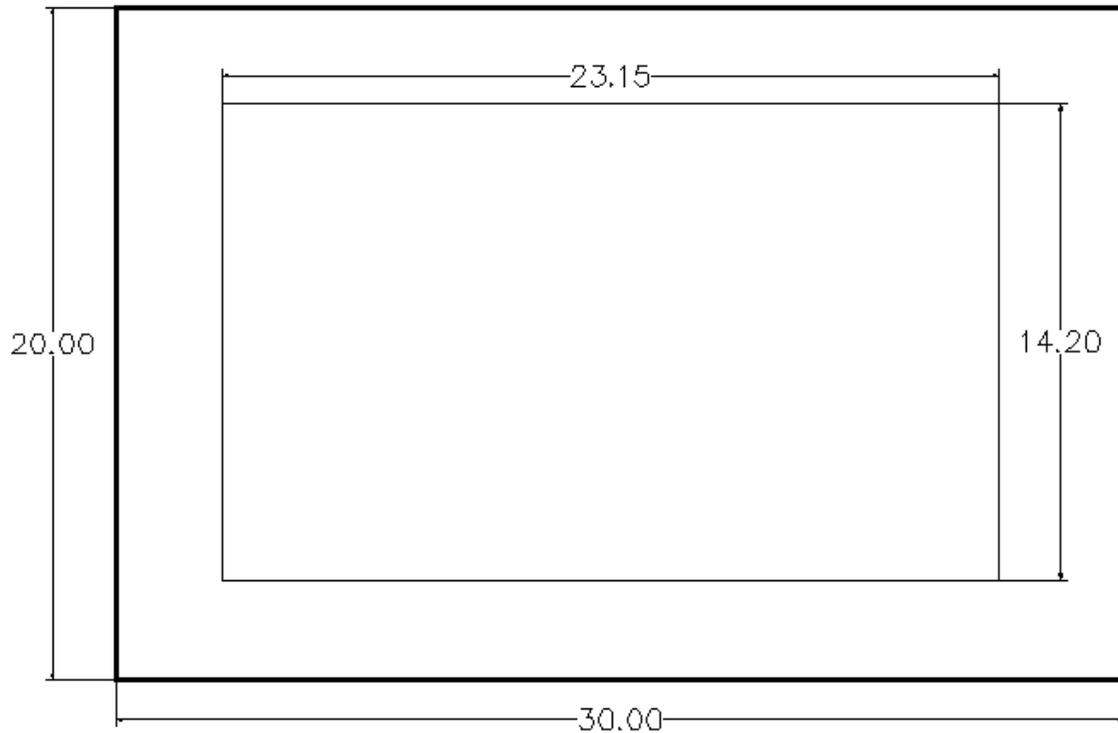
Para disponer de un volumen de almacenamiento, se considera realizar una excavación de terreno a inundar dejando las pendientes longitudinales y transversales para su posterior descarga a quebrada el Amate.



**Área del primer sistema**

El volumen de agua que necesita ser captada por el sistema de la primera etapa es  $480.98 \text{ m}^3$  las dimensiones necesarias para el sistema son: en la parte inferior son de 23.15 metros de ancho por 14.20 de largo ( $23.15 \times 14.20$ ) y una profundidad de 1.30 m.

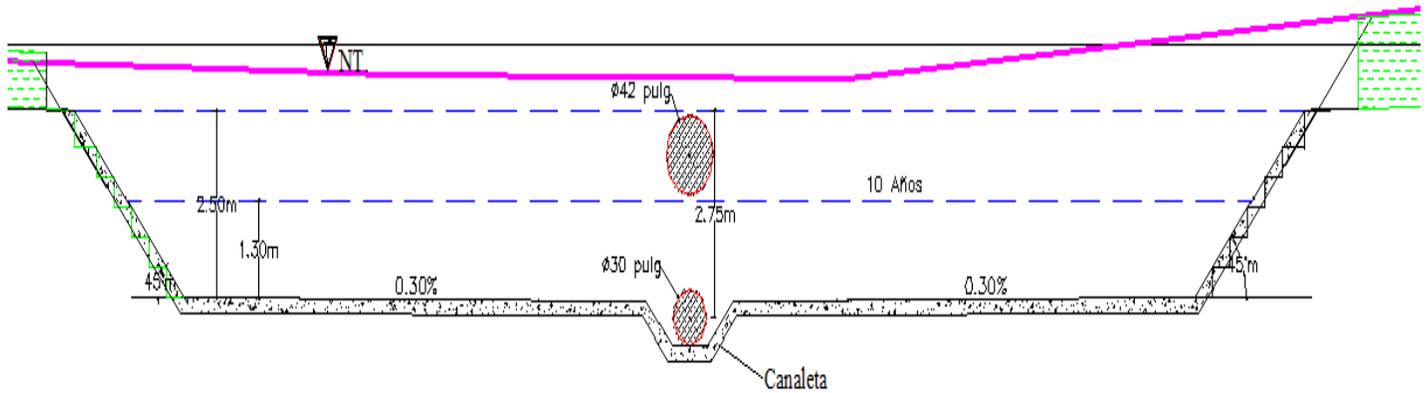
**5.3.8 GEOMETRIA DEL SISTEMA PROPUESTO**



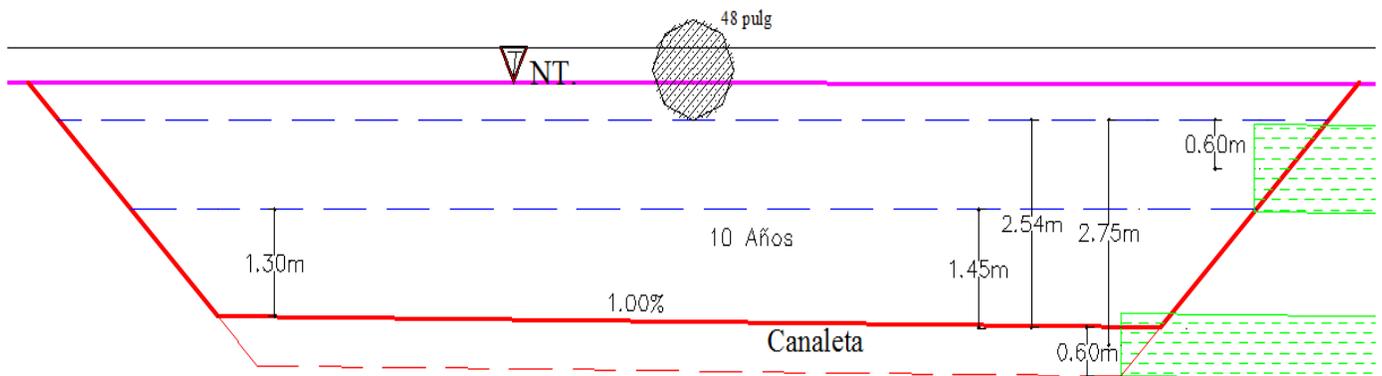
# “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



## Vista longitudinal



## Vista transversal



*(Ver perfiles detallados planos en anexo)*

**Taludes longitudinales:** considerados son de 45 grados en base a diseño de sistema.

**Taludes transversales:** considerados son 45 grados en base a diseño de sistema.

**Altura de tuberías de entrada:** 2.50 m según análisis.

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



### 5.3.9 CANALETA:

El diseño de canaleta se realizó mediante el empleo del software (H canales) con caudal para un periodo de retorno de 5 años sin urbanización considerando recomendaciones para diseño según manual (Alternativas para la solución de Aguas Lluvias en Sector Urbanos).

La pendiente longitudinal hacia el punto de descarga del agua a quebrada el Amate de 1% y pendientes transversales de 0.3% dirigidas hacia un canal central pavimentado para captar el caudal de tormentas menores. Este mismo diseño se mantendrá para los otros sistemas ya que cumple con los caudales de descarga de lluvias menores.

Cálculo del caudal, sección trapezoidal, rectangular, triangular

Lugar: **Col. Ciudad Pacifica** Proyecto: **Sistemas de Retencion All.**  
Tramo:  Revestimiento: **Superf. Repellada y Afinada**

**Datos:**

|                                |                                    |     |
|--------------------------------|------------------------------------|-----|
| Tirante (y):                   | <input type="text" value="0.60"/>  | m   |
| Ancho de solera (b):           | <input type="text" value="0.80"/>  | m   |
| Talud (Z):                     | <input type="text" value="1"/>     |     |
| Coefficiente de rugosidad (n): | <input type="text" value="0.013"/> |     |
| Pendiente (S):                 | <input type="text" value="1"/>     | m/m |

**Resultados:**

|                       |   |                   |                         |                                      |         |
|-----------------------|---|-------------------|-------------------------|--------------------------------------|---------|
| Caudal (Q):           | <input type="text" value="31.2538"/>    | m <sup>3</sup> /s | Velocidad (v):          | <input type="text" value="37.2069"/> | m/s     |
| Area hidráulica (A):  | <input type="text" value="0.8400"/>     | m <sup>2</sup>    | Perímetro (p):          | <input type="text" value="2.4971"/>  | m       |
| Radio hidráulico (R): | <input type="text" value="0.3364"/>     | m                 | Espejo de agua (T):     | <input type="text" value="2.0000"/>  | m       |
| Número de Froude (F): | <input type="text" value="18.3301"/>    |                   | Energía específica (E): | <input type="text" value="71.1584"/> | m-Kg/Kg |
| Tipo de flujo:        | <input type="text" value="Subcrítico"/> |                   |                         |                                      |         |

Calculador Limpia Pantalla Imprimir Menú Principal Calculadora

Ingresar el nombre del Proyecto 03:29 p.m. 15/10/2011



**Resultados obtenidos a través de software H Canales:**

Altura = 0.60m

Ancho superior= 2.0m

Ancho de base: 0.80m

Taludes: 45 grados.

**5.3.10 TUBERÍA DE SALIDA DE SISTEMA**

**1. Caudal de tubería de salida del sistema**

La tubería de salida tiene que tener la capacidad de evacuar el caudal generado por la descarga #1 y la descarga #2

Caudal real a evacuar: Caudal de descarga 1 + Caudal de descarga 2.

Caudal real a evacuar:  $0.70 \text{ m}^3/\text{s} + 1.75 \text{ m}^3/\text{s}$

**Caudal real a evacuar:  $2.45 \text{ m}^3/\text{s}$**

**2. Encontrando el diámetro de la tubería salida**

Para encontrar el diámetro de la tubería de salida necesaria para evacuar el caudal determinado anteriormente se parte de un diámetro supuesto el cual al sustituirlo en la ecuación, el caudal resultante debe ser mayor o igual al caudal que se necesita descargar por la tubería de salida del sistema.



a) *Primera evaluación con un diámetro de 0.6m*

$$Q_{evac} = A \left( \frac{2gH}{K} \right)^{1/2}$$

Donde:

$Q_{evac}$ : caudal de salida de sistema que es igual al caudal calculado para un periodo de retorno de 10 años cuyo valor en este caso es la sumatoria de los caudales de la primera y segunda descarga sin urbanización encontrado en el capítulo anterior, entonces tenemos que:

$$Q_1 + Q_2 = 0.70 + 1.75 = \underline{2.45 \text{ m}^3/\text{s}}$$

A: área propuesta de la tubería =  $\pi D^2/4$

g: gravedad especifica =  $9.81 \text{ m/s}^2$

H: Es la altura desde el centro de la tubería de salida hasta altura de diseño = 2.75 (mediante software de diseño por computadora AUTOCAD)

K: coeficiente de pérdidas por carga.

Donde

$$K = 0.2 + 1.0 + f \frac{L}{D}$$

f: coeficiente de fricción según manual = 0.02

L: largo de tubo en m obtenido mediante AUTOCAD = 6.95m

D: diámetro supuesto para la tubería = 0.6m



Sustituyendo datos para encontrar K tenemos:

$$K = 0.2 + 1.0 + 0.02 \frac{6.95}{0.6}$$

$$\mathbf{K = 1.432}$$

Encontrando Área para diámetro supuesto de 0.6 m

$$A = \frac{\pi(0.6)^2}{4}$$

$$A = 0.283\text{m}^2$$

Sustituyendo Área y K para encontrar Q evac tenemos:

$$Q_{\text{evac}} = 0.283 \left( \frac{2(9.81)(2.75)}{1.432} \right)^{1/2}$$

$$\mathbf{Q_{\text{evac}} = 1.736\text{m}^3/\text{s}}$$

Como podemos observar el caudal de evacuación resultante suponiendo un diámetro de 0.6 m es insuficiente para cubrir el Caudal de evacuación real; por lo tanto no cumple y tenemos que:

$$\mathbf{1.736\text{m}^3/\text{s} < 2.45\text{m}^3/\text{s}}$$

***b) Suponiendo ahora un D = 0.7 m tenemos:***

$$K = 0.2 + 1.0 + 0.02 \frac{6.95}{0.7}$$

$$\mathbf{K = 1.399}$$

Encontrando Área para diámetro supuesto de 0.7 m

$$A = \frac{\pi(0.7)^2}{4}$$

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



$$A = 0.385 \text{m}^2$$

Sustituyendo Área y K para encontrar Q evac tenemos:

$$Q_{\text{evac}} = 0.385 \left( \frac{2(9.81)(2.75)}{1.399} \right)^{1/2}$$

$$Q_{\text{evac}} = 2.39 \text{m}^3/\text{s}$$

Como podemos observar el caudal de evacuación resultante suponiendo un diámetro de 0.7 m es suficiente para cubrir el Caudal de evacuación real; por lo tanto cumple y tenemos que:

$$2.39 \text{m}^3/\text{s} < 2.45 \text{m}^3/\text{s}$$

**Tabla 44: Resultados con diámetro supuesto para primera y segunda descarga**

| Diámetro (m) | Área tubo (m <sup>2</sup> ) | fL/D  | K     | Q evac (m <sup>3</sup> /seg) |
|--------------|-----------------------------|-------|-------|------------------------------|
| 0.40         | 0.126                       | 0.348 | 1.548 | 0.74                         |
| 0.50         | 0.196                       | 0.278 | 1.478 | 1.19                         |
| 0.60         | 0.283                       | 0.232 | 1.432 | 1.74                         |
| 0.70         | 0.385                       | 0.199 | 1.399 | 2.39                         |

Podemos observar que el caudal obtenido (2.39 m<sup>3</sup>/s) es inferior al caudal real de evacuación (2.45 m<sup>3</sup>/s). Se determina el diámetro de la tubería de salida necesaria para el sistema a implementar es de 0.7m (27.5 pulgadas) y revisando en cuadro de tuberías existentes en el mercado no existe este diámetro por lo cual se decide tomar el diámetro correspondiente a 30 pulgadas (0.762m).



**Tabla 45: Tuberías existentes en el mercado**

| TUBOS DE CONCRETO SIMPLE |          |          |      |
|--------------------------|----------|----------|------|
| Diámetro                 | Diámetro | Longitud | Peso |
| Pulg.                    | Cms.     | Cms.     | Kgs. |
| 6                        | 15       | 91.5     | 31   |
| 8                        | 20       | 91.5     | 41   |
| 10                       | 25       | 91.5     | 58   |
| 14                       | 35       | 91.5     | 120  |
| 16                       | 40       | 91.5     | 140  |
| 18                       | 45       | 91.5     | 157  |
| 20                       | 50       | 91.5     | 193  |
| 24                       | 60       | 91.5     | 318  |

| TUBOS DE CONCRETO SIMPLE TIPO 1 |      |      |        |
|---------------------------------|------|------|--------|
| Pulg.                           | Cms. | Mts. | Kgs.   |
| 30                              | 76   | 1.26 | 7.32   |
| 36                              | 91   | 1.26 | 982    |
| 42                              | 107  | 1.26 | 12,063 |
| 48                              | 122  | 1.26 | 1,531  |
| 60                              | 152  | 1.35 | 2,605  |

**5.3.10.1 CAUDAL REAL DE LA TUBERÍA DE SALIDA:**

Sabiendo que el diámetro de la tubería de descarga es de 30 pulgadas (0.762m), sustituyendo en la formula encontramos que el caudal a evacuar es de:

$$Q_{evac} = A \left( \frac{2gH}{K} \right)^{1/2}$$

Donde:

g: 9.81m/s<sup>2</sup>

H: 2.75m

K: coeficiente de pérdidas por carga.



Donde

$$K = 0.2 + 1.0 + f \frac{L}{D}$$

f: 0.02

L: 6.95m

D: 0.762m (30 pulgadas)

$$K = 0.2 + 1.0 + 0.02 \frac{6.95}{0.762}$$

**K= 1.382**

Área:

$$A = \frac{\pi(0.762)^2}{4}$$

A= 0.456m<sup>2</sup>

El Qevac que la tubería de 30 pulgadas (0.762m) estaría desalojando es de:

$$Q_{evac} = 0.456 \left( \frac{2(9.81)(2.75)}{1.382} \right)^{1/2}$$

**Qevac =2.849m<sup>3</sup>/s**

**Tabla 46: Resultados con diámetro real para primera y segunda descarga**

| Diametro (m) | Area tubo (m2) | fL/D         | K            | Q evac (m37seg) |
|--------------|----------------|--------------|--------------|-----------------|
| 0.50         | 0.196          | 0.278        | 1.478        | 1.19            |
| 0.60         | 0.283          | 0.232        | 1.432        | 1.74            |
| 0.70         | 0.385          | 0.199        | 1.399        | 2.39            |
| <b>0.762</b> | <b>0.456</b>   | <b>0.182</b> | <b>1.382</b> | <b>2.849</b>    |
| 0.80         | 0.503          | 0.174        | 1.374        | 3.15            |



### 5.3.11 VERTEDERO DE SEGURIDAD

#### 1. Caudal de vertedero de seguridad

Caudal a evacuar por el vertedero de seguridad:

Caudal= Caudal urbanizado a 100 años – Caudal evacuado por sistema.

$$Q_{ver} = 5.44 \text{ m}^3/\text{seg} - 2.849 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{ver} = 2.591 \text{ m}^3/\text{seg. A evacuar por vertedero de seguridad}$$

#### 2. Encontrando el diámetro del vertedero de seguridad.

Al igual que con la tubería de salida del sistema partimos de una tubería supuesta para encontrar el diámetro real en base al caudal resultante de las pruebas.

##### a) Primera evaluación con un diámetro de 0.9 m

$$Q_{evac} = A \left( \frac{2gH}{K} \right)^{1/2}$$

Dónde:

$$g: 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$H: 0.60 \text{ m}$$

Donde

$$K = 0.2 + 1.0 + f \frac{L}{D}$$

f: coeficiente de fricción = 0.02



L: largo de tubo en m = 6.95m

D: Diámetro supuesto de 0.9 m

$$K = 0.2 + 1.0 + 0.02 \frac{6.95}{0.9}$$

**K= 1.354**

Área:

$$A = \frac{\pi(0.9)^2}{4}$$

$$A = 0.636\text{m}^2$$

El Qevac que la tubería de 0.9m estaría desalojando es de:

$$Q_{evac} = 0.636 \left( \frac{2(9.81)(0.6)}{1.354} \right)^{1/2}$$

$$\mathbf{Q_{evac} = 1.876\text{m}^3/\text{s}}$$

Como podemos observar el caudal de evacuación resultante por el vertedero de seguridad suponiendo un diámetro de 0.9 m no es insuficiente para cubrir el Caudal de evacuación real; por lo tanto no cumple y tenemos que:

$$\mathbf{1.876\text{m}^3/\text{s} < 2.591\text{m}^3/\text{s}}$$

**b) Suponiendo ahora un diámetro de 1.00 m tenemos:**

$$K = 0.2 + 1.0 + 0.02 \frac{6.95}{1}$$

**K= 1.339**

Área:

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



$$A = \frac{\pi(1)^2}{4}$$

$$A = 0.785 \text{ m}^2$$

El Qevac que la tubería de 1m estaría desalojando es de:

$$Q_{evac} = 0.785 \left( \frac{2(9.81)(0.6)}{1.339} \right)^{1/2}$$

$$Q_{evac} = 2.329 \text{ m}^3/\text{s}$$

Como podemos observar el caudal de evacuación resultante por el vertedero de seguridad suponiendo un diámetro de 1.0 m no es suficiente para cubrir el Caudal de evacuación real; por lo tanto no cumple y tenemos que:

$$2.329 \text{ m}^3/\text{s} < 2.591 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Tabla 47: Diámetros supuestos para vertedero de seguridad de primera y segunda descarga**

| Diametro (m) | Area tubo (m2) | fL/D  | K     | Q evac (m37seg) |
|--------------|----------------|-------|-------|-----------------|
| 0.6          | 0.283          | 0.232 | 1.432 | 0.811           |
| 0.8          | 0.503          | 0.174 | 1.374 | 1.471           |
| 0.9          | 0.636          | 0.154 | 1.354 | 1.876           |
| 1            | 0.785          | 0.139 | 1.339 | 2.329           |

Como la tubería de 1.0m (39.37 pulgadas) no existe en el mercado se utiliza la de 42 pulgadas (1.0668m).



5.3.11.1 TUBERÍA DE VERTEDERO CON DIÁMETRO REAL

$$Q_{evac} = A \left( \frac{2gH}{K} \right)^{1/2}$$

Dónde:

H: 0.6 m

$$K = 0.2 + 1.0 + f \frac{L}{D}$$

f: 0.02

L: 6.95m

D: 1.0668m (42 pulgadas)

Sustituyendo datos para encontrar K tenemos:

$$K = 0.2 + 1.0 + 0.02 \frac{6.95}{1.0668}$$

**K=1.33**

Encontrando Área para diámetro de 42 pulgadas (1.0668 m)

$$A = \frac{\pi(1.0668)^2}{4}$$

A= 0.894m<sup>2</sup>

Sustituyendo Área y K para encontrar Q evac tenemos:

$$Q_{evac} = 0.894 \left( \frac{2(9.81)(0.6)}{1.33} \right)^{1/2}$$

**Q<sub>evac</sub> =2.66 m<sup>3</sup>/s**



El caudal total desalojado por la tubería de 42 pulgadas (1.0668 m) es de 2.66 m<sup>3</sup>/s con lo cual sobrepasamos el caudal real a desalojar (2.591m<sup>3</sup>/s).

$$2.66 \text{ m}^3/\text{s} > 2.591 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Tabla 48: Diámetros reales para vertedero de seguridad de primera y segunda descarga**

| Diametro (m) | Area tubo (m2) | fL/D  | K     | Q evac (m37seg) |
|--------------|----------------|-------|-------|-----------------|
| 0.8          | 0.503          | 0.174 | 1.374 | 1.471           |
| 0.9          | 0.636          | 0.154 | 1.354 | 1.876           |
| 1            | 0.785          | 0.139 | 1.339 | 2.329           |
| 1.0668       | 0.894          | 0.130 | 1.330 | 2.660           |
| 1.1          | 0.950          | 0.126 | 1.326 | 2.831           |

### 5.3.12 DISEÑO DE TUBERIA DE ENTRADA A SISTEMA

Para el primer sistema de retención al cual llegan dos tuberías de descarga es necesario diseñarlas pues existe un cambio de dirección, el diseño de dichas tuberías se hace de la siguiente forma:

➤ **DISEÑO DE TUBERÍAS DE PRIMERA DESCARGA**

**1. Encontrando la velocidad a tubería llena**

Utilizando las formula deChezy-Manning para encontrar la velocidad a tubo lleno, el diámetro de la tubería es de 30 Pulg. que es con el cual descarga la primera microcuenca a la Quebrada El Amate.

Según Chezy-Manning

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

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



Dónde:

$$R = D/4$$

$$D = 30 \text{ pulg} \times \frac{0.0254 \text{ m}}{1 \text{ pulg.}} = 0.762 \text{ m}$$

$$R = \frac{0.762}{4} = 0.1905$$

### Calculando la velocidad.

- Considerando la pendiente(S) de 1.9% equivalente a 0.019 para tubería hasta la descarga.
- El coeficiente de rugosidad (n) de 0.015 para colectores de cemento -arena según norma técnica de ANDA.
- Radio hidráulico (R) de 0.1905 según fórmula de Chezy-Manning.

$$V = \frac{(0.1905)^{2/3} (0.019)^{1/2}}{0.015} = 3.042 \text{ m/seg}$$

**Tabla 49: Velocidades máximas permisibles en tuberías que fluyen llenas para primer sistema.**

| Diámetro de Tuberías pulgadas | Pendiente Máxima Permisible % | Velocidades Máximas permisibles m/s |
|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------------|
| 12                            | 7.00                          | 3.13                                |
| 15                            | 6.00                          | 3.37                                |
| 18                            | 5.00                          | 3.47                                |
| 24                            | 3.00                          | 3.26                                |
| 30                            | 2.50                          | 3.45                                |
| 36                            | 2.00                          | 3.49                                |
| 42                            | 2.00                          | 3.87                                |
| 48                            | 2.00                          | 4.23                                |
| 60                            | 2.00                          | 4.90                                |
| 72                            | 1.50                          | 4.79                                |



**2. Calculando Caudal en tubería**

$$Q = V \cdot A$$

$$\text{Donde } A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.1416 \cdot (0.762)^2}{4} = 0.4560$$

$$Q = 3.042 \cdot 0.4560 = \mathbf{1.39 \text{ m}^3/\text{s}}$$

**3. Considerando una tubería de diámetro 30 pulg se obtiene.**

$$V = 3.042 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 1.39 \text{ m}^3/\text{s}.$$

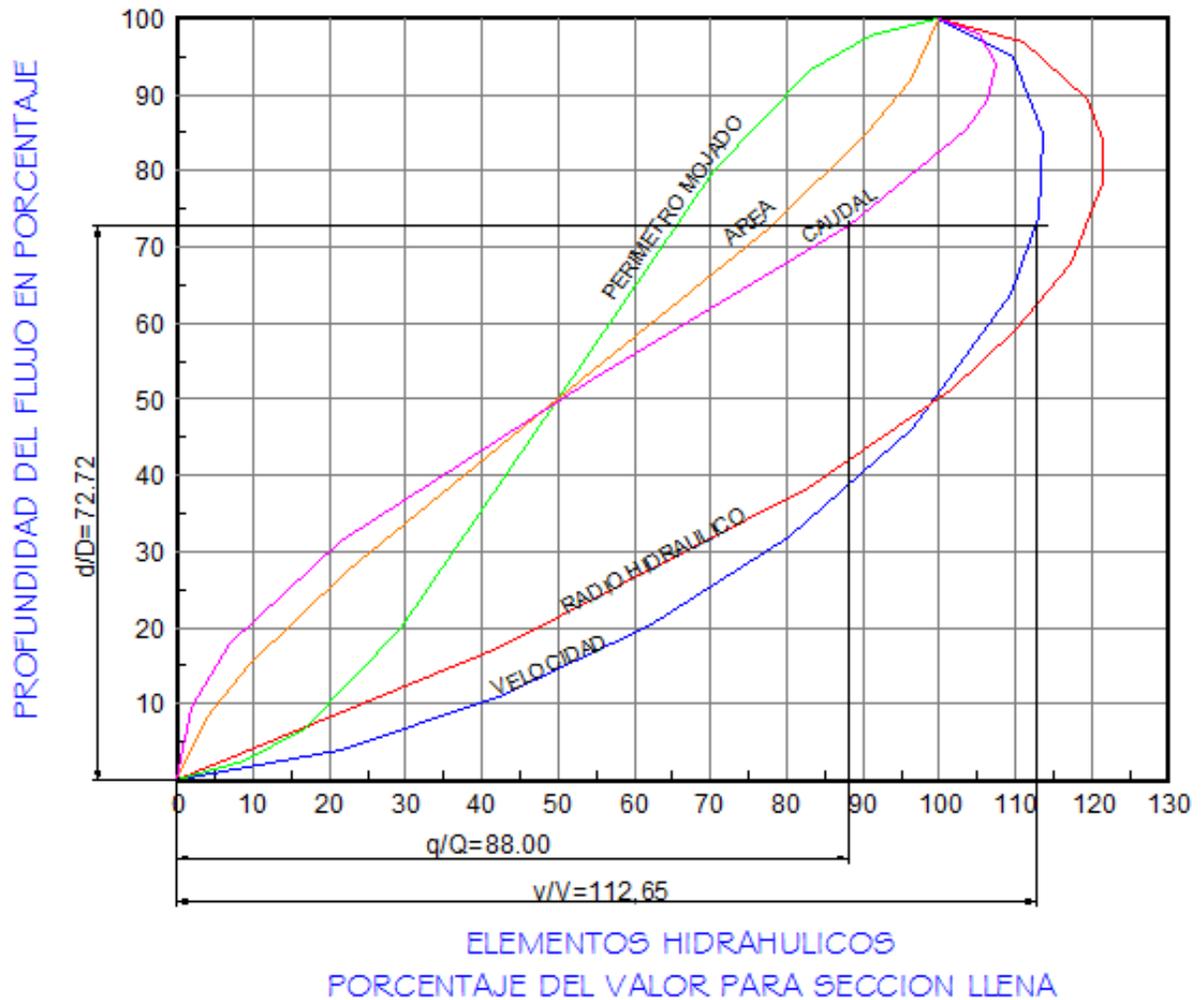
**4. Calculando relación de caudales de diseño y caudales a tubería llena.**

$$Q/q$$

$$\frac{q}{Q} = \frac{1.22}{1.39} = 0.88$$

Este dato es ploteado al grafico del banano.

Grafica 33: Curva de elementos hidráulicos básicos



5. Diseño de la tubería de entrada de la primera descarga a primer sistema.

Con el dato anterior de 0.88 es ploteado en la gráfica del banano dibujando una perpendicular y cortando la curva de caudal, de ese punto se corta la curva de velocidad dibujando una línea horizontal y posteriormente una línea vertical para obtener el valor de encuentra  $v/V = 112.65$  como valor absoluto el cual es transformado el valor como porcentaje dividiéndolo entre 100 encontrando así  $v$ .



**Encontrando v/V**

$$\frac{v}{V} = 1.1265$$

$$v = 1.1265 * V$$

$$v = 1.1265 * 3.042 = \mathbf{3.43 \text{ m/seg.}}$$

Con el dato del caudal se obtiene de d/D ploteando el dato en la curva del banano de la intercepción de caudal dibujando una línea horizontal hasta cortar la profundidad del flujo obteniendo d/D para obtener d, encontrando un valor de 72.72 transformándolo a 0.7272 dividiéndolo entre 100 .

**Encontrando d/D**

$$\frac{d}{D} = 0.7272$$

$$d = 0.7272 * D$$

$$d = 0.7272 * 0.762 = \mathbf{0.55m}$$

Con los resultados obtenidos se comprueba que la tubería a utilizar para la entrada de la primera descarga a sistema es de 30 pulg. Con una pendiente de 1.90%.

➤ **DISEÑO DE TUBERÍA DE ENTRADA DE LA SEGUNDA DESCARGA A PRIMER SISTEMA.**

**1. Encontrando la velocidad a tubería llena**

Según Chezy-Manning



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

Dónde:

$$R = D/4$$

$$D = 48 \text{ pulg} \times \frac{0.0254 \text{ m}}{1 \text{ pulg.}} = 1.2192 \text{ m}$$

$$R = \frac{1.2192}{4} = 0.3048$$

**Calculando la velocidad.**

- Considerando la pendiente(S) de 1.8% equivalente a 0.018 para tubería hasta la descarga.
- El coeficiente de rugosidad (n) de 0.015 para colectores de cemento y-arena según norma técnica de ANDA.
- Radio hidráulico (R) de 0.3048 según formula de Chezy-Manning.

$$V = \frac{(0.3048)^{2/3} (0.018)^{1/2}}{0.015} = 4.051 \text{ m/seg}$$

**2. Calculando Caudal en tubería**

$$Q = V \cdot A$$

$$\text{Donde } A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.1416 \cdot (1.2192)^2}{4} = 1.167$$

$$Q = 4.051 \cdot 1.167 = 4.73 \text{ m}^3/\text{s.}$$

**3. Considerando una tubería de diámetro 48 pulg se obtiene.**

$$V = 4.051 \text{ m/seg.}$$

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



$$Q = 4.73 \text{ m}^3/\text{s}.$$

#### 4. Calculando relación de caudales de diseño y caudales a tubería llena.

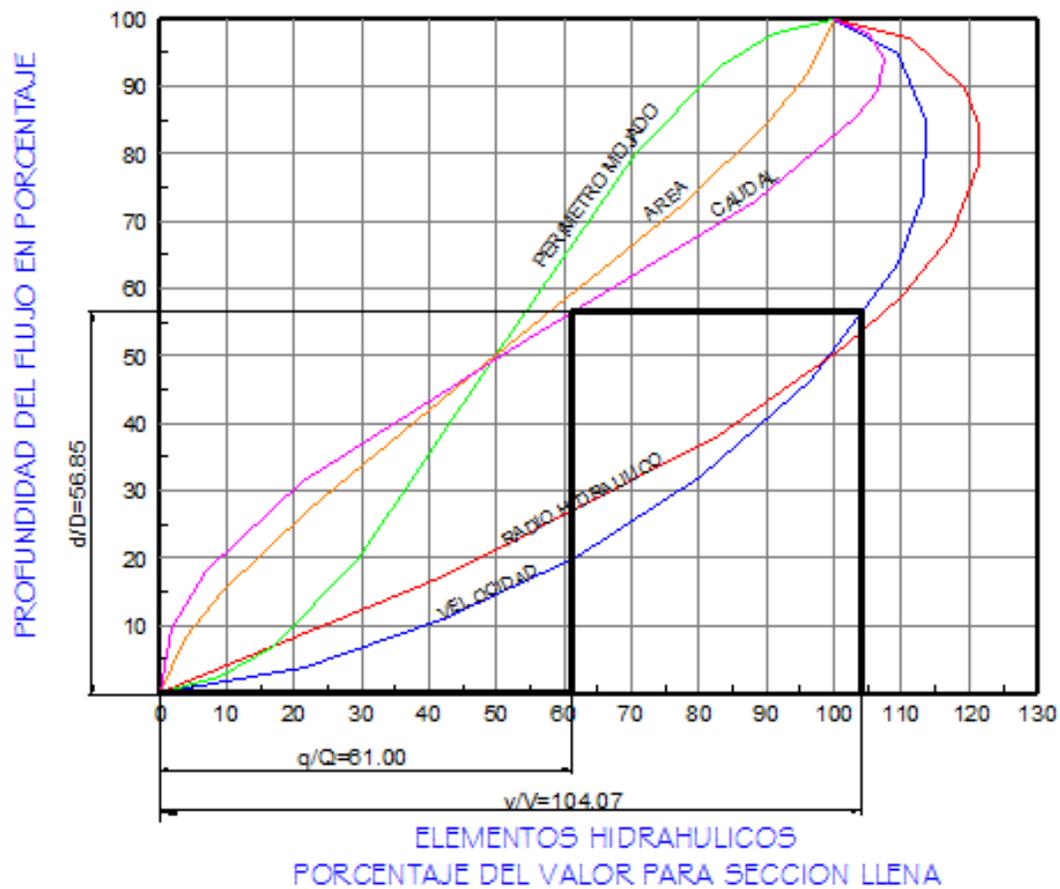
$$Q/q$$

$$\frac{q}{Q} = \frac{2.90}{4.73} = 0.61$$

$$0.61 * 100 = 61.00$$

Este dato es ploteado al grafico del banano.

**Grafica 34:** Curva de elementos hidráulicos básicos





**5. Diseño de la tubería de entrada de la segunda descarga a primer sistema.**

Con el dato anterior de 61 es ploteado en la gráfica del banano dibujando una perpendicular y cortando la curva de caudal, de ese punto se corta la curva de velocidad dibujando una línea horizontal y posteriormente una línea vertical para obtener el valor de  $v/V = 104.07$  como valor absoluto dividiendo este valor entre 100 para obtenerlo en porcentaje y encontrando así  $v$ .

**Encontrando  $v/V$**

$$\frac{v}{V} = 1.0407$$

$$v = 1.0407 * V$$

$$v = 1.0407 * 4.061 = \mathbf{4.22 \text{ m/seg.}}$$

Con el dato anterior se obtiene  $d/D$  ploteando el dato en la curva del banano de la intercepción de caudal dibujando una línea horizontal hasta cortar la profundidad del flujo obteniendo  $d/D$  para obtener  $d$ , encontrando un valor de 56.85 transformándolo a 0.5685 dividiéndolo entre 100 .

**Encontrando  $d/D$**

$$\frac{d}{D} = 0.5685$$

$$d = 0.5685 * D$$

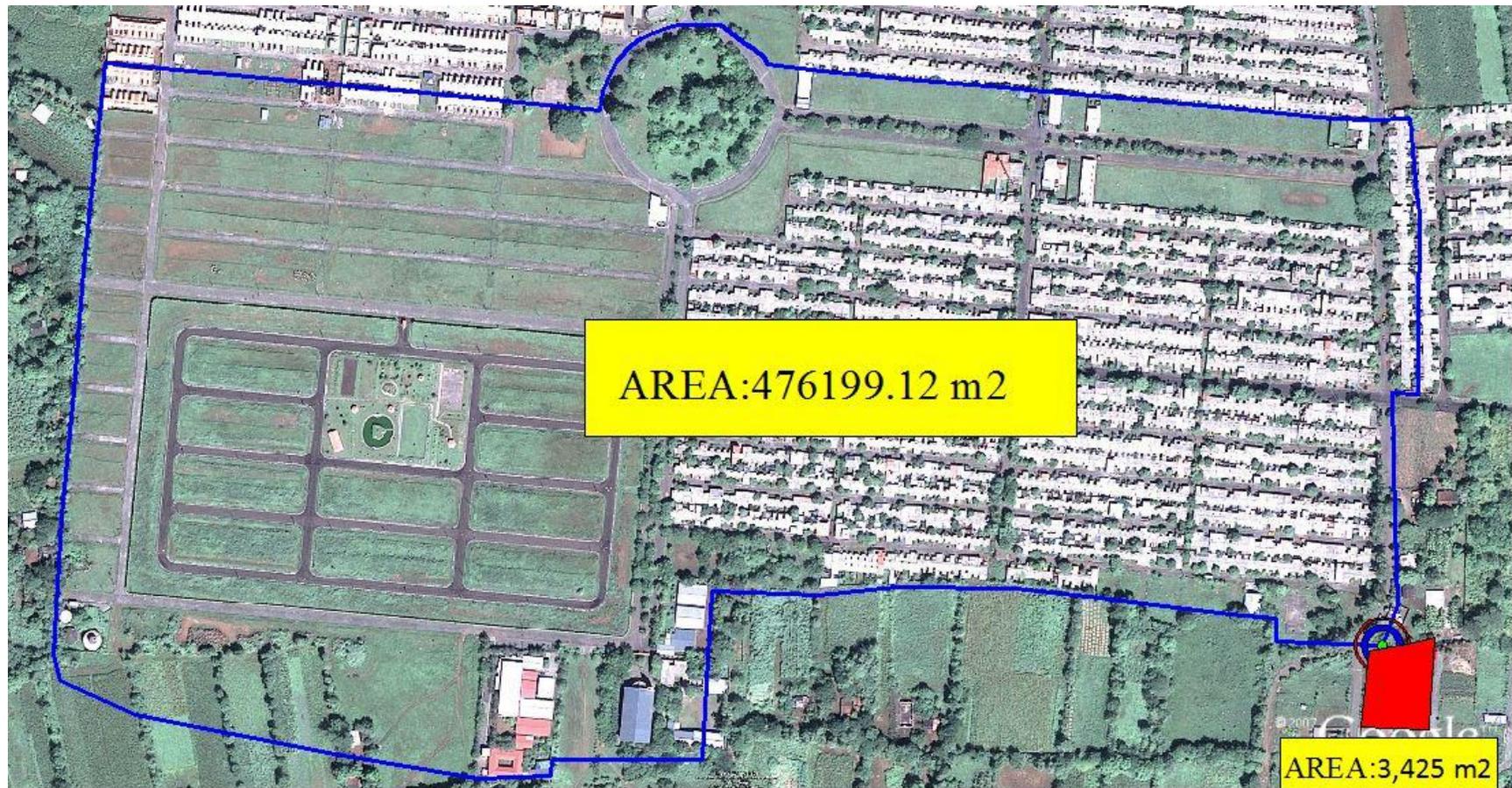
$$d = 0.5685 * 1.2192 = \mathbf{0.593m}$$

**Con los resultados obtenidos se comprueba que la tubería a utilizar para la entrada de la primera descarga a sistema es de 48 pul. Con una pendiente de 1.80%.**



5.4 DISEÑO DE SEGUNDO DE RETENCION Y CONTROL PARA SISTEMA DESCARGA #3

5.4.1 MACRO Y MICRO LOCALIZACIÓN DE TERCERA ZONA DE DESCARGA A SEGUNDO SISTEMA



Fuente: Google Earth (versión publica)



#### **5.4.2 ANALISIS DEL ESPACIO DONDE SERA INSTALADO EL SISTEMA**

En la imagen anterior se muestra parte de la tercera y cuarta etapa de la Colonia Ciudad Pacifica y el lugar donde se implementara el segundo sistema. El área necesaria para poder implementar este sistema según manual (sistemas alternativos para soluciones de aguas lluvias en sectores urbanos) tiene que ser entre 0.5 al 2% del total del área aportante ; al realizar el levantamiento topográfico del área disponible en cada etapa o zona de descarga para poder cimentar este sistema se obtuvo una área de 3425 m<sup>2</sup> .

El área de la Micro cuenca 3 datos encontrado en capítulo 4 es =476,199.12 m<sup>2</sup>

$$476,199.12 * 0.5\% = 476,199.12 * 0.005 = 2381 \text{ m}^2$$

El área necesaria mínima para poder cimentar la estructura es 2381m<sup>2</sup> el cual es el 0.5% de área de la microcuenca

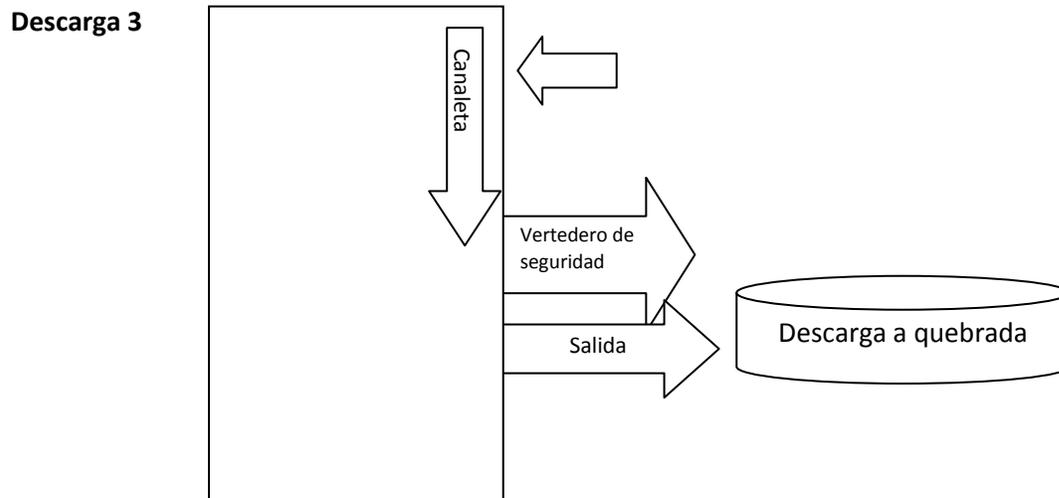
El área disponible es 3425 m<sup>2</sup> lo cual cumple con la especificación del manual.

#### **5.4.3 ELECCIÓN DEL SISTEMA QUE MÁS SE ADAPTE A LAS NECESIDADES DE LA TERCERA MICRO CUENCA.**

El sistema que se ha optado por proponer es el estaque de retención ya que es el que más se adapta a las necesidades de espacio y evacuación de aguas superficiales.



**5.4.4 ESQUEMA DEL SEGUNDOSISTEMA**



**5.4.5 SUBICACIÓN DEL SISTEMA TOPOGRÁFICAMENTE**

(Ver plano en anexo)

**5.4.6 CAUDALES PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO**

**Tabla 50: Caudales con urbanización de segundo sistema**

| Análisis Periodos de Retorno |        |          |          |
|------------------------------|--------|----------|----------|
| Periodo de diseño            | 5 años | 10 años  | 100 años |
| Caudal (m <sup>3</sup> /seg) | 9.84   | 10.90    | 14.54    |
| Volumen (m3)                 | ----   | 2,563.60 | -----    |



**5.4.7 DIMENSIONAMIENTO ÁREA DEL SEGUNDO SISTEMA:**

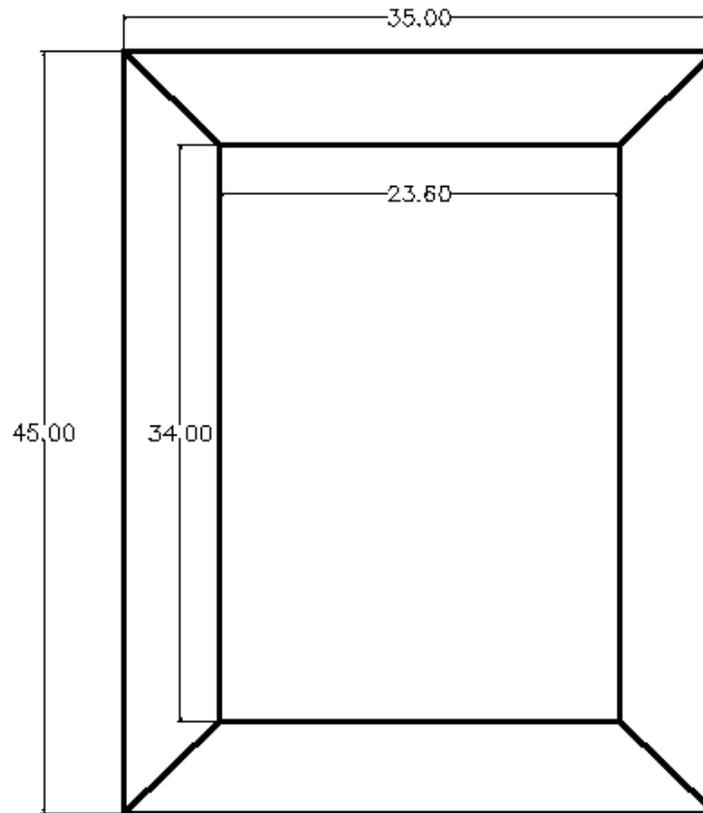
- Volumen para periodo de diseño de 10 años según análisis hidrológico: 2563.60 m<sup>3</sup>
- Área propuesta para sistema= L\*H = 45x35= 1575 m<sup>2</sup>
- Altura propuesta para periodo de retorno de 10 años = 1.8 m
- Volumen a captar por sistema propuesto para un periodo de retorno de 10 años según dimensiones de área y altura: 2835m<sup>3</sup> este volumen sobrepasa el obtenido con el estudio hidrológico y brinda una mayor seguridad.

Para disponer de un volumen de almacenamiento, se considera realizar una excavación de terreno a inundar dejando las pendientes longitudinales y transversales para su posterior descarga a quebrada el Amate.

**ÁREA DEL SEGUNDO SISTEMA**

El volumen de agua que necesita ser captada por el sistema de la primera etapa es 2790.23 m<sup>3</sup> las dimensiones necesarias para el sistema son: en la parte inferior son de 23.58 metros de ancho por 32.90 de largo (23.58\*32.9), en la parte superior sus dimensiones son de 35 metros de ancho por 45 metros de largo. (35\*45) y con una profundidad de 2.70 m.

#### 5.4.8 GEOMETRIA DEL SISTEMA PROPUESTO



#### PERFIL DE ENTRADA, SALIDA TRANSVERSALES Y LONGITUDINALES DE SISTEMA

(Ver en plano en anexo)

**Fondo del sistema:** depende de la topografía del terreno y las tuberías de entrada en este caso el fondo del sistema está considerado 5.65 m del nivel de piso de terreno.

**Taludes longitudinales:** considerados son de 45 grados para el diseño del sistema.

**Taludes transversales:** considerados son 45 grados para el diseño de sistema.

**Altura de tuberías de entrada:** 3.50 m según análisis.



**5.4.9 CANALETA:**

El diseño de la canaleta serán las mismas dimensiones que las obtenidas en el primer sistema mediante el programa H canales.

**5.4.10 TUBERÍA DE SALIDA DE SISTEMA**

- Tubería de salida con diámetro supuesto

Q real a evacuar: 6.26 m<sup>3</sup>/s

$$Q_{evac} = A \left( \frac{2gH}{K} \right)^{1/2}$$

Dónde:

A: área propuesta de la tubería

g: gravedad especifica = 9.81

H: desde el centro de la tubería hasta el nivel de agua =3.79 m

K: coeficiente de pérdidas por carga.

Donde

$$K = 0.2 + 1.0 + f \frac{L}{D}$$

f: coeficiente de fricción según manual = 0.02

L: largo de tubo en m obtenido mediante AUTOCAD = 22.41m

D: diámetro supuesto para la tubería = 1.1m

Sustituyendo datos para encontrar K tenemos:

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



$$K = 0.2 + 1.0 + 0.02 \frac{22.41}{1.1}$$

$$K=1.607$$

- Encontrando Área para diámetro supuesto de 1.1 m

$$A = \frac{\pi(1.1)^2}{4}$$

$$A= 0.9503\text{m}^2$$

Sustituyendo Área y K para encontrar Q evac tenemos:

$$Q_{\text{evac}} = 0.9503 \left( \frac{2(9.81)(3.79)}{1.607} \right)^{1/2}$$

$$Q_{\text{evac}} = 6.4643 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Tabla 51: Resultados con diámetro Supuesto para tercera descarga**

| Diametro (m) | Area tubo (m2) | fL/D  | K     | Q evac (m37seg) |
|--------------|----------------|-------|-------|-----------------|
| 0.4          | 0.1257         | 1.121 | 2.321 | 0.712           |
| 0.5          | 0.1964         | 0.896 | 2.096 | 1.170           |
| 0.6          | 0.2827         | 0.747 | 1.947 | 1.747           |
| 1            | 0.7854         | 0.448 | 1.648 | 5.276           |
| 1.1          | 0.9503         | 0.407 | 1.607 | 6.464           |

Como podemos observar el caudal de evacuación resultante suponiendo un diámetro de 1.1 m es suficiente para cubrir el Caudal de evacuación real; por lo tanto cumple y tenemos que:

$$6.464\text{m}^3/\text{s} > 6.26\text{m}^3/\text{s}$$

Ahora bien el diámetro de 1.1m (43.31pulgadas) no existe en el mercado razón por la cual trabajamos con el diámetro de 42 pulgadas (1.0668 m). Tenemos que:



**5.4.10.1 CAUDAL REAL DE LA TUBERÍA DE SALIDA:**

$$K = 0.2 + 1.0 + 0.02 \frac{22.41}{1.0668}$$

**K=1.62**

Encontrando Área para diámetro de 1.0668 m

$$A = \frac{\pi(1.0668)^2}{4}$$

A= 0.8938m<sup>2</sup>

Sustituyendo Área y K para encontrar Q evac tenemos:

$$Q_{evac} = 0.8938 \left( \frac{2(9.81)(3.79)}{1.62} \right)^{1/2}$$

**Q<sub>evac</sub> =6.06m<sup>3</sup>/s**

**Tabla 52: Resultados con diámetros reales para tercera descarga**

| Diámetro (m) | Area tubo (m2) | fL/D  | K     | Q evac (m37seg) |
|--------------|----------------|-------|-------|-----------------|
| 0.6          | 0.2827         | 0.747 | 1.947 | 1.747           |
| 1            | 0.7854         | 0.448 | 1.648 | 5.276           |
| 1.0668       | 0.8938         | 0.42  | 1.62  | 6.056           |
| 1.1          | 0.9503         | 0.407 | 1.607 | 6.464           |
| 1.2          | 1.1310         | 0.374 | 1.574 | 7.774           |
| 1.2192       | 1.1675         | 0.368 | 1.568 | 8.040           |

Nota: se elige el diámetro de 42 pulgadas (1.0668m) ya que en el mercado no existe una tubería de 1.1 m y el caudal resultante de una tubería de 48 pulgadas es demasiado grande y no cumple con el objetivo de regular el caudal hacia la descarga.



**5.4.11 TUBERÍA DE DESCARGA DEL VERTEDERO CONSIDERANDO UN 70 % DEL VOLUMEN PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS.**

- Tubería de vertedero con diámetro supuesto

**Caudal a evacuar por el vertedero de seguridad:**

Caudal= Caudal urbanizado a 100 años al 70% – Caudal evacuado por sistema.

$$Q_{ver} = (14.54 \text{ m}^3/\text{seg} \times 0.70) - 6.06 \text{ m}^3/\text{seg}$$

**Q real a evacuar: 4.12 m<sup>3</sup>/s** A evacuar por vertedero de seguridad

$$Q_{evac} = A \left( \frac{2gH}{K} \right)^{1/2}$$

Dónde:

H: Altura de hasta salida = 0.27 m

A: área propuesta de la tubería.

K: coeficiente de pérdidas por carga.

Donde

$$K = 0.2 + 1.0 + f \frac{L}{D}$$

f: 0.02

L: 22.41m

D: 1.1m

Sustituyendo datos para encontrar K tenemos:

$$K = 0.2 + 1.0 + 0.02 \frac{22.41}{1.1}$$

**K=1.607**

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



Encontrando Área para diámetro supuesto de 1.1 m

$$A = \frac{\pi(1.1)^2}{4}$$

$$A = 0.9503\text{m}^2$$

Sustituyendo Área y K para encontrar Q evac tenemos:

$$Q_{\text{evac}} = 0.9503 \left( \frac{2(9.81)(0.27)}{1.607} \right)^{1/2}$$

$$Q_{\text{evac}} = 1.725\text{m}^3/\text{s}$$

Como podemos observar el caudal de evacuación resultante suponiendo un diámetro de 1.1 m es insuficiente para cubrir el Caudal de evacuación real; por lo tanto no cumple y tenemos que:

$$1.725\text{m}^3/\text{s} < 4.12\text{m}^3/\text{s}$$

Como una sola tubería es insuficiente se tiene que utilizar 3 tubos para desalojar el caudal de evacuación real. Se tiene que si un tubo de 1.1 m cubre la demanda en  $1.725\text{m}^3/\text{s}$ ; entonces para 3 tubos tenemos:  $1.725 \times 3 = 5.175\text{m}^3/\text{s}$ .

Entonces tenemos:

$$5.175\text{m}^3/\text{s} > 4.12\text{m}^3/\text{s}$$

**Tabla 53: Diámetros supuestos para vertedero de seguridad para tercera descarga**

| Diametro (m) | Area tubo (m <sup>2</sup> ) | fL/D  | K     | Q evac (m <sup>3</sup> /seg) |
|--------------|-----------------------------|-------|-------|------------------------------|
| 1            | 0.7854                      | 0.448 | 1.648 | 1.408                        |
| 1.1          | 0.9503                      | 0.407 | 1.607 | 1.725                        |
| 1.2          | 1.131                       | 0.374 | 1.574 | 2.075                        |



Como en el mercado no existe una tubería de diámetro 1.10 se selecciona la tubería de de 42 pulgadas (1.0668 m)

#### 5.4.11.1 CAUDAL DEL VERTEDERO CON DIÁMETRO REAL

$$Q_{evac} = A \left( \frac{2gH}{K} \right)^{1/2}$$

Dónde:

H: 0.27 m

$$K = 0.2 + 1.0 + f \frac{L}{D}$$

f: 0.02

L: 22.41m

D: 1.0668m

Sustituyendo datos para encontrar K tenemos:

$$K = 0.2 + 1.0 + 0.02 \frac{22.41}{1.0668}$$

**K=1.62**

Encontrando Área para diámetro real de 42 pulg (1.0668) m

$$A = \frac{\pi(1.0668)^2}{4}$$

$$A = 0.8938\text{m}^2$$

Sustituyendo Área y K para encontrar Q evac tenemos:

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



$$Q_{evac} = 0.8938 \left( \frac{2(9.81)(0.27)}{1.62} \right)^{1/2}$$

$$Q_{evac} = 1.616 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para 3 tubos tenemos:  $1.616 * 3 = 4.848 \text{ m}^3/\text{s}$

El caudal total desalojado por los 3 tubos de 42 pulgadas (1.0668 m) es de  $4.848 \text{ m}^3/\text{s}$  con lo cual sobrepasamos el caudal real a desalojar ( $4.12 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

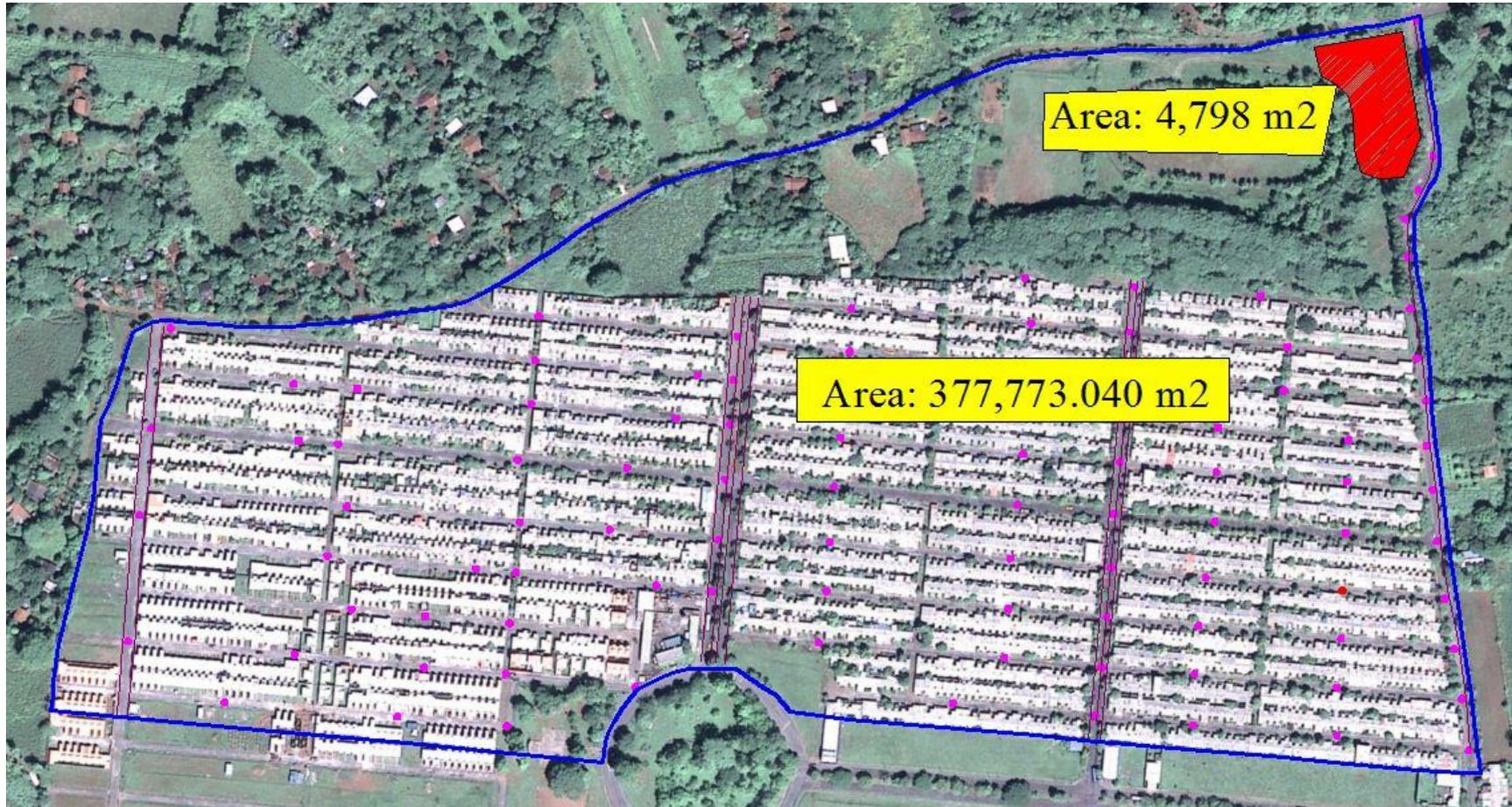
**Tabla 54: Diámetros reales de vertedero de seguridad de la tercera descarga**

| Diámetro (m) | Area tubo (m <sup>2</sup> ) | fL/D  | K     | Q evac (m <sup>3</sup> 7seg) |
|--------------|-----------------------------|-------|-------|------------------------------|
| 0.6          | 0.283                       | 0.747 | 1.947 | 0.466                        |
| 1            | 0.785                       | 0.448 | 1.648 | 1.408                        |
| 1.0668       | 0.894                       | 0.42  | 1.62  | 1.616                        |
| 1.1          | 0.950                       | 0.407 | 1.607 | 1.725                        |
| 1.2          | 1.131                       | 0.374 | 1.574 | 2.075                        |



5.5 DISEÑO DE TERCER SISTEMA DESCARGA #4

5.5.1 MACRO Y MICROLOCALIZACION DE LA CUARTA DESCARGA TERCER SISTEMA





### **5.5.2 ANALISIS DEL ESPACIO DONDE SERA INSTALADO EL SISTEMA**

En la imagen anterior se muestra la segunda y parte de la cuarta etapa de la Colonia Ciudad Pacifica y el lugar donde se implementara el sistema. El área necesaria para poder implementar este sistema según manual (sistemas alternativos para soluciones de aguas lluvias en sectores urbanos) tiene que ser entre 0.5 al 2% del total del área aportante ; al realizar el levantamiento topográfico del área disponible en cada etapa o zona de descarga para poder cimentar este sistema se obtuvo una área de 4798 m<sup>2</sup> .

El área de la Micro cuenca 4 dato obtenido anteriormente en capítulo 4 es =377773.040 m<sup>2</sup>

$$377773.040 * 0.5\% = 377773.040 * 0.005 = 1888.86 \text{ m}^2$$

El área mínima necesaria para poder cimentar la estructura es 1888.86 m<sup>2</sup> el cual es el 0.5% del área total de la microcuenca.

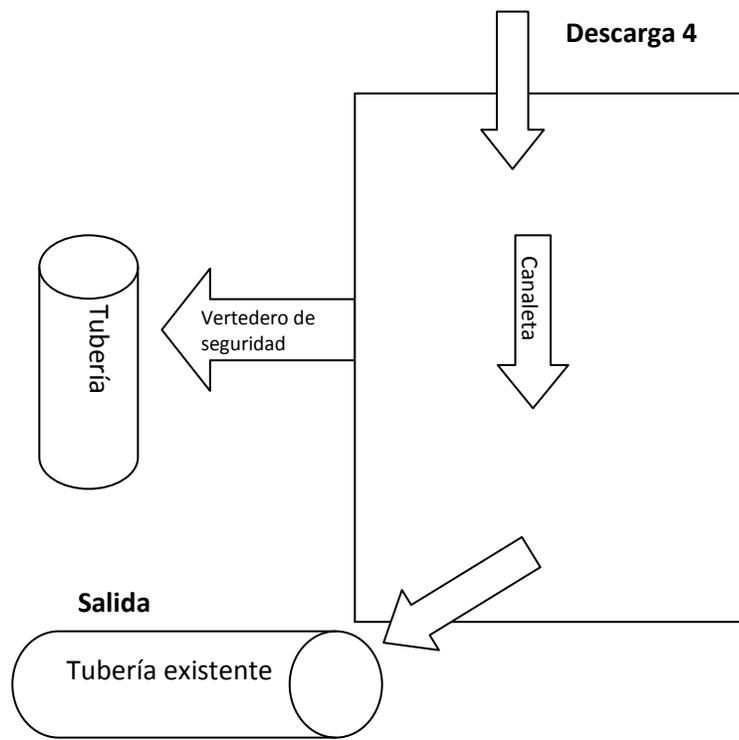
El área disponible es 4798 m<sup>2</sup> lo cual cumple con la especificación del manual.

### **5.5.3 ELECCIÓN DEL SISTEMA QUE MÁS SE ADAPTE A LAS NECESIDADES DE LA PRIMERA MICRO CUENCA.**

El sistema que se ha optado por proponer es el estaque de retención ya que es el que más se adapta a las necesidades de espacio y evacuación de aguas superficiales.



**5.5.4 ESQUEMA DEL SISTEMA # 3**



**5.5.5 UBICACIÓN DEL SISTEMA TOPOGRÁFICAMENTE**

(Ver plano en anexo)

**5.5.6 CAUDALES PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO**

*Tabla 55: Caudales con urbanización de cuarta microcuenca de tercer sistema*

| Análisis Periodos de Retorno |        |                        |          |
|------------------------------|--------|------------------------|----------|
| Periodo de diseño            | 5 años | 10 años                | 100 años |
| Caudal (m <sup>3</sup> /seg) | 7.66   | 8.47                   | 11.37    |
| Volumen                      | ----   | 2,462.57m <sup>3</sup> | ----     |



**5.5.7 DIMENSIONAMIENTO ÁREA DEL TERCER SISTEMA:**

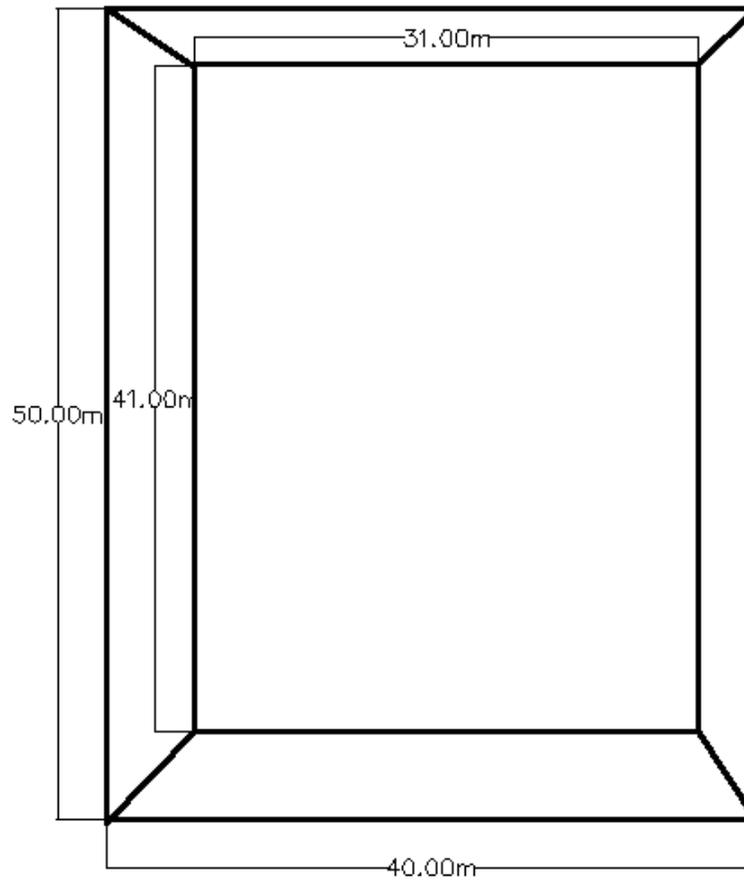
- Volumen para periodo de diseño de 10 años según análisis hidrológico: 2462.57 m<sup>3</sup>
- Área propuesta para sistema= L\*H = 50X40= 2000 m<sup>2</sup>
- Altura propuesta para periodo de retorno de 10 años = 1.3 m
- Volumen a captar por sistema propuesto para un periodo de retorno de 10 años según dimensiones de área y altura: 2600m<sup>3</sup> este volumen sobrepasa el obtenido con el estudio hidrológico y brinda una mayor seguridad.

Para disponer de un volumen de almacenamiento, se considera realizar una excavación de terreno a inundar dejando las pendientes longitudinales y transversales para su posterior descarga a quebrada El Amate.

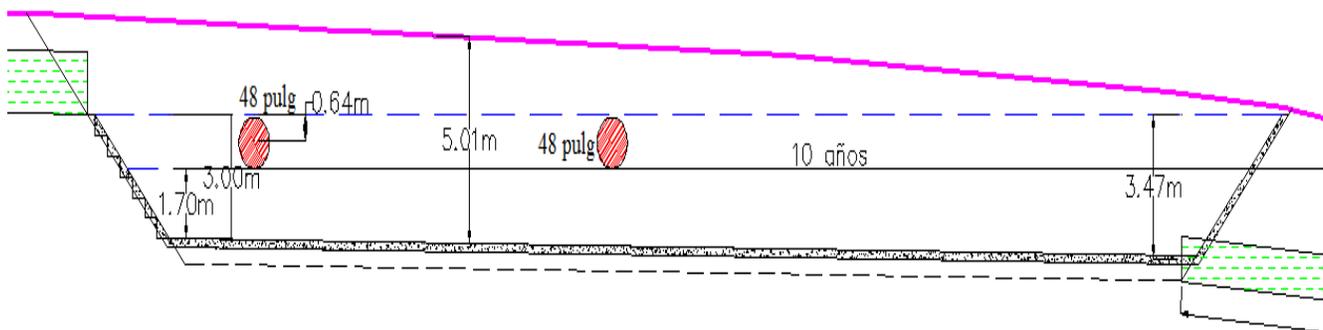
**ÁREA DEL TERCER SISTEMA**

El volumen de agua que necesita ser captada por el sistema de la primera etapa es 2462.57 m<sup>3</sup> las dimensiones necesarias para el sistema son: en la parte inferior son de 31.00 metros de ancho por 41.00 de largo (31\*41), en la parte superior sus dimensiones son de 40 metros de ancho por 50 metros de largo. (40\*50) y con una profundidad de 1.70 m.

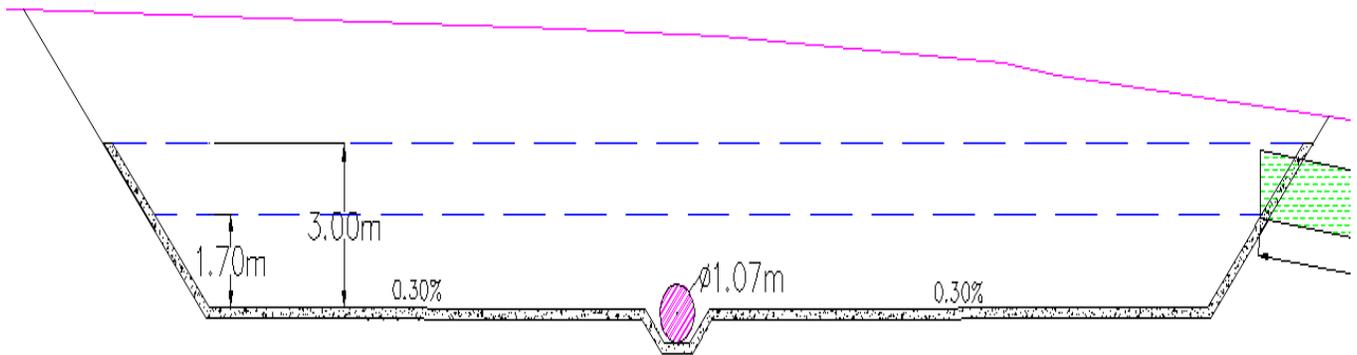
5.5.8 GEOMETRIA DEL SISTEMA PROPUESTO



Vista longitudinal



**Vista transversal**



**(Ver perfiles detallados en anexo)**

**Fondo del sistema:** depende de la topografía del terreno y las tuberías de entrada en este caso el fondo del sistema está considerado 5.01 m del nivel de piso de terreno.

**Taludes longitudinales:** considerados son de 45 grados para el diseño del sistema.

**Taludes transversales:** considerados son 45 grados para el diseño de sistema.

**Altura de tuberías de entrada:** 3.0 m según análisis.

**5.5.9 Canaleta:**

El diseño de la canaleta serán las mismas dimensiones que las obtenidas en el primer sistema mediante el programa H canales.



**5.5.10 TUBERÍA DE SALIDA DE SISTEMA**

- Tubería de salida con diámetro supuesto

Q real a evacuar: 4.78 m<sup>3</sup>/s

$$Q_{evac} = A \left( \frac{2gH}{K} \right)^{1/2}$$

Dónde:

A: área propuesta de la tubería

g: gravedad específica = 9.81

H: altura desde la rasante de agua hasta el centro de la tubería =3.47

K: coeficiente de pérdidas por carga.

Donde

$$K = 0.2 + 1.0 + f \frac{L}{D}$$

f: coeficiente de fricción según manual = 0.02

L: largo de tubo en m obtenido mediante AUTOCAD = 43.1m

D: diámetro supuesto para la tubería = 1.0m

Sustituyendo datos para encontrar K tenemos:

$$K = 0.2 + 1.0 + 0.02 \frac{43.1}{1.0}$$

**K=2.062**

Encontrando Área para diámetro supuesto de 1.0 m

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



$$A = \frac{\pi(1)^2}{4}$$

$$A = 0.7854\text{m}^2$$

Sustituyendo Área y K para encontrar Q evac tenemos:

$$Q_{\text{evac}} = 0.7854 \left( \frac{2(9.81)(3.47)}{2.062} \right)^{1/2}$$

$$Q_{\text{evac}} = 4.513\text{m}^3/\text{s}$$

Como podemos observar el caudal de evacuación resultante suponiendo un diámetro de 1.0 m no es suficiente para cubrir el Caudal de evacuación real; por lo tanto no cumple y tenemos que:

$$4.513\text{m}^3/\text{s} < 4.78\text{m}^3/\text{s}$$

**Tabla56: Resultados de tuberías de salida con diámetro supuesto para cuarta descarga**

| Diámetro (m) | Area tubo (m2) | fL/D  | K     | Q evac (m37seg) |
|--------------|----------------|-------|-------|-----------------|
| 0.5          | 0.1964         | 1.724 | 2.924 | 0.9477          |
| 0.6          | 0.2827         | 1.437 | 2.637 | 1.4364          |
| 1            | 0.7854         | 0.862 | 2.062 | 4.513           |
| 1.1          | 0.9503         | 0.784 | 1.984 | 5.5668          |
| 1.2          | 1.131          | 0.718 | 1.918 | 6.7383          |

Ahora bien el diámetro de 1.0m (39.37pulgadas) no existe en el mercado razón por la cual trabajamos con el diámetro de 42 pulgadas (1.0668 m). Tenemos que:



**5.5.10.1 CAUDAL REAL DE LA TUBERÍA DE SALIDA:**

$$K = 0.2 + 1.0 + 0.02 \frac{43.1}{1.0668}$$

**K=2.008**

Encontrando Área para diámetro de 1.0668 m

$$A = \frac{\pi(1.0668)^2}{4}$$

A= 0.8938m<sup>2</sup>

Sustituyendo Área y K para encontrar Q evac tenemos:

$$Q_{evac} = 0.8938 \left( \frac{2(9.81)(3.47)}{2.008} \right)^{1/2}$$

**Q<sub>evac</sub> =5.2044m<sup>3</sup>/s** (Caudal resultante con tubería de 42")

Como podemos observar el caudal de evacuación resultante suponiendo un diámetro de 42 pulgadas (1.0668m) es suficiente para cubrir el Caudal de evacuación real; por lo tanto cumple y tenemos que:

**5.2044m<sup>3</sup>/s > 4.78m<sup>3</sup>/s**

**Tabla57: Resultadosde tubería de salida con diámetro real de tercer sistema**

| Diámetro (m) | Area tubo (m2) | fL/D  | K     | Q evac (m37seg) |
|--------------|----------------|-------|-------|-----------------|
| 0.8          | 0.5027         | 1.078 | 2.278 | 2.7482          |
| 0.9          | 0.6362         | 0.958 | 2.158 | 3.5734          |
| 1            | 0.7854         | 0.862 | 2.062 | 4.513           |
| 1.0668       | 0.8938         | 0.808 | 2.008 | 5.2044          |
| 1.1          | 0.9503         | 0.784 | 1.984 | 5.5668          |
| 1.2          | 1.131          | 0.718 | 1.918 | 6.7383          |



### 5.5.11 TUBERÍA DE DESCARGA DEL VERTEDERO

#### Tubería de vertedero con diámetro supuesto

**Caudal a evacuar por el vertedero de seguridad:**

Caudal= Caudal urbanizado a 100 años – Caudal evacuado por sistema.

$$Q_{ver} = 11.37 \text{ m}^3/\text{seg} - 5.2044 \text{ m}^3/\text{seg}$$

**Q real a evacuar: 6.17 m<sup>3</sup>/s**

$$Q_{evac} = A \left( \frac{2gH}{K} \right)^{1/2}$$

Dónde:

H: 0.64 m

K: coeficiente de pérdidas por carga.

Donde

$$K = 0.2 + 1.0 + f \frac{L}{D}$$

f: 0.02

L: 10.13m

D: 1.00m

Sustituyendo datos para encontrar K tenemos:

$$K = 0.2 + 1.0 + 0.02 \frac{10.13}{1.00}$$

**K=1.403**

Encontrando Área para diámetro supuesto de 1.0 m

$$A = \frac{\pi(1.00)^2}{4}$$

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



$$A = 0.785 \text{m}^2$$

Sustituyendo Área y K para encontrar Q evac tenemos:

$$Q_{\text{evac}} = 0.785 \left( \frac{2(9.81)(0.64)}{1.403} \right)^{1/2}$$

$$Q_{\text{evac}} = 2.350 \text{m}^3/\text{s}$$

Como podemos observar el caudal de evacuación resultante suponiendo un diámetro de 1.00 m es insuficiente para cubrir el Caudal de evacuación real; por lo tanto no cumple y tenemos que:

$$2.35 \text{m}^3/\text{s} < 6.17 \text{m}^3/\text{s}$$

Como una sola tubería es insuficiente se tiene que utilizar 2 tubos para desalojar el caudal de evacuación real. Se tiene que si un tubo de 1.00 m cubre la demanda en  $2.35 \text{m}^3/\text{s}$ ; entonces para 2 tubos tenemos:  $2.35 * 2 = 4.7 \text{m}^3/\text{s}$ .

Entonces tenemos:

$$4.70 \text{m}^3/\text{s} < 6.17 \text{m}^3/\text{s}$$

**Tabla 58: Diámetros supuestos de tuberías para vertedero de seguridad para cuarta descarga**

| Diametro (m) | Area tubo (m2) | fL/D  | K     | Q evac (m37seg) |
|--------------|----------------|-------|-------|-----------------|
| 0.6          | 0.283          | 0.338 | 1.538 | 0.808           |
| 1            | 0.785          | 0.203 | 1.403 | 2.350           |
| 1.1          | 0.950          | 0.184 | 1.384 | 2.862           |
| 1.2          | 1.131          | 0.169 | 1.369 | 3.425           |
| 1.3          | 1.327          | 0.156 | 1.356 | 4.039           |



5.5.11.1 CAUDAL DEL VERTEDERO CON DIÁMETRO REAL

$$Q_{evac} = A \left( \frac{2gH}{K} \right)^{1/2}$$

Dónde:

H: 0.64 m

$$K = 0.2 + 1.0 + f \frac{L}{D}$$

f: 0.02

L: 10.13m

D: 1.2192 m (48 pulgadas)

Sustituyendo datos para encontrar K tenemos:

$$K = 0.2 + 1.0 + 0.02 \frac{10.13}{1.2192}$$

**K=1.366**

Encontrando Área para diámetro 48 pulg (1.2192 m).

$$A = \frac{\pi(1.2192)^2}{4}$$

A= 1.167 m<sup>2</sup>

Sustituyendo Área y K para encontrar Q evac tenemos:

$$Q_{evac} = 1.167 \left( \frac{2(9.81)(0.64)}{1.366} \right)^{1/2}$$

**Q<sub>evac</sub> = 3.538 m<sup>3</sup>/s**

Para 2 tubos tenemos: 3.538\*2 = 7.072 m<sup>3</sup>/s



El caudal total desalojado por los 2 tubos de 48 pulgadas (1.2192 m) es de 7.072 m<sup>3</sup>/s con lo cual sobrepasamos el caudal real a desalojar (6.17 m<sup>3</sup>/s).

**Tabla 59: Diámetros reales de tuberías para vertedero de seguridad para cuarta descarga**

| Diametro (m) | Area tubo (m2) | fL/D  | K     | Q evac (m37seg) |
|--------------|----------------|-------|-------|-----------------|
| 0.9          | 0.636          | 0.225 | 1.425 | 1.888           |
| 1            | 0.785          | 0.203 | 1.403 | 2.350           |
| 1.1          | 0.950          | 0.184 | 1.384 | 2.862           |
| 1.2          | 1.131          | 0.169 | 1.369 | 3.425           |
| 1.2192       | 1.167          | 0.166 | 1.366 | 3.538           |

#### 5.5.12 DISEÑO DE TUBERIA DE ENTRADA A SISTEMA

Para el primer sistema de retención al cual llegan dos tuberías de descarga es necesario diseñarlas pues existe un cambio de dirección, el diseño de dichas tuberías se hace de la siguiente forma:

➤ **Diseño de tubería de entrada de la cuarta descarga**

Según Chezy-Manning

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

Dónde:

$$R = D/4$$

$$D = 60 \text{ pulg} \times \frac{0.0254 \text{ m}}{1 \text{ pulg.}} = 1.524 \text{ m}$$

$$R = \frac{1.524}{4} = 0.381$$

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”



### 1. Calculando la velocidad.

- Considerando la pendiente(S) de 1.5% equivalente a 0.015 para tubería hasta la descarga.
- El coeficiente de rugosidad (n) de 0.015 para colectores de cemento y-arena según norma técnica de ANDA.
- Radio hidráulico (R) de 0.381 según formula de Chezy-Manning.

$$V = \frac{(0.381)^{2/3}(0.015)^{1/2}}{0.015} = 4.291 \text{ m/seg}$$

### 2. Calculando Caudal en tubería

$$Q = V \cdot A$$

$$\text{Donde } A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.1416 \cdot (1.524)^2}{4} = 1.824$$

$$Q = 4.291 \cdot 1.824 = 7.83 \text{ m}^3/\text{s}.$$

### 3. Considerando una tubería de diámetro 60 pulg se obtiene.

$$V = 4.291 \text{ m/seg}.$$

$$Q = 7.83 \text{ m}^3/\text{s}.$$

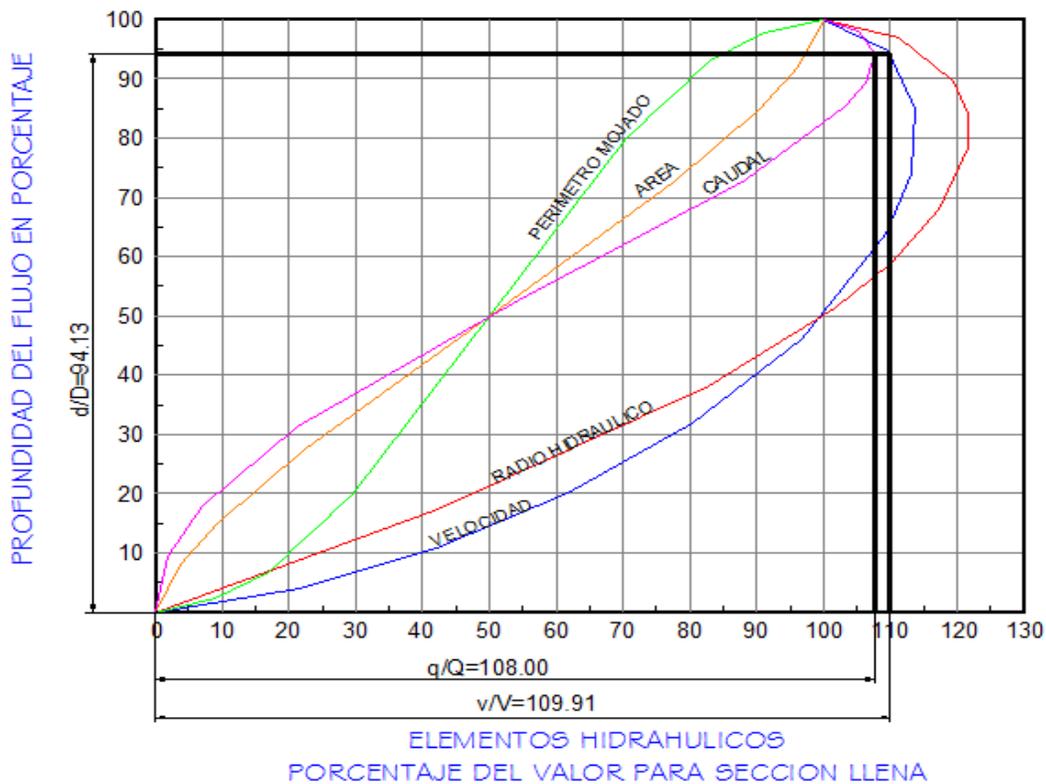
### 4. Calculando relación de caudales de diseño y caudales a tubería llena.

$$Q/q$$

$$\frac{q}{Q} = \frac{8.47}{7.83} = 1.08$$

$$1.08 \cdot 100 = 108$$

Grafica 35: Curva de elementos hidráulicos básicos



##### 5. Diseño de la tubería de entrada de la primera descarga.

Con el dato anterior de 108 es planteado en la gráfica del banano dibujando una perpendicular y cortando la curva de caudal, de ese punto se corta la curva de velocidad dibujando una línea horizontal y posteriormente una línea vertical para obtener el valor de encuentra  $v/V = 109.91$  como valor absoluto el cual es transformado el valor como porcentaje dividiéndolo entre 100 encontrando así  $v$ .

**Encontrando  $v/V$**

$$\frac{v}{V} = 1.0991$$

$$v = 1.0991 * V$$

$$v = 1.0991 * 4.291 = 4.716 \text{ m/seg.}$$

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”

---



Con el dato anterior se obtiene  $d/D$  ploteando el dato en la curva del banano de la intercepción de caudal dibujando una línea horizontal hasta cortar la profundidad del flujo obteniendo  $d/D$  para obtener  $d$ , encontrando un valor de 94.13 como valor absoluto transformándolo a 0.9413 dividiéndolo entre 100 .

### Encontrando $d/D$

$$\frac{d}{D} = 0.9413$$

$$d = 0.9413 * D$$

$$d = 0.9413 * 1.524 = \mathbf{1.434 \text{ m}}$$

Con los resultados obtenidos se comprueba que la tubería a utilizar para la entrada de la primera descarga a sistema es de 60 pul. Con una pendiente de 1.5 %.



### 5.6 TIEMPO DE EVACUACIÓN DE SISTEMA.

Se demuestra que con la utilización de un sistema de regulación y control aumenta el tiempo de evacuación hacia la zona de descarga y así reduciendo el efecto de las avenidas instantáneas.

Tiempo de vaciado se hace mediante la siguiente ecuación:

$$t_{\text{vaciado}} = \frac{2S\sqrt{h}}{Ca\sqrt{2g}}$$

Fuente de formula: técnicas alternativas para soluciones de aguas lluvias en sectores urbanos. Ministerio de vivienda y urbanismo Santiago (1996).

S=Área promedio de la superficie del agua en el estanque, m<sup>2</sup>

h=Altura de agua al vaciar puede considerarse como la diferencia entre el nivel del umbral de la cámara y el eje del orificio, m.

a= Área del orificio, m<sup>2</sup>

C=coeficiente de gasto del orificio, dimensional:

Orificios de aristas vivas C= 0,61

➤ **DATOS SISTEMA #1**

$$S=28.13 \times 19.10 = 537.28 \text{ m}^2$$

$$h= 2.75 \text{ m}$$

$$a= \text{como la tubería de salidas es de 30"} \text{ el área del salida es} = 0.456 \text{ m}^2$$

$$C= 0.61$$

$$t_{\text{vaciado}} = \frac{2(537.28)\sqrt{2.75}}{(0.61)(0.456)\sqrt{2(9.81)}}$$

$$t_{\text{vaciado}} = 1446.28 \text{ seg}$$

$$t_{\text{vaciado}} = \mathbf{24.10 \text{ min}}$$



➤ **DATOS SISTEMA #2**

$$S=40.78 \times 30.57 =1246.64 \text{ m}^2$$

$$h= 3.79 \text{ m}$$

$$a= \text{como la tubería de salidas es de 42"} \text{ el área del salida es}= 0.894 \text{ m}^2$$

$$C= 0.61$$

$$t_{\text{vaciado}} = \frac{2(1246.64)\sqrt{3.79}}{(0.61)(0.894)\sqrt{2(9.81)}}$$

$$t_{\text{vaciado}} = 2009.43 \text{ seg}$$

$$t_{\text{vaciado}} = 34.49 \text{ min}$$

Haciendo una comparación con el tiempo de concentración de la descarga #3 obtenemos una diferencia de:

$$T \text{ comparado}= t_{\text{vaciado}} - T_c$$

$$T \text{ comparado}= 34.49 - 21.60$$

$$\mathbf{T \text{ comparado}= 12.89 \text{ min}}$$

➤ **DATOS SISTEMA #3**

$$S=47.57 \times 37.01 =1760.57 \text{ m}^2$$

$$h= 3.47 \text{ m}$$

$$a= \text{como la tubería de salidas es de 42"} \text{ el área del salida es}= 0.894 \text{ m}^2$$

$$C= 0.61$$

$$t_{\text{vaciado}} = \frac{2(1760.57)\sqrt{3.47}}{(0.61)(0.894)\sqrt{2(9.81)}}$$

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”

---



$$t_{vaciado} = 2715.38 \text{ seg}$$

$$t_{vaciado} = 45.26 \text{ min}$$

Haciendo una comparación con el tiempo de concentración de la descarga #4 obtenemos una diferencia de:

$$T \text{ comparado} = t_{vaciado} - T_c$$

$$T \text{ comparado} = 45.26 - 23.45$$

$$\mathbf{T \text{ comparado} = 21.81 \text{ min}}$$



## **5.7 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS DE DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE RETENCIÓN**

### **Resultados del diseño de estanque de retención #1 (microcuenca #1 y microcuenca #2)**

#### **Área en planta:**

- Área de sistema: 20 x 30 a nivel de piso

#### **Área en fondo:**

- Área: 14.20 x 23.50

#### **Alturas del estanque de retención:**

- Profundidad del sistema: 2.50 m
- Nivel de agua de diseño: 1.30 m
- Volumen real se sistema para una altura de 1.30 = 516.39 m<sup>3</sup>

#### **Taludes:**

Taludes longitudinales y transversales: 45°.

#### **Canaleta de fondo del sistema:**

- Altura = 0.60m
- Ancho superior= 2.0m
- Ancho de base: 0.80m
- Taludes: 45 grados.

Nota: en el fondo del sistema existe una pendiente hacia la canaleta de 0.3% hacia la canaleta de fondo y la pendiente de la canaleta hacia la tubería de salida es de 1%



**Tuberías de entrada al estanque de retención #1**

***Tubería de entrada de Descarga 1:***

- Diámetro: 30 pulgadas
- Pendiente: 1.90

***Tubería de entrada de descarga 2:***

- Diámetro: 48 pulgadas
- Pendiente: 1.80

***Tubería de salida:***

30 pulgadas que genera un caudal de 2.85 m<sup>3</sup>/seg que es un 30.83 % menos que en caudal real a zona de descarga que es con urbanización que es 4.12 m<sup>3</sup>/seg.

***Vertedero de Seguridad:***

42 pulgadas capas de desalojar un caudal de 2.66m<sup>3</sup>/s mayor que el caudal necesaria a un periodo de retorno de 100 años menos el caudal de salida que es 2.591m<sup>3</sup>/s

**Tiempo de salida del sistema hacia la descarga:**

$$t_{vaciado} = 24.10 \text{ min}$$



**Resultados del diseño de estanque de retención #2 (microcuenca #3)**

**Área en planta:**

- Área de sistema: 35 x 45 a nivel de piso

**Área en fondo:**

- Área de fondo: 34 x 23.60

**Alturas del estanque de retención:**

- Profundidad del sistema: 3.50 m
- Nivel de agua de diseño: 2.70 m
- Volumen generado por dimensiones reales a una altura de 2.70 = 2691.74 m<sup>3</sup>.

**Taludes:**

Taludes longitudinales y transversales: 45°.

**Canaleta de fondo del sistema:**

- Altura = 0.60m
- Ancho superior= 2.0m
- Ancho de base: 0.80m
- Taludes: 45 grados.



**Tubería de salida:**

**$Q_{vac} = 6.26 \text{ m}^3/\text{seg.}$  Caudal de diseño**

- 42 pulgadas que genera un caudal de 6.056 m<sup>3</sup>/seg. que es un 44.44 % menos que en caudal real a zona de descarga con urbanización que es 10.90 m<sup>3</sup>/seg.

**Nota:** se utiliza una tubería de 42” por el motivo que una tubería de un diámetro mayor genera un caudal demasiado grande y no se cumpliría el objetivo que es reducir el caudal hacia la descarga.

**Vertedero de Seguridad:**

- 3 tuberías de 42 pulgadas capas de desalojar un caudal de 4.848 m<sup>3</sup>/s mayor que el caudal necesaria a un periodo de retorno de 100 años a un 70 % menos el caudal de salida que es 4.12 m<sup>3</sup>/s.

**Tiempo de salida del sistema hacia la descarga:**

$$t_{vaciado} = 34.49 \text{ min}$$



**Resultados del diseño de estanque de retención #3 (microcuenca #4)**

**Área en planta:**

- Área de sistema: 50 x 40 a nivel de piso

**Área en fondo:**

- Área de fondo: 41 x 31

**Alturas del estanque de retención:**

- Profundidad del sistema: 3.00 m
- Nivel de agua de diseño: 1.70 m
- Volumen generado por dimensiones reales a una altura de 1.70=2463.11 m<sup>3</sup>

**Taludes:**

Taludes longitudinales y transversales: 45°

**Canaleta de fondo del sistema:**

- Altura = 0.60m
- Ancho superior= 2.0m
- Ancho de base: 0.80m
- Taludes: 45 grados.



**Tuberías de entrada al estanque de retención #3**

*Tubería de entrada de Descarga 4:*

- Diámetro: 60 pulgadas
- Pendiente: 1.50 %

***Tubería de salida:***

- 42 pulgadas que genera un caudal de 5.204 m<sup>3</sup>/seg. que es un 39 % menos que el caudal real a zona de descarga que es con urbanización que es 8.47 m<sup>3</sup>/seg.

***Vertedero de Seguridad:***

- 2 tuberías de 42 pulgadas capaces de desalojar un caudal de 7.062 m<sup>3</sup>/s mayor que el caudal necesaria a un periodo de retorno de 100 años menos el caudal de salida que es 6.16 m<sup>3</sup>/s

**Tiempo de salida del sistema hacia la descarga:**

$$t_{vaciado} = 45.26 \text{ min}$$

# CAPITULO VI

## “CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES”



### CONCLUSIONES

- ✓ El sistema que más se adapta a las condiciones de la urbanización es el estanque de retención. Este sistema nos permite captar los volúmenes y controlar los caudales hacia la zona de descarga comportándose este sistema de forma dinámica, ya que a medida ingresa el agua de la urbanización esta a su vez es evacuada de manera regulada simulando la evacuación como si fuese de manera natural evitando alteraciones en los cauces de las zonas de descarga y cumpliendo el objetivo para el cual han sido diseñados.
  
- ✓ Se proporciona el conocimiento necesario sobre los distintos sistemas utilizados en las urbanizaciones para controlar la escorrentía superficial. Se establecen ventajas, desventajas de cada uno de ellos; así como los parámetros necesarios para la selección del sistema más adecuado de acuerdo a las características de la urbanización.
  
- ✓ Actualmente la Ciudad de San Miguel por su acelerado crecimiento urbano las condiciones naturales de infiltración de los suelos se han disminuido debido a la impermeabilización de estos, originando que las condiciones de escurrimiento superficial sean mayores y por lo tanto provocan inundaciones urbanas. Es por ello que una alternativa factible para mitigar los dos problemas son los sistemas de retención y control de aguas pluviales propuestos en la Zona Nor- Poniente de la Ciudad de San Miguel, los cuales captan el agua, regulan los caudales y disminuyen los volúmenes de escurrimiento.

## “Sistemas Alternativos de Retención y Control de Aguas Pluviales en la Zona Nor-Poniente de la Ciudad de San Miguel”

---



- ✓ Basándonos en los resultados obtenidos en el estudio hidrológico, los caudales generados por las Microcuencas se concluye que la impermeabilización del suelo a razón de las urbanizaciones aumenta los caudales máximos en comparación con áreas sin urbanizar.
  
- ✓ A partir del estudio hidrológico realizado en las microcuencas de la Ciudad Pacifica, se generan grandes volúmenes de agua provocados por las condiciones topográficas, las áreas aportantes, el tipo de suelo y la impermeabilización del mismo, estos volúmenes sin ningún tipo de regulación aumentan el riesgo de sufrir inundaciones agua abajo.
  
- ✓ Con la propuesta del estanque de retención los caudales generados por las Microcuencas de la urbanización el caudal de descarga se reducen en un 40%.
  
- ✓ Con los estanques de retención se aumenta el tiempo de evacuación de los caudales hacia la descarga, reduciendo los problemas por avenidas instantáneas que son las principales causantes de las Inundaciones urbanas.



### **RECOMENDACIONES**

- ✓ Antes de la construcción del sistema realizar los estudios de suelos pertinentes en las zonas donde se implementaran los sistemas.
  
- ✓ Realizar análisis estructural del fondo y talud del sistema antes de su construcción.
  
- ✓ En base a lo establecido en el Ministerio de vivienda se recomienda que las nuevas lotificaciones dejen las áreas verdes en las zonas bajas de la Lotificación para así poder implementar estos sistemas antes de conectar a tuberías principales o zonas de descarga cumpliendo estos sistemas doble función como áreas de paisajismo y sistema de regulación .
  
- ✓ Realizar la construcción de muro perimetral para la protección del sistema y de los habitantes de la urbanización con el fin de evitar algún problema cuando los sistemas estén funcionando.
  
- ✓ El estanque de retención puede realizar una doble función recargando los mantos acuíferos a través de pozos de infiltración colocados en el fondo del sistema y reduciendo los caudales aguas abajo de la urbanización.
  
- ✓ Realizar una limpieza cada mes durante periodo de invierno en los estanques de retención debido a la acumulación de sedimentos; así como también en los colectores de aguas lluvias para que las tuberías realicen la evacuación eficientemente.

**Bibliografía**



### BIBLIOGRAFÍA

- CONSULTOR: DR. ING. JUAN CARLOS BERTONI
  - Equipo de Trabajo:
    - DR. ING. JUAN CARLOS BERTONI
    - ING. CARLOS GASTÓN CATALINI
  - INFORME FINAL (OPAMSS) Correspondiente al Contrato de Servicios No.FORGAES-054-2005-SER,
  - Denominación de la consultoría:**
    - “Diseño de cinco prototipos de sistemas de infiltración de aguas lluvias para el manejo de la escorrentía superficial en el AMSS”**
  - El Salvador
  - Diciembre de 2005
  
- **LOS SISTEMAS URBANOS DE DRENAJE SOSTENIBLE: UNA ALTERNATIVA A LA GESTIÓN DEL AGUA DE LLUVIA.**
  - Dep. Ing. Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia.
  
- **Tesis: “Identificación y evaluación de escorrentías superficiales que generan sectores de inundación de alto riesgo en la zona urbana de la ciudad de san miguel”**
  - Presentado por:
    - Contreras López, Leivi Margarita
    - Villegas Villalobos, Ronal Antonio
  - El salvador
  - 2005.



➤ **“INUNDACIONES: UN FENÓMENO RECURRENTE EN LA CIUDAD DE SAN SALVADOR “**

LA CARTA URBANA es una publicación de FUNDASAL (fundación salvadoreña de desarrollo y vivienda mínima), cuyo objetivo es plantear a la comunidad nacional e internacional la posición de la Institución (opiniones, críticas, proposiciones, etc.) sobre las cuestiones más relevantes del hábitat popular del país.

Julio de 2005

➤ **“Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos”**

Ministerio de Vivienda y Urbanismo Santiago.

Noviembre de 1996

➤ **EL DEPÓSITO DE RETENCIÓN, UNA ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN DEL PROBLEMA DE INUNDACIÓN EN MEDIO URBANO**

-Grupo de recerca FLUMENE.T.S. Enginyers de Camins,  
-Canals i Ports – UPC JordiGirona 1-3. D 108034 BARCELONA

➤ [http://www.ecapra.org/capra\\_wiki/es\\_wiki/index.php?title=Hist%C3%B3ria\\_de\\_la\\_amenaza\\_por\\_inundaciones\\_en\\_El\\_Salvador](http://www.ecapra.org/capra_wiki/es_wiki/index.php?title=Hist%C3%B3ria_de_la_amenaza_por_inundaciones_en_El_Salvador).

-CAPRA (Evaluación Probabilística de Riesgos para América Central)

➤ [http://irh-fce.unse.edu.ar/Rios2009/CD/RE/C/RE\\_C07\\_Canas\\_et-al\\_Arenal%20Seco.pdf](http://irh-fce.unse.edu.ar/Rios2009/CD/RE/C/RE_C07_Canas_et-al_Arenal%20Seco.pdf)

-(Medidas Estructurales de control de inundaciones en microcuenca del arenal seco, San Salvador, El Salvador)

-Ing. José Nefalí Cañas Platero, Celina Cruz y Lorena Molina de Salguero

-Cuarto Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos

-Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador (OPAMSS), Ríos 2009



- <http://www.cea.gob.mx/Documents/Normas%20Pluviales%20en%20el%20Estado.pdf>  
**(Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Pluvial en el Estado de Baja California)**

ING. LUIS LÓPEZ MOCTEZUMA TORRES

Universidad Autónoma de Baja California

Septiembre de 2009

- Hidráulica de Canales Abiertos

Ven T. Chow

McGraw-Hill,

1994

- hidrología aplicada

- vente chow

- mcgraw hill

- 1994

- **Gestión de Inundaciones Urbanas**

**Carlos E. M. Tucci.**

**Marzo de 2006**

- **INUNDACIONES URBANAS EN EL SALVADOR**

*Jornadas Iberoamericanas sobre Inundaciones y Desastres Naturales, San Carlos, Brasil*

*Abril 2007*



➤ **Hidrología urbana 6° edición**

Lluvia neta. Perdidas de precipitación. Tiempo de concentración en zona Urbana

Manuel Gómez Valentín

Grupo de recerca Flumen

Barcelona enero de 2006

➤ **Introducción a la hidráulica fluvial. Primera edición**

Arturo rocha

Noviembre de 1998

➤ **MANUAL PARA EL DISEÑO DE PLANES MAESTROS PARA LA MEJORA DE LA  
INFRAESTRUCTURA Y LAGESTIÓN DEL DRENAJE URBANO.**

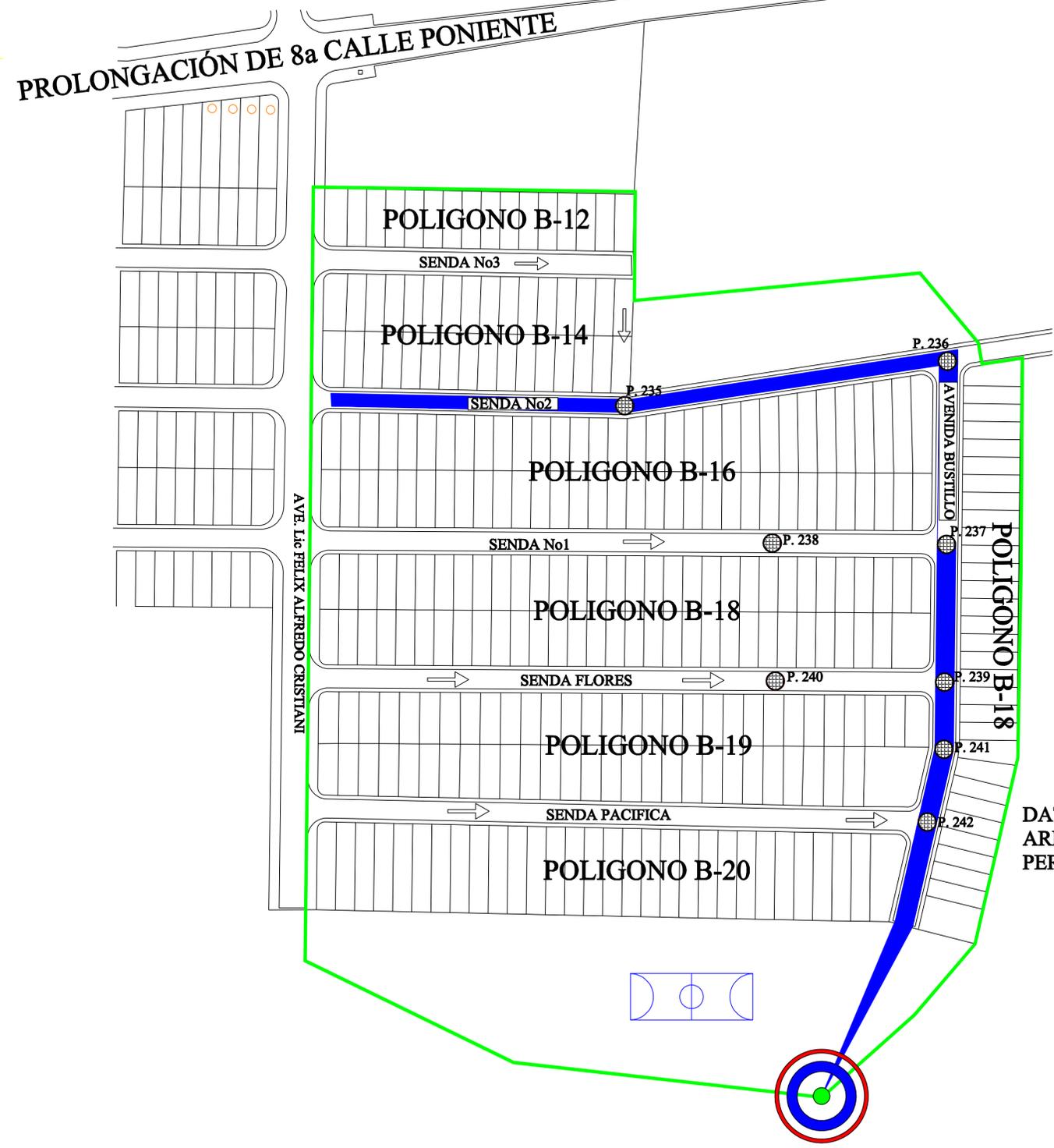
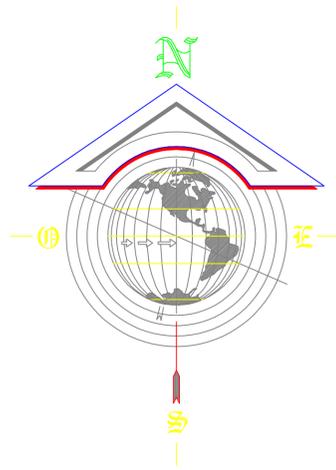
Abril de 2003.

**АНГКО**

**ANEXO 1: TABLA DE COEFICIENTES DE ESCORRENTIA**

| Tipo de superficie          | Coeficiente |
|-----------------------------|-------------|
| Áreas comerciales:          |             |
| céntricas                   | 0.70-0.95   |
| suburbios                   | 0.50-0.70   |
| Áreas residenciales:        |             |
| casas aisladas              | 0.30-0.50   |
| condominios aislados        | 0.40-0.60   |
| condominios pareados        | 0.60-0.75   |
| suburbios                   | 0.25-0.40   |
| departamentos               | 0.50-0.70   |
| Áreas industriales:         |             |
| grandes industrias          | 0.50-0.80   |
| pequeñas                    | 0.60-0.90   |
| parques y jardines          | 0.10-0.25   |
| Calles:                     |             |
| asfalto                     | 0.70-0.95   |
| concreto                    | 0.80-0.95   |
| adoquín                     | 0.50-0.70   |
| ladrillo                    | 0.70-0.85   |
| pasajes y paseos peatonales | 0.75-0.85   |
| techos                      | 0.75-0.95   |
| Prados: suelo arenoso       |             |
| plano (2%)                  | 0.05-0.10   |
| pendiente media (2%-7%)     | 0.10-0.15   |
| pendiente fuerte (>7%)      | 0.15-0.20   |
| Prados: suelos arcillosos   |             |
| planos (<2%)                | 0.13-0.17   |
| pendiente media (2%-7%)     | 0.18-0.22   |
| pendiente fuerte (>7%)      | 0.25-0.35   |

**Fuente: Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos**



DATOS:  
 AREA DE LA MICROCUENCA=37,977.44 m<sup>2</sup>  
 PERIMETRO DE LA MICROCUENCA=785.34 m

**SIMBOLOGIA**

- Punto de Interes
- Parteaguas
- Pozos de Visita
- Cauce Principal
- Direccion del Flujo

Cauce Tributario

68 No POZO

**UNIVERSIDAD  
DE  
EL SALVADOR**



Universidad de El Salvador  
*Hacia la libertad por la cultura*

**FACULTAD  
MULTIDISCIPLINARIA  
ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA  
Y ARQUITECTURA**

**U.E.S.F.M.O**

**TEMA:**

**“SISTEMAS ALTERNATIVOS DE  
RETENCIÓN Y CONTROL DE AGUAS  
PLUVIALES EN LA ZONA  
NOR-PONIENTE DE LA CIUDAD DE SAN  
MIGUEL ”**

**PRESENTAN:**

**BR. CASTELLÓN RIVERA, CARLOS FRANCISCO  
BR. MATA BONILLA, HERBERT ERNESTO  
BR. VÁSQUEZ ESCOBAR, GUSTAVO ARQUÍMIDES**

**DOCENTE DIRECTOR:**

**ING. JOSE LUIS CASTRO CORDERO**

**CONTENIDO:**

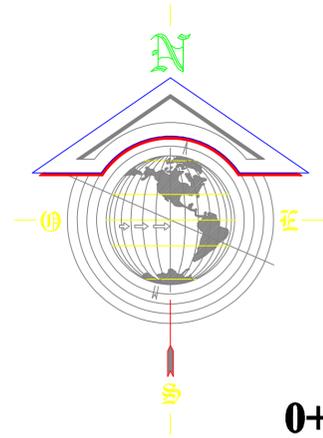
**“MICROCUENCA No 1 URBANIZACION  
CIUDAD PACIFICA ZONA DE  
DESCARGA #1 (PRIMERA ETAPA)”**

**FECHA:**

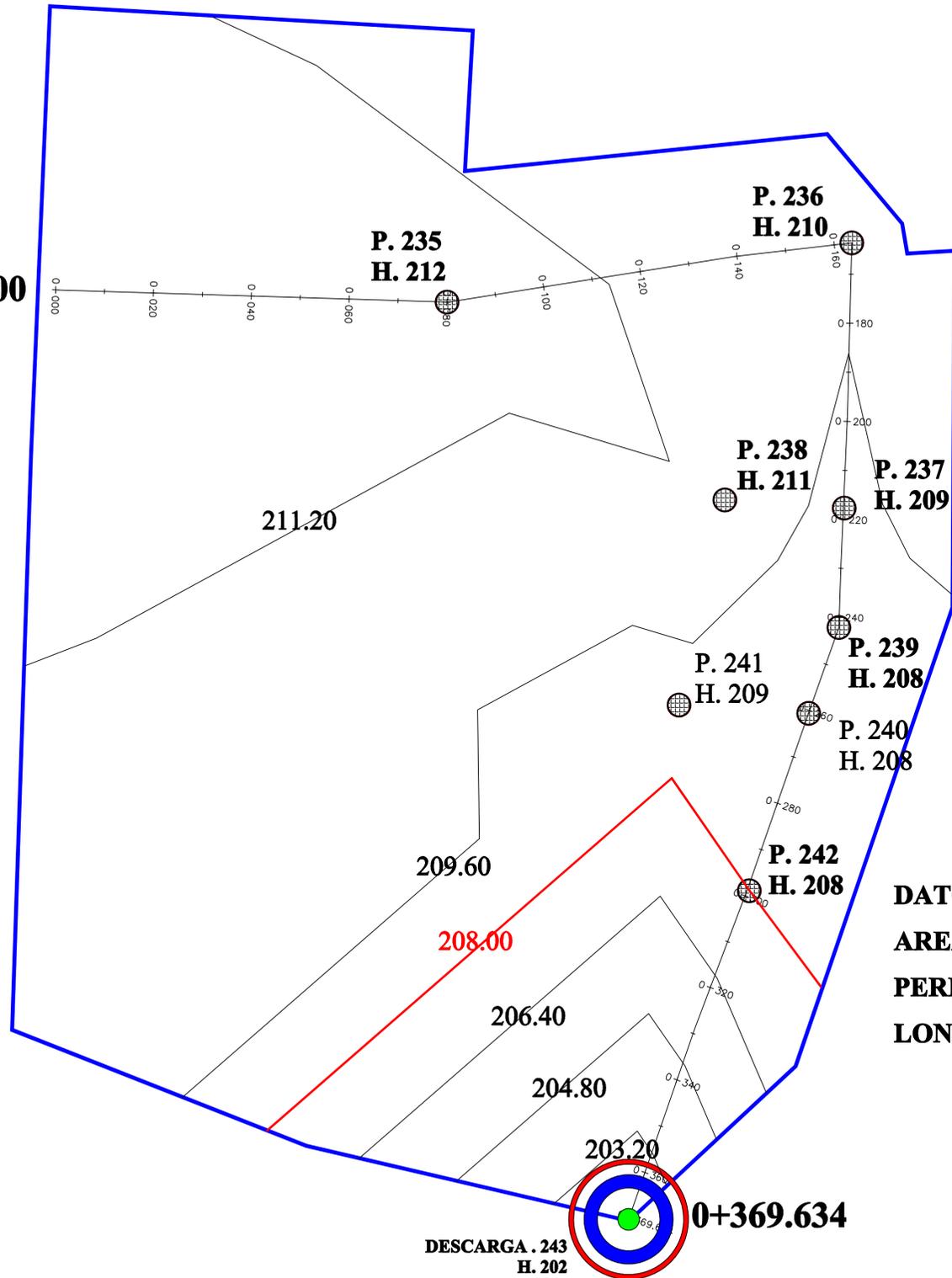
**NOVIEMBRE DE 2011**

**NUMERO DE HOJA:**

**1**  
**3**



0+000.00



**DATOS:**

**AREA DE LA MICROCUENCA=37,977.44 m<sup>2</sup>**  
**PERIMETRO DE LA MICROCUENCA=785.314 m**  
**LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL=369.634 m**

**NOTA:**  
 A las curvas de nivel se les dio una separación entre ellas de 1.60 m

**SIMBOLOGIA**

Punto de Interes Pozos de Visita Parteaguas

No POZO  
 68  
 248.00  
 ELEVACION DE PUNTO

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**



Universidad de El Salvador  
*Hacia la libertad por la cultura*

**FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL**  
**DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**

**U.E.S.F.M.O**

**TEMA:**

**“SISTEMAS ALTERNATIVOS DE RETENCIÓN Y CONTROL DE AGUAS PLUVIALES EN LA ZONA NOR-PONIENTE DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL ”**

**PRESENTAN:**

**BR. CASTELLÓN RIVERA, CARLOS FRANCISCO**  
**BR. MATA BONILLA, HERBET ERNESTO**  
**BR. VÁSQUES ESCOBAR, GUSTAVO ARQUÍMIDES**

**DOCENTE DIRECTOR:**

**ING. JOSE LUIS CASTRO CORDERO**

**CONTENIDO:**

**“MICROCUENCA No 1 URBANIZACION CIUDAD PACIFICA ZONA DE DESCARGA #1 (PRIMERA ETAPA)”**

**FECHA:**

**NOVIEMBRE DE 2011**

**NUMERO DE HOJA:**

**2 / 3**



Universidad de El Salvador

*Hacia la libertad por la cultura*

FACULTAD  
MULTIDISCIPLINARIA  
ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA  
Y ARQUITECTURA

U.E.S.F.M.O

TEMA:

“SISTEMAS ALTERNATIVOS DE  
RETENCIÓN Y CONTROL DE AGUAS  
PLUVIALES EN LA ZONA  
NOR-PONIENTE DE LA CIUDAD DE SAN  
MIGUEL ”

PRESENTAN:

BR. CASTELLÓN RIVERA, CARLOS FRANCISCO  
BR. MATA BONILLA HERBET ERNESTO  
BR. VÁSQUES ESCOBAR, GUSTAVO ARQUÍMIDES

DOCENTE DIRECTOR:

ING. JOSE LUIS CASTRO CORDERO

CONTENIDO:

“MICROCUENCA No 1 URBANIZACION  
CIUDAD PACIFICA ZONA DE  
DESCARGA #1 (PRIMERA ETAPA)”

FECHA:

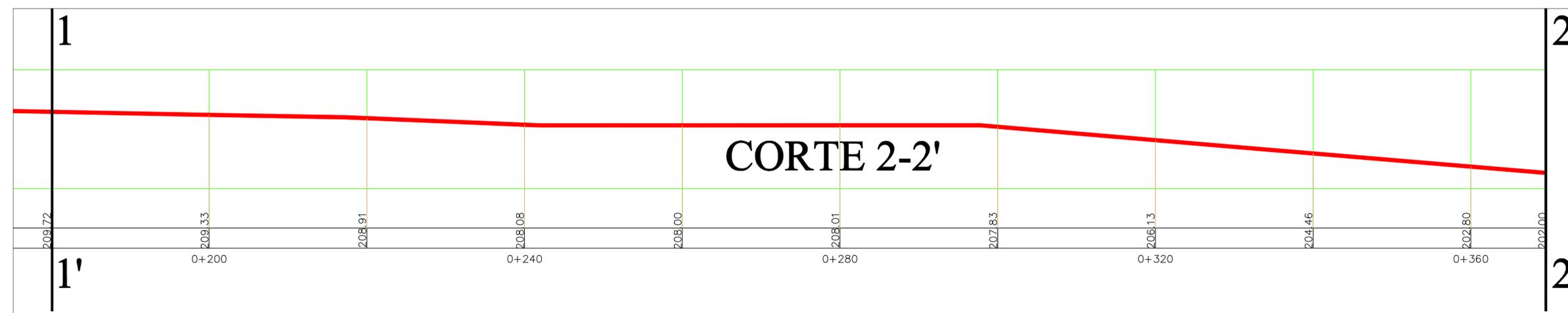
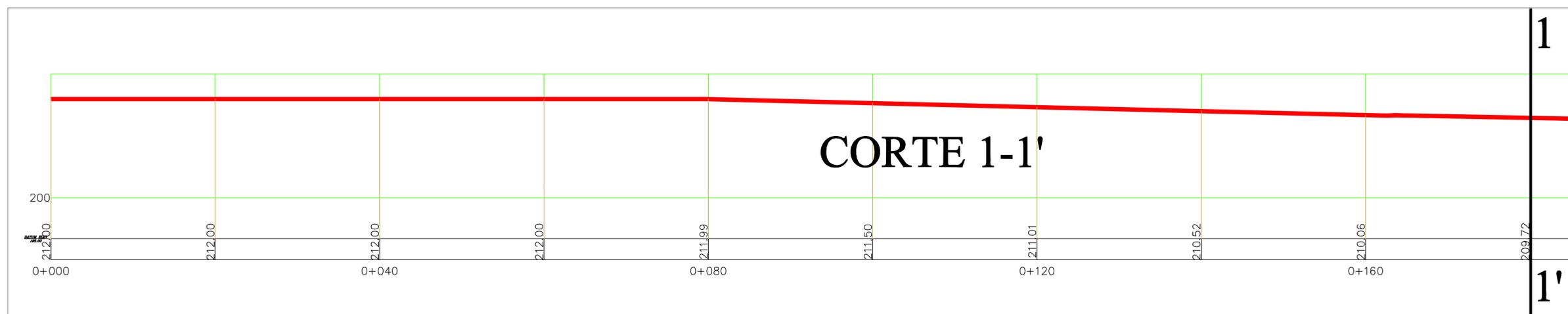
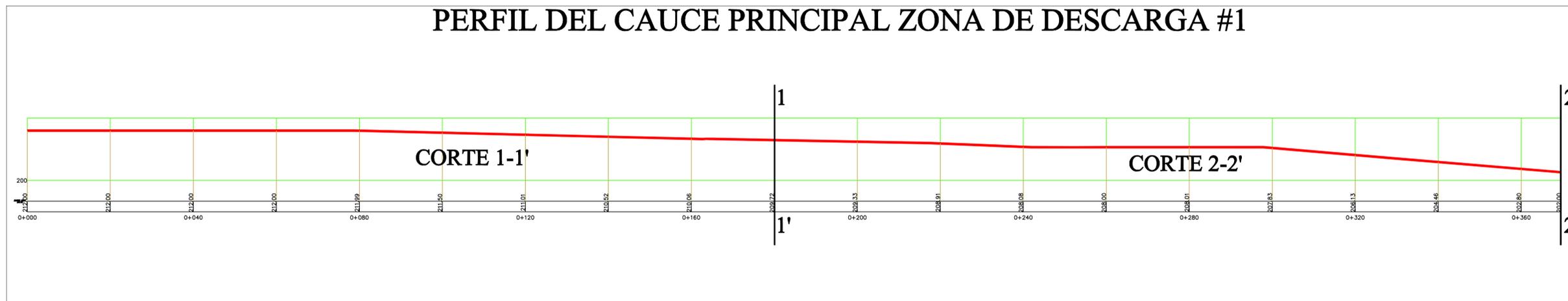
NOVIEMBRE DE 2011

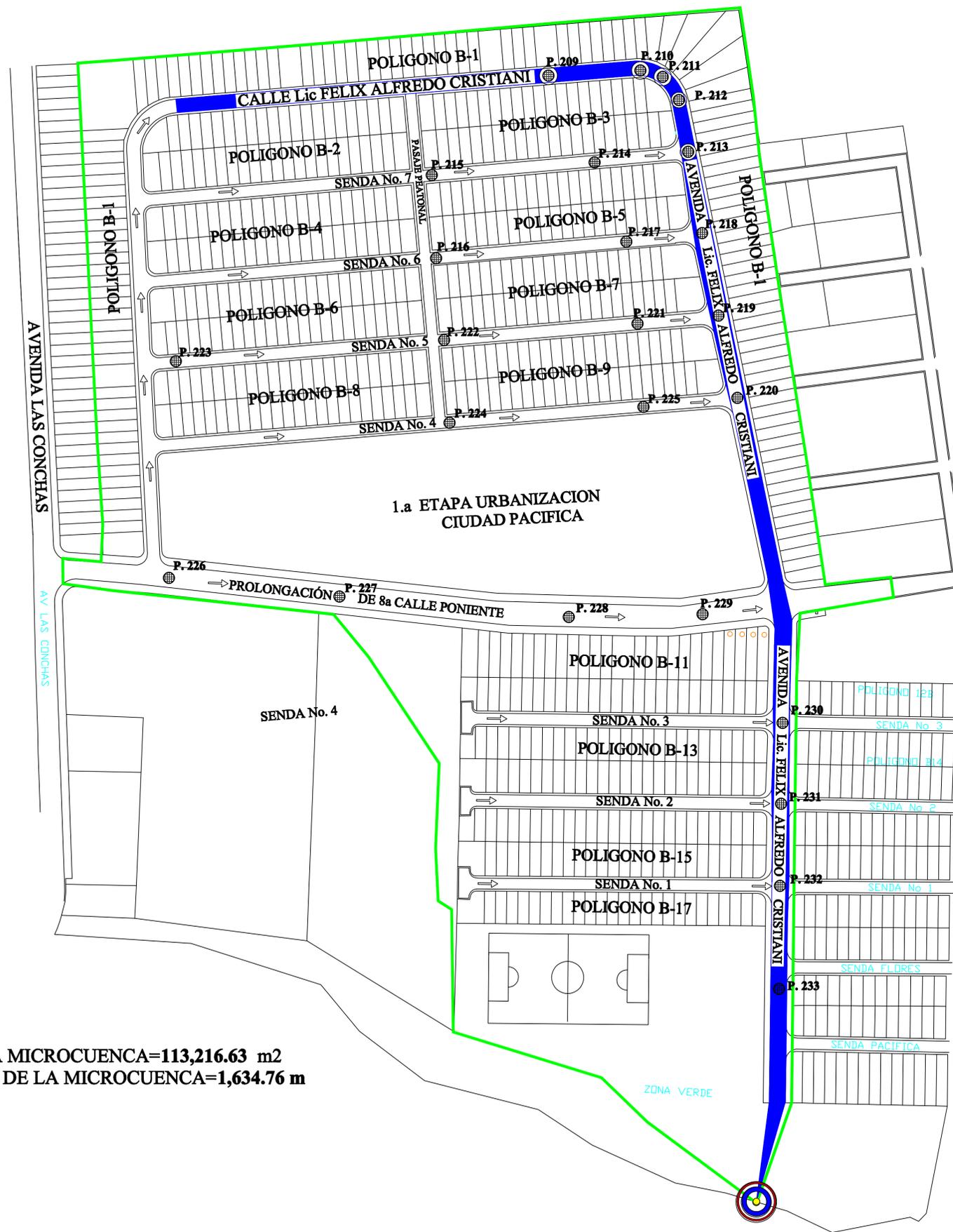
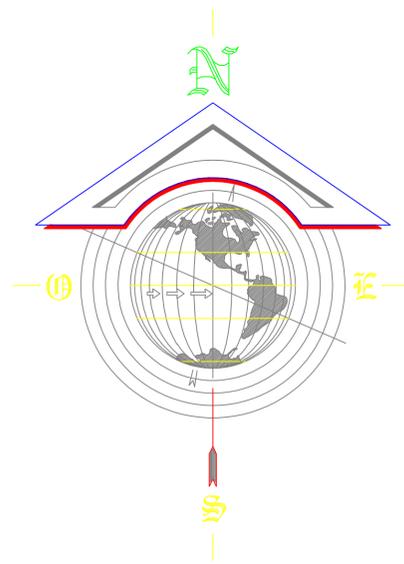
NUMERO DE HOJA:

3

3

PERFIL DEL CAUCE PRINCIPAL ZONA DE DESCARGA #1





DATOS:  
 AREA DE LA MICROCUENCA=113,216.63 m<sup>2</sup>  
 PERIMETRO DE LA MICROCUENCA=1,634.76 m

**SIMBOLOGIA**

Punto de Interes

Direccion del Flujo  
Cauce Tributario

Pozos de Visita

Parteaguas

Cauce Principal

68 No POZO

**UNIVERSIDAD  
 DE  
 EL SALVADOR**



Universidad de El Salvador  
*Hacia la libertad por la cultura*

**FACULTAD  
 MULTIDISCIPLINARIA  
 ORIENTAL  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA  
 Y ARQUITECTURA**

**U.E.S.F.M.O**

**TEMA:**

**“SISTEMAS ALTERNATIVOS DE  
 RETENCIÓN Y CONTROL DE AGUAS  
 PLUVIALES EN LA ZONA  
 NOR-PONIENTE DE LA CIUDAD DE SAN  
 MIGUEL ”**

**PRESENTAN:**

**BR. CASTELLÓN RIVERA, CARLOS FRANCISCO  
 BR. MATA BONILLA, HERBERT ERNESTO  
 BR. VÁSQUEZ ESCOBAR, GUSTAVO ARQUÍMIDES**

**DOCENTE DIRECTOR:**

**ING. JOSE LUIS CASTRO CORDERO**

**CONTENIDO:**

**“MICROCUENCA No 2 URBANIZACION  
 CIUDAD PACIFICA ZONA DE  
 DESCARGA #2 (PRIMERA ETAPA)”**

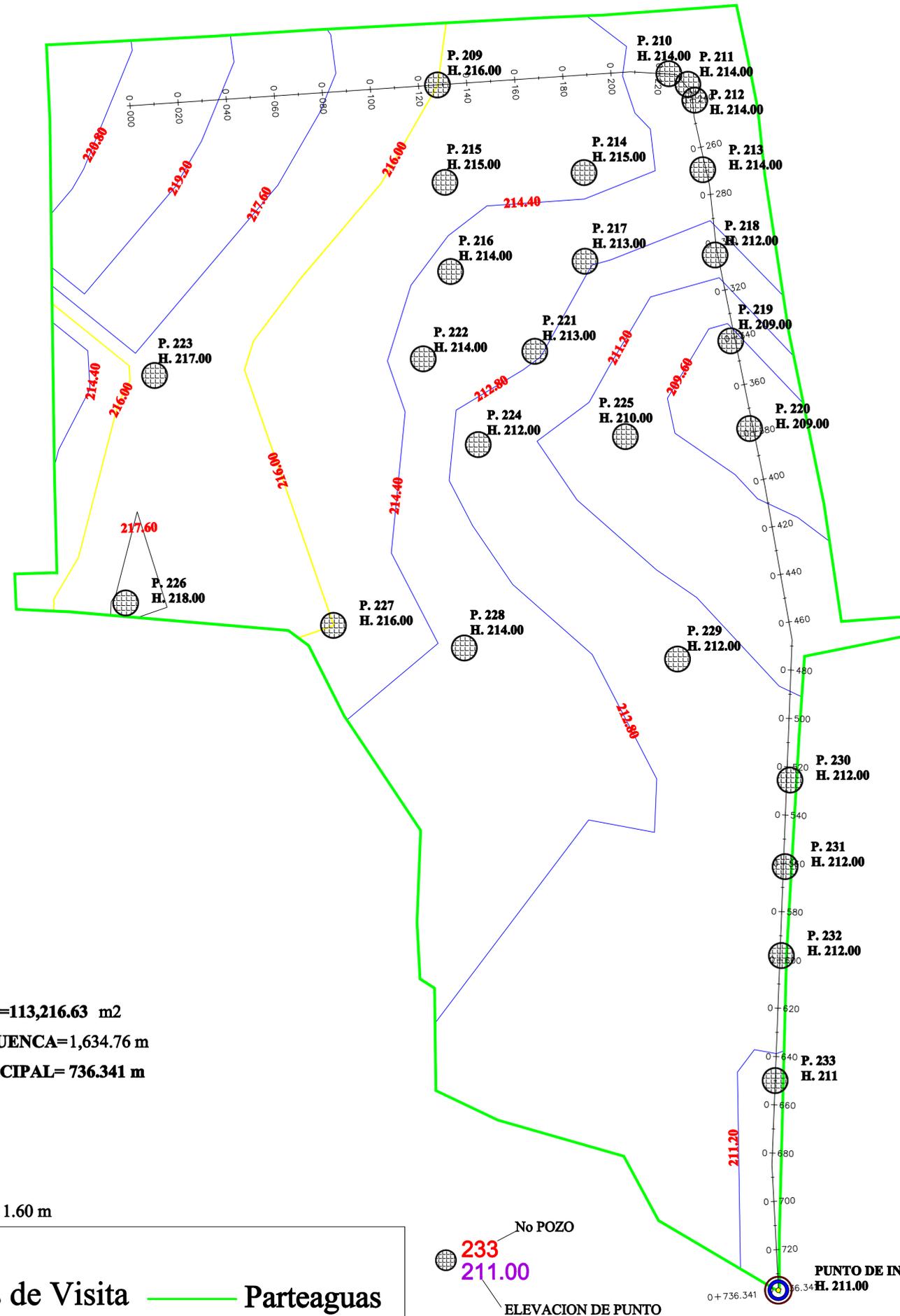
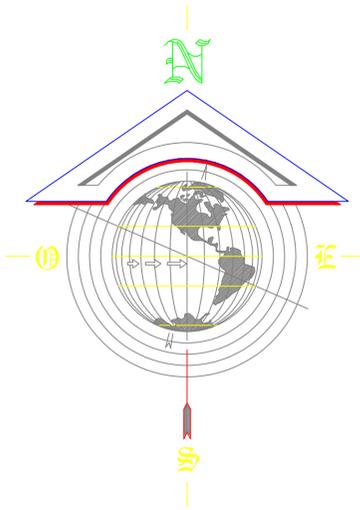
**FECHA:**

**NOVIEMBRE DE 2011**

**NUMERO DE HOJA:**

**1**

**3**



**DATOS:**

AREA DE LA MICROCUENCA=113,216.63 m<sup>2</sup>

PERIMETRO DE LA MICROCUENCA=1,634.76 m

LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL= 736.341 m

**NOTA:**

A las curvas de nivel se les dio una separación entre ellas de 1.60 m

**SIMBOLOGIA**

- Punto de Interes
- Pozos de Visita
- Parteaguas

No POZO  
**233**  
 211.00  
 ELEVACION DE PUNTO  
 PUNTO DE INTERES P. 233  
 H. 211.00  
 0+736.341

**UNIVERSIDAD  
DE  
EL SALVADOR**



Universidad de El Salvador  
*Hacia la libertad por la cultura*

**FACULTAD  
MULTIDISCIPLINARIA  
ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA  
Y ARQUITECTURA**

**U.E.S.F.M.O**

**TEMA:**

**“SISTEMAS ALTERNATIVOS DE  
RETENCIÓN Y CONTROL DE AGUAS  
PLUVIALES EN LA ZONA  
NOR-PONIENTE DE LA CIUDAD DE SAN  
MIGUEL ”**

**PRESENTAN:**

**BR. CASTELLÓN RIVERA, CARLOS FRANCISCO  
BR. MATA BONILLA, HERBERT ERNESTO  
BR. VÁSQUEZ ESCOBAR, GUSTAVO ARQUÍMIDES**

**DOCENTE DIRECTOR:**

**ING. JOSE LUIS CASTRO CORDERO**

**CONTENIDO:**

**“MICROCUENCA No 2 URBANIZACION  
CIUDAD PACIFICA ZONA DE  
DESCARGA #2 (PRIMERA ETAPA)”**

**FECHA:**

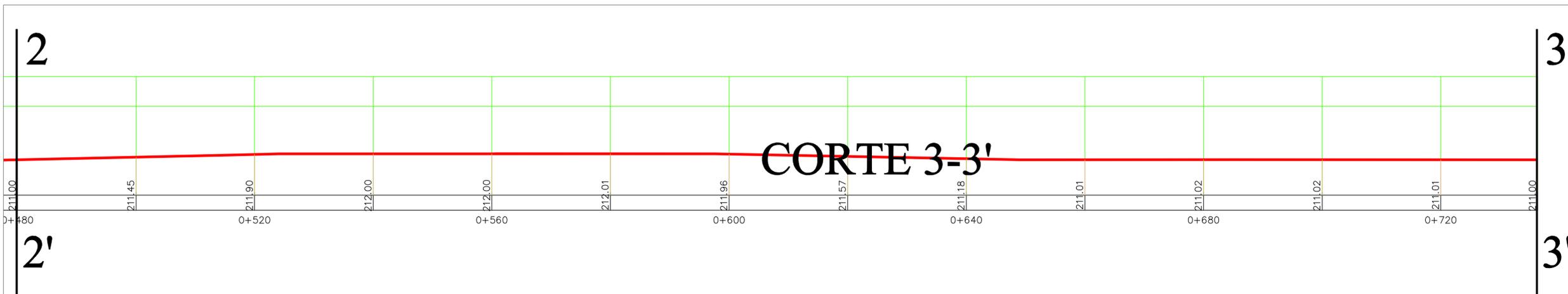
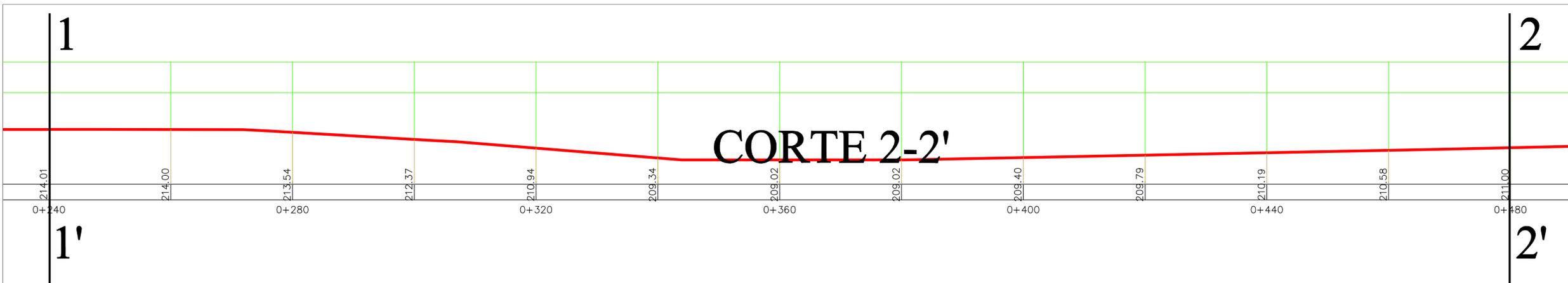
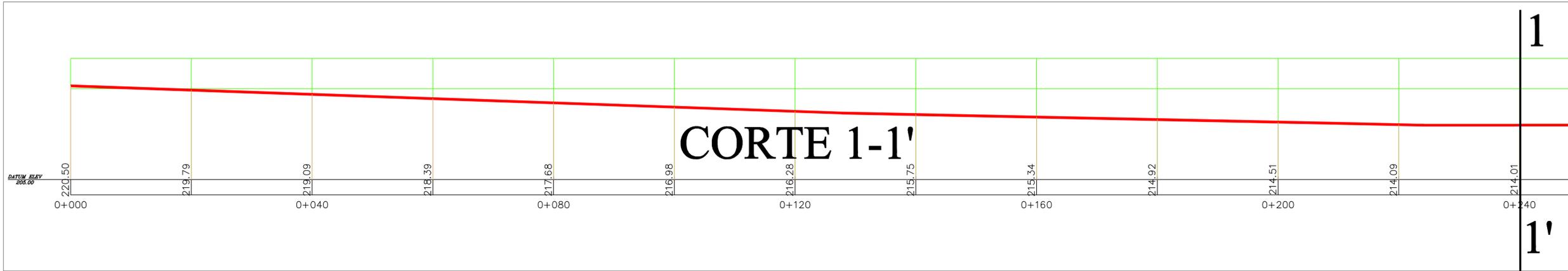
**NOVIEMBRE DE 2011**

**NUMERO DE HOJA:**

**2**

**3**

# PERFIL DEL CAUCE PRINCIPAL ZONA DE DESCARGA #2



UNIVERSIDAD  
DE  
EL SALVADOR



Universidad de El Salvador  
*Hacia la libertad por la cultura*

FACULTAD  
MULTIDISCIPLINARIA  
ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA  
Y ARQUITECTURA

U.E.S.F.M.O

TEMA:

“SISTEMAS ALTERNATIVOS DE  
RETENCIÓN Y CONTROL DE AGUAS  
PLUVIALES EN LA ZONA  
NOR-PONIENTE DE LA CIUDAD DE SAN  
MIGUEL ”

PRESENTAN:

BR. CASTELLÓN RIVERA, CARLOS FRANCISCO  
BR. MATA BONILLA, HERBERT ERNESTO  
BR. VÁSQUEZ ESCOBAR, GUSTAVO ARQUÍMIDES

DOCENTE DIRECTOR:

ING. JOSE LUIS CASTRO CORDERO

CONTENIDO:

“MICROCUEENCA No 2 URBANIZACION  
CIUDAD PACIFICA ZONA DE  
DESCARGA #2 (PRIMERA ETAPA)”

FECHA:

NOVIEMBRE DE 2011

NUMERO DE HOJA:

3

3



Universidad de El Salvador

*Hacia la libertad por la cultura*

FACULTAD  
MULTIDISCIPLINARIA  
ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA  
Y ARQUITECTURA

U.E.S.F.M.O

TEMA:

“SISTEMAS ALTERNATIVOS DE  
RETENCIÓN Y CONTROL DE AGUAS  
PLUVIALES EN LA ZONA  
NOR-PONIENTE DE LA CIUDAD DE SAN  
MIGUEL”

PRESENTAN:

BR. CASTELLÓN RIVERA, CARLOS FRANCISCO  
BR. MATA BONILLA, HERBERT ERNESTO  
BR. VÁSQUEZ ESCOBAR, GUSTAVO ARQUÍMIDES

DOCENTE DIRECTOR:

ING. JOSE LUIS CASTRO CORDERO

CONTENIDO:

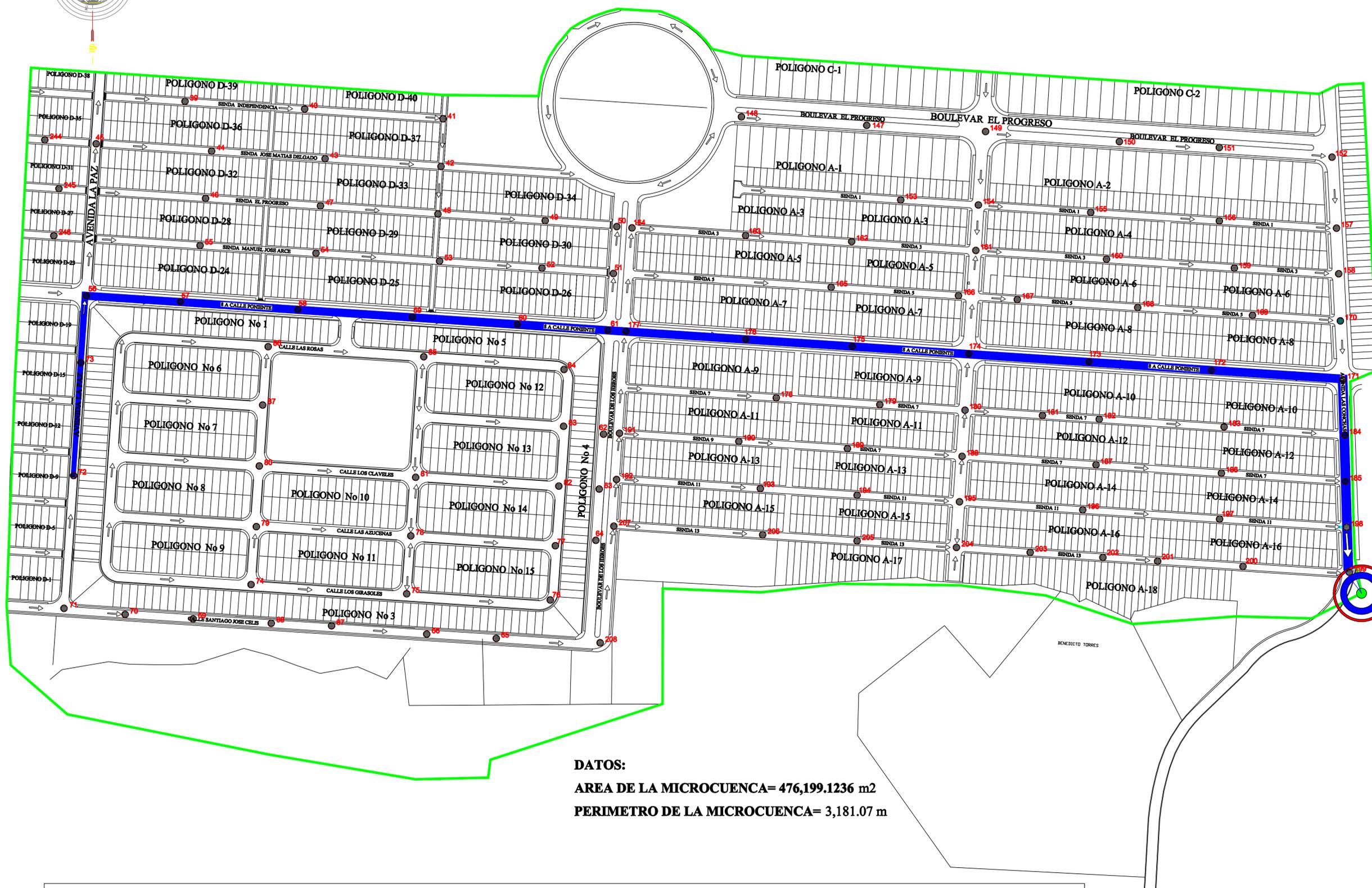
“MICROCUENCA No 3 URBANIZACION  
CIUDAD PACIFICA ZONA DE  
DESCARGA #3  
(SEGUNDA ETAPA Y CUARTA ETAPA)”

FECHA:

NOVIEMBRE DE 2011

NUMERO DE HOJA:

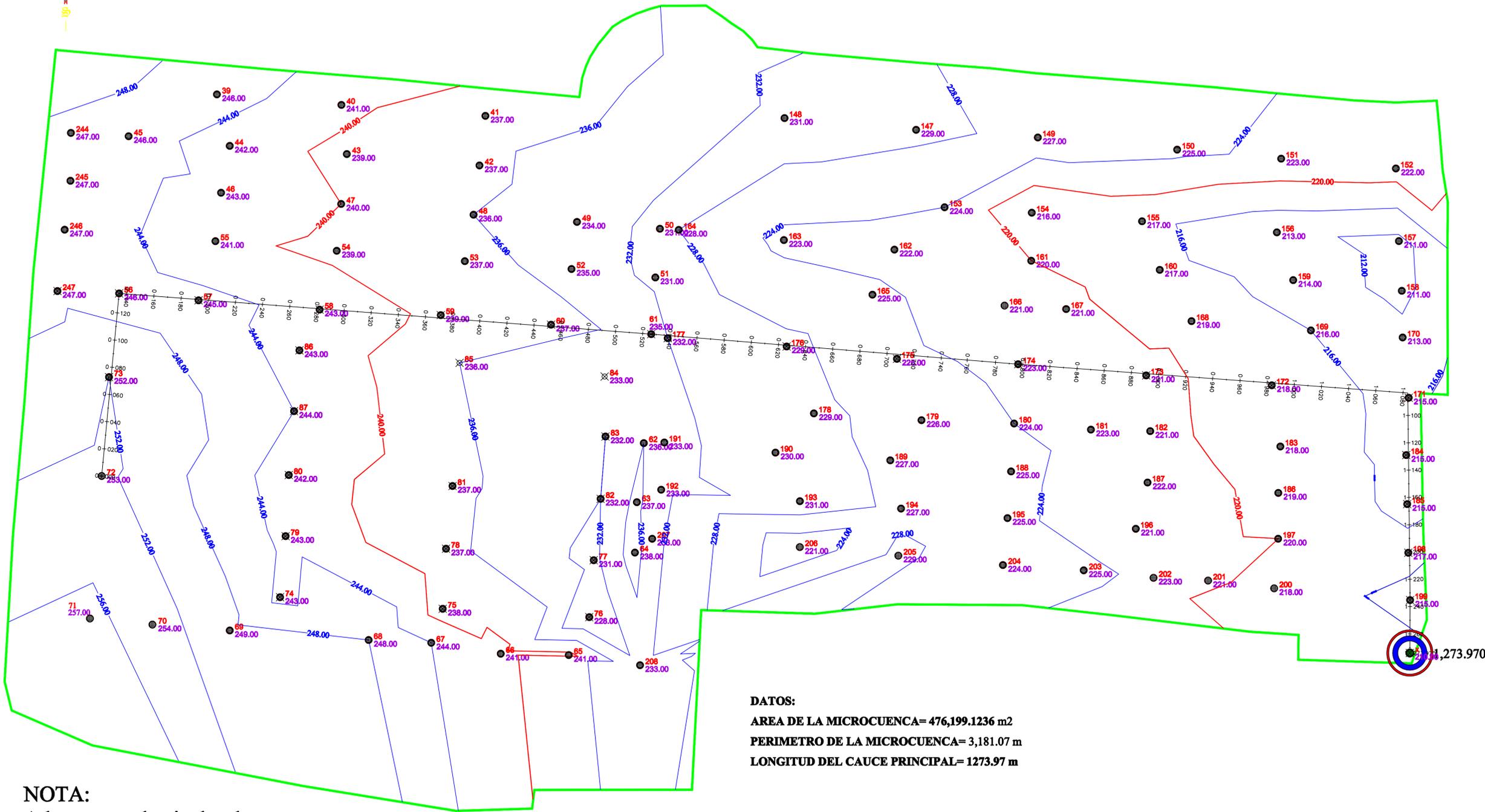
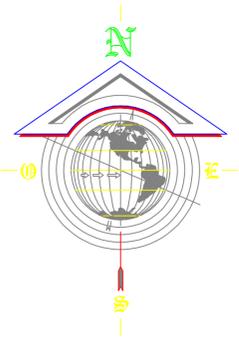
1 / 3



DATOS:  
AREA DE LA MICROCUENCA= 476,199.1236 m<sup>2</sup>  
PERIMETRO DE LA MICROCUENCA= 3,181.07 m



68 No POZO



**DATOS:**  
 AREA DE LA MICROCUENCA= 476,199.1236 m<sup>2</sup>  
 PERIMETRO DE LA MICROCUENCA= 3,181.07 m  
 LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL= 1273.97 m

**NOTA:**  
 A las curvas de nivel se les dio una separación entre ellas de 4.00 m

**SIMBOLOGIA**

Punto de Interes    Pozos de Visita    Parteaguas

68  
 248.00  
 ELEVACION DE PUNTO

No POZO

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**



Universidad de El Salvador  
*Hacia la libertad por la cultura*

**FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL**  
**DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**

**U.E.S.F.M.O**

**TEMA:**  
 “SISTEMAS ALTERNATIVOS DE RETENCIÓN Y CONTROL DE AGUAS PLUVIALES EN LA ZONA NOR-PONIENTE DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL ”

**PRESENTAN:**  
 BR. CASTELLÓN RIVERA, CARLOS FRANCISCO  
 BR. MATA BONILLA, HERBERT ERNESTO  
 BR. VÁSQUEZ ESCOBAR, GUSTAVO ARQUÍMIDES

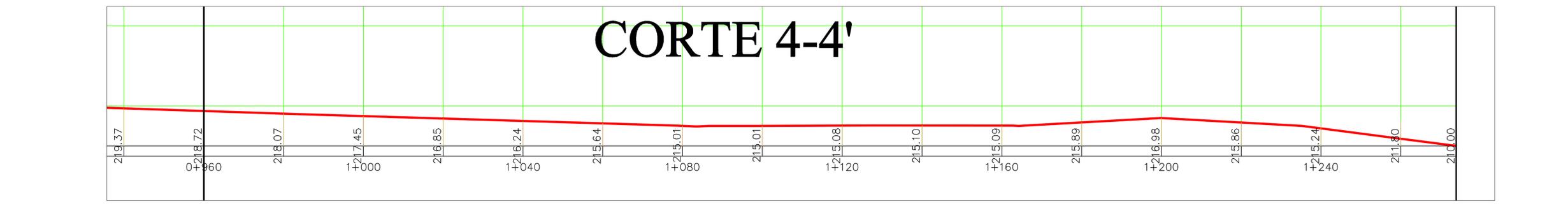
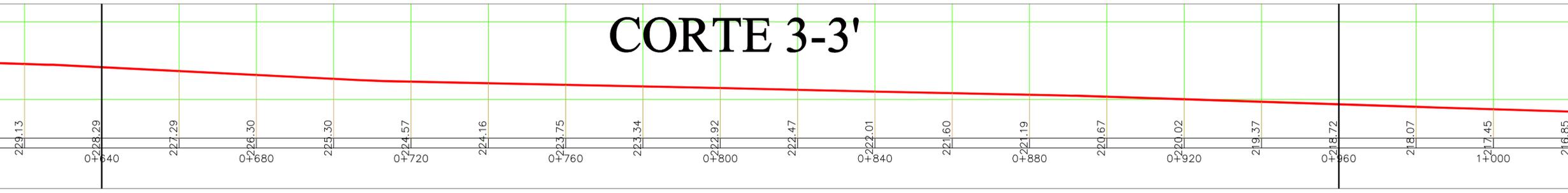
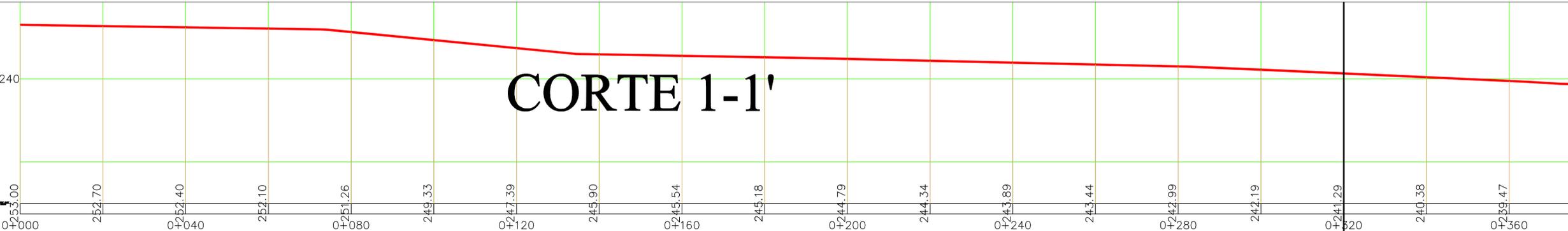
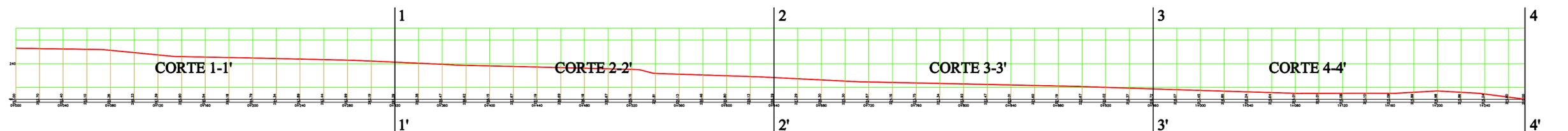
**DOCENTE DIRECTOR:**  
 ING. JOSE LUIS CASTRO CORDERO

**CONTENIDO:**  
 “MICROCUENCA No 3 URBANIZACION CIUDAD PACIFICA ZONA DE DESCARGA #3 (SEGUNDA ETAPA Y CUARTA ETAPA)”

**FECHA:**  
 NOVIEMBRE DE 2011

**NUMERO DE HOJA:** 2 / 3

# PERFIL DEL CAUCE PINCIPAL ZONA DE DESCARGA #3



**UNIVERSIDAD  
DE  
EL SALVADOR**



Universidad de El Salvador

*Hacia la libertad por la cultura*

**FACULTAD  
MULTIDISCIPLINARIA  
ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA  
Y ARQUITECTURA**

**U.E.S.F.M.O**

**TEMA:**  
"SISTEMAS ALTERNATIVOS DE  
RETENCIÓN Y CONTROL DE AGUAS  
PLUVIALES EN LA ZONA  
NOR-PONIENTE DE LA CIUDAD DE SAN  
MIGUEL "

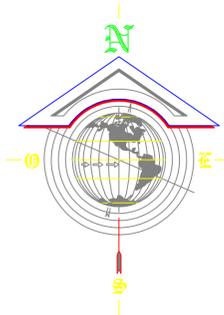
**PRESENTAN:**  
BR. CASTELLÓN RIVERA, CARLOS FRANCISCO  
BR. MATA BONILLA, HERBERT ERNESTO  
BR. VÁSQUEZ ESCOBAR, GUSTAVO ARQUÍMIDES

**DOCENTE DIRECTOR:**  
ING. JOSE LUIS CASTRO CORDERO

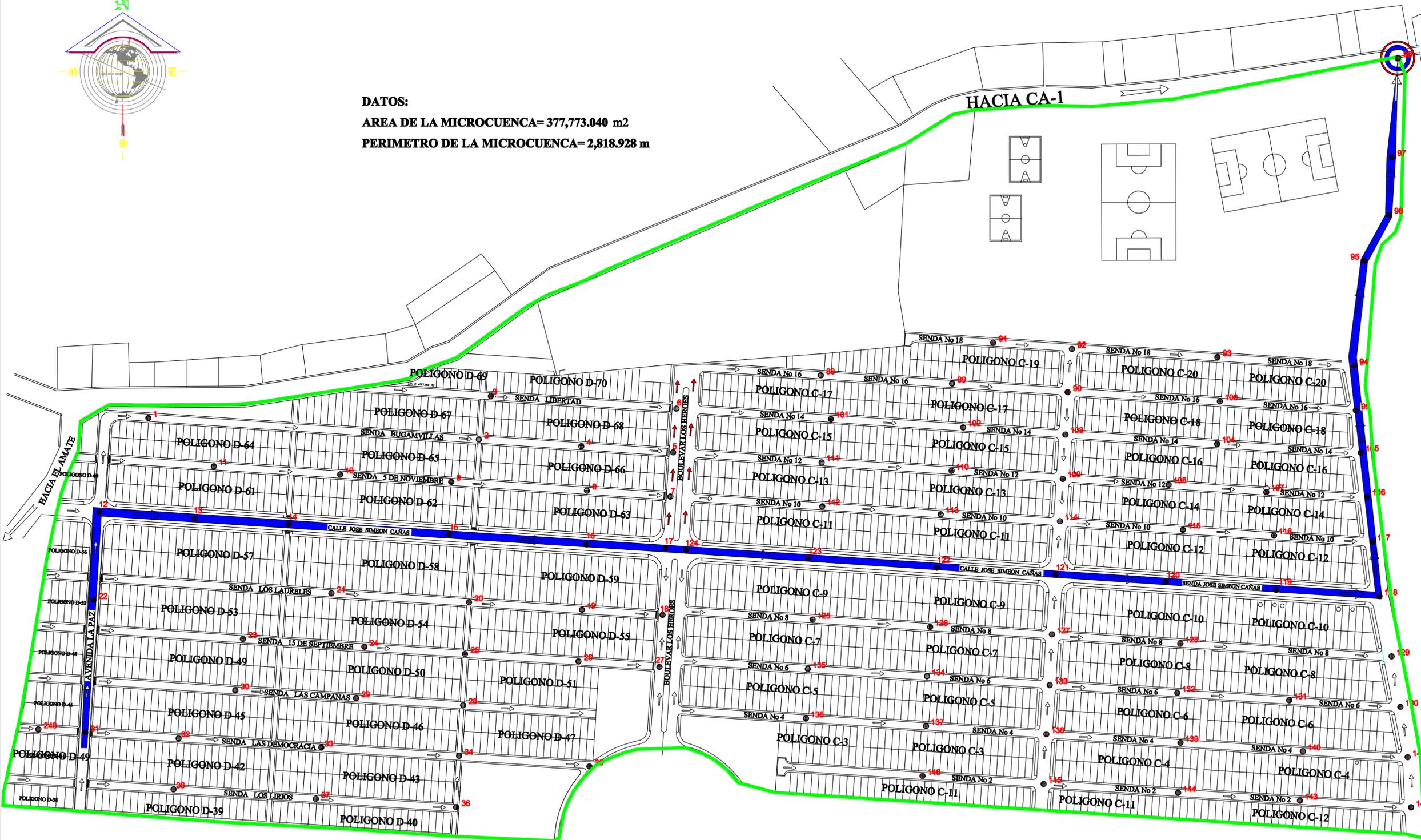
**CONTENIDO:**  
"MICROCUECNA No 3 URBANIZACION  
CIUDAD PACIFICA ZONA DE  
DESCARGA #3  
(SEGUNDA ETAPA Y CUARTA ETAPA)"

**FECHA:**  
NOVIEMBRE DE 2011

**NUMERO DE HOJA:** 3 / 3



**DATOS:**  
 AREA DE LA MICROCUENCA= 377,773.040 m<sup>2</sup>  
 PERIMETRO DE LA MICROCUENCA= 2,818.928 m



**UNIVERSIDAD  
DE  
EL SALVADOR**



Universidad de El Salvador  
*Hacia la libertad por la cultura*

**FACULTAD  
MULTIDISCIPLINARIA  
ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA  
Y ARQUITECTURA**

**U.E.S.F.M.O**

**TEMA:**

**“SISTEMAS ALTERNATIVOS DE  
RETENCIÓN Y CONTROL DE AGUAS  
PLUVIALES EN LA ZONA  
NOR-PONIENTE DE LA CIUDAD DE SAN  
MIGUEL”**

**PRESENTAN:**

**BR. CASTELLÓN RIVERA, CARLOS FRANCISCO  
BR. MATA BONILLA, HERBERT ERNESTO  
BR. VÁSQUEZ ESCOBAR, GUSTAVO ARQUÍMIDES**

**DOCENTE DIRECTOR:**

**ING. JOSE LUIS CASTRO CORDERO**

**CONTENIDO:**

**“MICROCUENCA No 4 URBANIZACION  
CIUDAD PACIFICA ZONA DE  
DESCARGA #4  
(TERCERA ETAPA Y CUARTA ETAPA)”**

**FECHA:**

**NOVIEMBRE DE 2011**

**NUMERO DE HOJA:**

**1 / 3**

**SIMBOLOGIA** — Parteaguas



Punto de Interes



Pozos de Visita

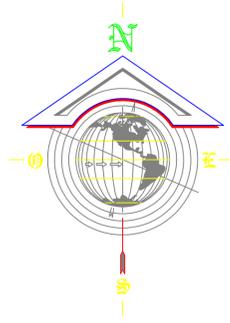


Cauce Principal

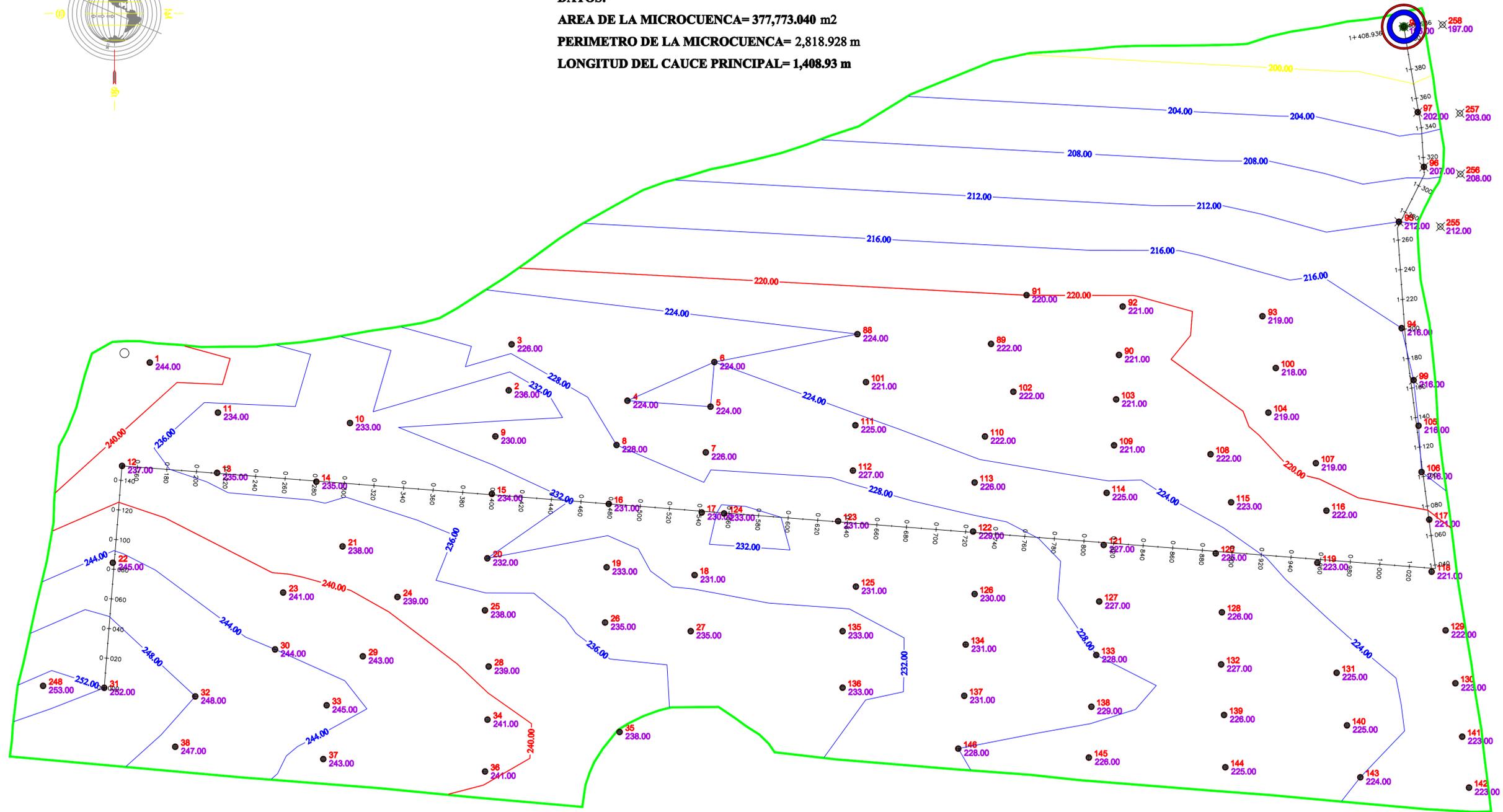


Dirección del Flujo  
Cauce Tributario

No POZO  
68



**DATOS:**  
**AREA DE LA MICROCUENCA= 377,773.040 m<sup>2</sup>**  
**PERIMETRO DE LA MICROCUENCA= 2,818.928 m**  
**LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL= 1,408.93 m**



**NOTA:**  
 A las curvas de nivel se les dio una separación entre ellas de 4.00 m

**SIMBOLOGIA**

Punto de Interes Pozos de Visita Parteaguas

68  
 248.00  
 No POZO  
 ELEVACION DE PUNTO

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**



Universidad de El Salvador  
*Hacia la libertad por la cultura*

**FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL**  
**DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**

**U.E.S.F.M.O**

**TEMA:**

**“SISTEMAS ALTERNATIVOS DE RETENCIÓN Y CONTROL DE AGUAS PLUVIALES EN LA ZONA NOR-PONIENTE DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL ”**

**PRESENTAN:**

**BR. CASTELLÓN RIVERA, CARLOS FRANCISCO**  
**BR. MATA BONILLA, HERBERT ERNESTO**  
**BR. VÁSQUEZ ESCOBAR, GUSTAVO ARQUÍMIDES**

**DOCENTE DIRECTOR:**

**ING. JOSE LUIS CASTRO CORDERO**

**CONTENIDO:**

**“MICROCUENCA No 4 URBANIZACION CIUDAD PACIFICA ZONA DE DESCARGA #4 (TERCERA ETAPA Y CUARTA ETAPA)”**

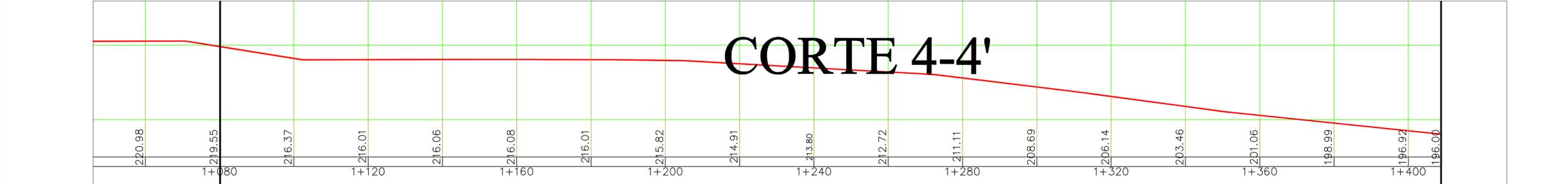
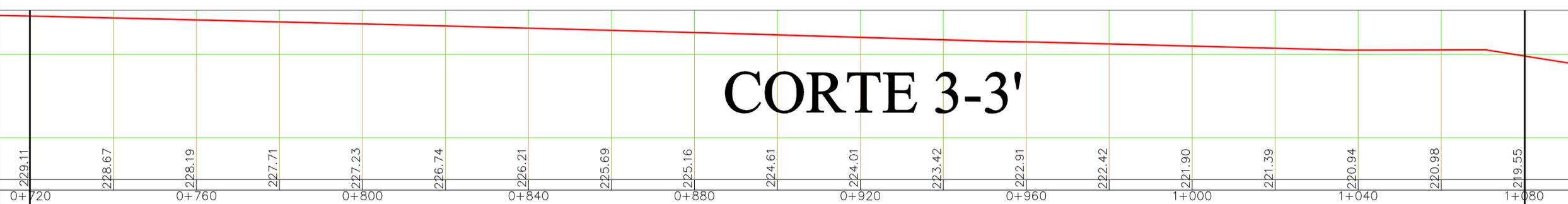
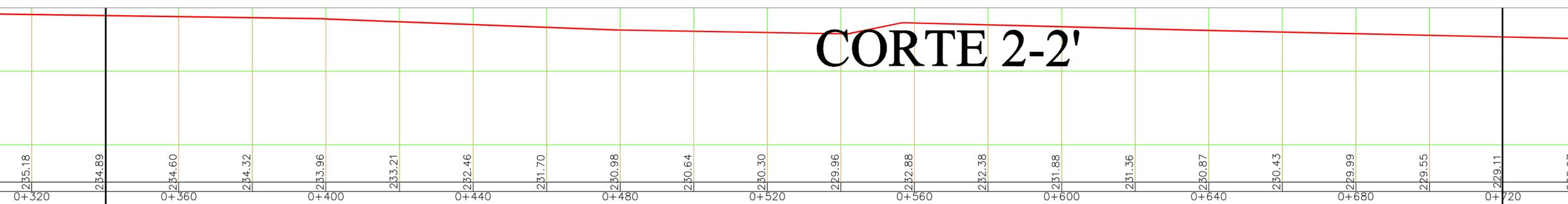
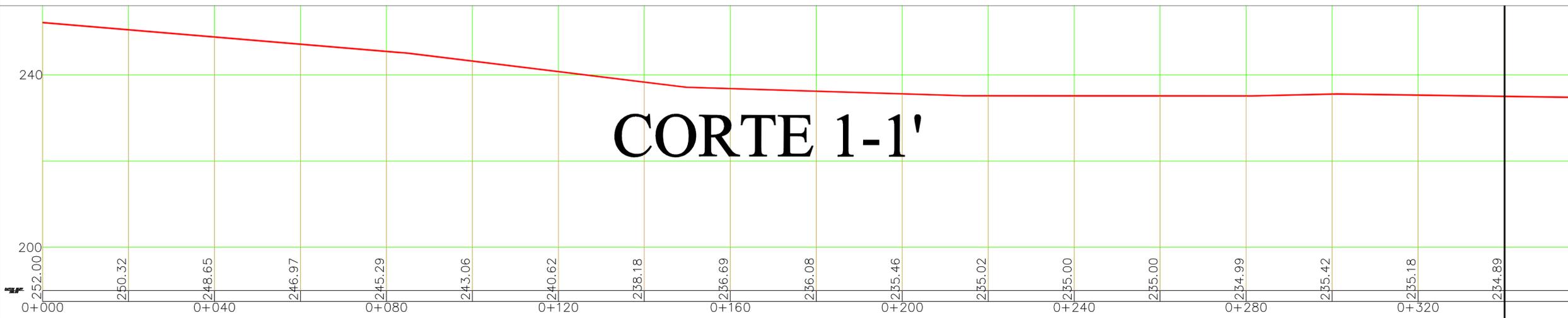
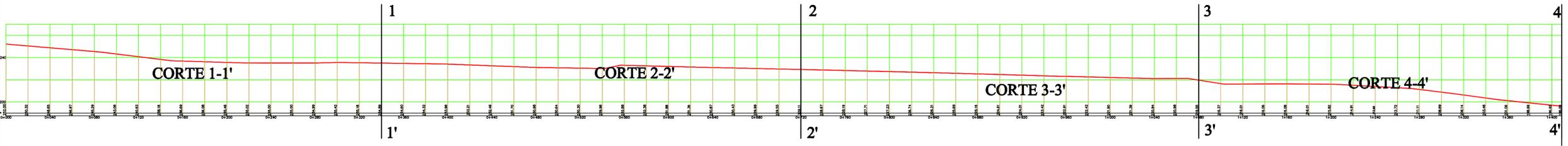
**FECHA:**

**NOVIEMBRE DE 2011**

**NUMERO DE HOJA:**

**2** / **3**

# PERFIL DEL CAUCE PNCIPAL ZONA DE DESCARGA #4



UNIVERSIDAD  
DE  
EL SALVADOR



Universidad de El Salvador  
*Hacia la libertad por la cultura*

FACULTAD  
MULTIDISCIPLINARIA  
ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA  
Y ARQUITECTURA

U.E.S.F.M.O

**TEMA:**  
"SISTEMAS ALTERNATIVOS DE  
RETENCIÓN Y CONTROL DE AGUAS  
PLUVIALES EN LA ZONA  
NOR-PONIENTE DE LA CIUDAD DE SAN  
MIGUEL "

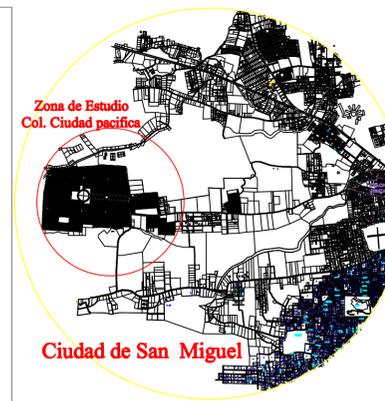
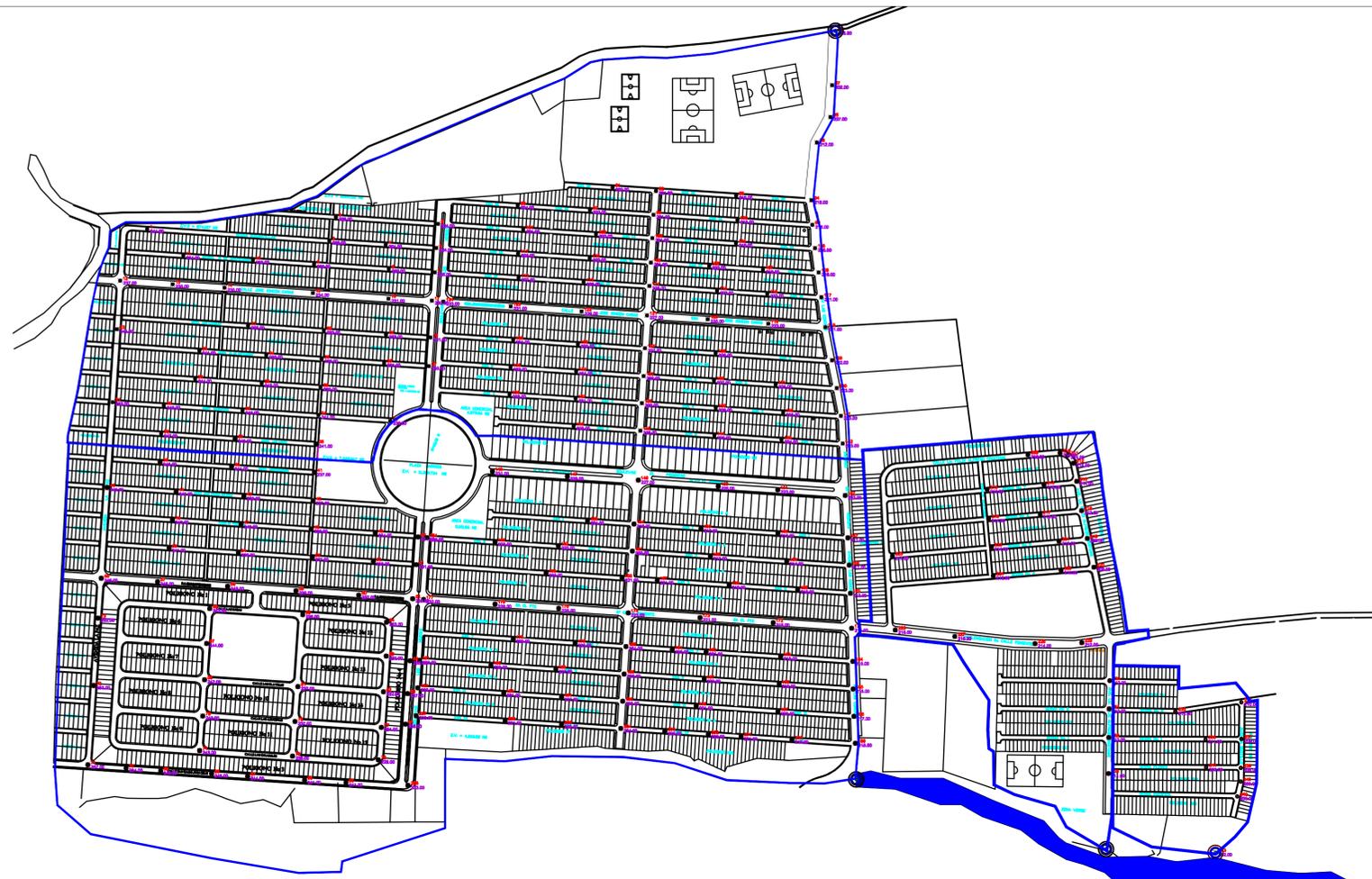
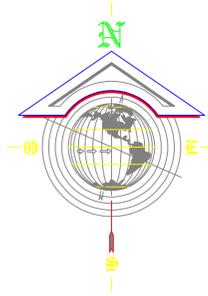
**PRESENTAN:**  
BR. CASTELLÓN RIVERA, CARLOS FRANCISCO  
BR. MATA BONILLA, HERBERT ERNESTO  
BR. VÁSQUEZ ESCOBAR, GUSTAVO ARQUÍMIDES

**DOCENTE DIRECTOR:**  
ING. JOSE LUIS CASTRO CORDERO

**CONTENIDO:**  
"MICROCUENCA No 4 URBANIZACION  
CIUDAD PACIFICA ZONA DE  
DESCARGA #4  
(TERCERA ETAPA Y CUARTA ETAPA)"

NOVIEMBRE DE 2011

**NUMERO DE HOJA:** 3 / 3



# UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR



Universidad de El Salvador  
*Hacia la libertad por la cultura*

FACULTAD  
MULTIDISCIPLINARIA  
ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA  
Y ARQUITECTURA

## U.E.S.F.M.O

**TEMA:**

**“SISTEMAS ALTERNATIVOS DE  
RETENCIÓN Y CONTROL DE AGUAS  
PLUVIALES EN LA ZONA  
NOR-PONIENTE DE LA CIUDAD DE SAN  
MIGUEL ”**

**PRESENTAN:**

**BR. CASTELLÓN RIVERA, CARLOS FRANCISCO  
BR. MATA BONILLA, HERBERT ERNESTO  
BR. VÁSQUEZ ESCOBAR, GUSTAVO ARQUÍMIDES**

**DOCENTE DIRECTOR:**

**ING. JOSE LUIS CASTRO CORDERO**

**CONTENIDO:**

**“PLANO COMPLETO DE CUENCA  
COLONIA CIUDAD PACIFICA”**

**FECHA:**

**NOVIEMBRE DE 2011**

**NUMERO DE HOJA:**

**1**

**1**

**SIMBOLOGIA**

- Punto de Interes
- Parteaguas
- Curvas Menores
- Curvas Mayores
- Pozos de Visita
- N° de Pozo  
Altura de Tapa

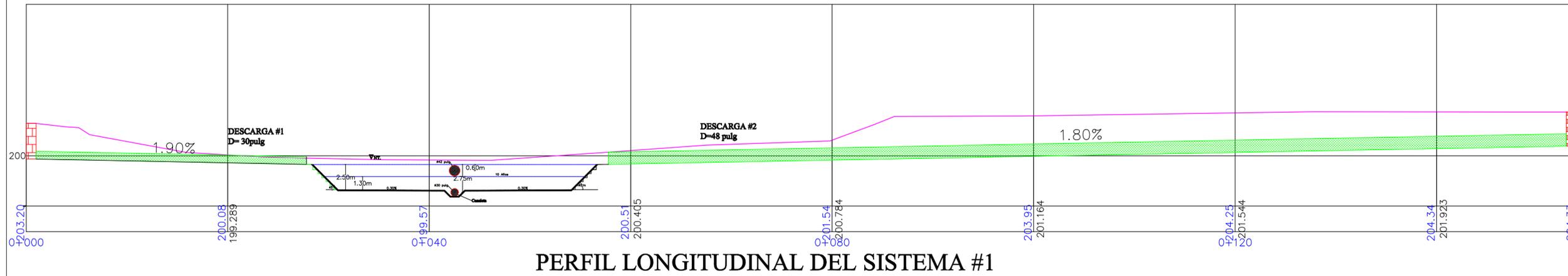
AREA DE LA MICROCUENCA= 377,773.040 m2  
PERIMETRO DE LA MICROCUENCA= 2,818.928 m  
LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL= 1,408.93 m



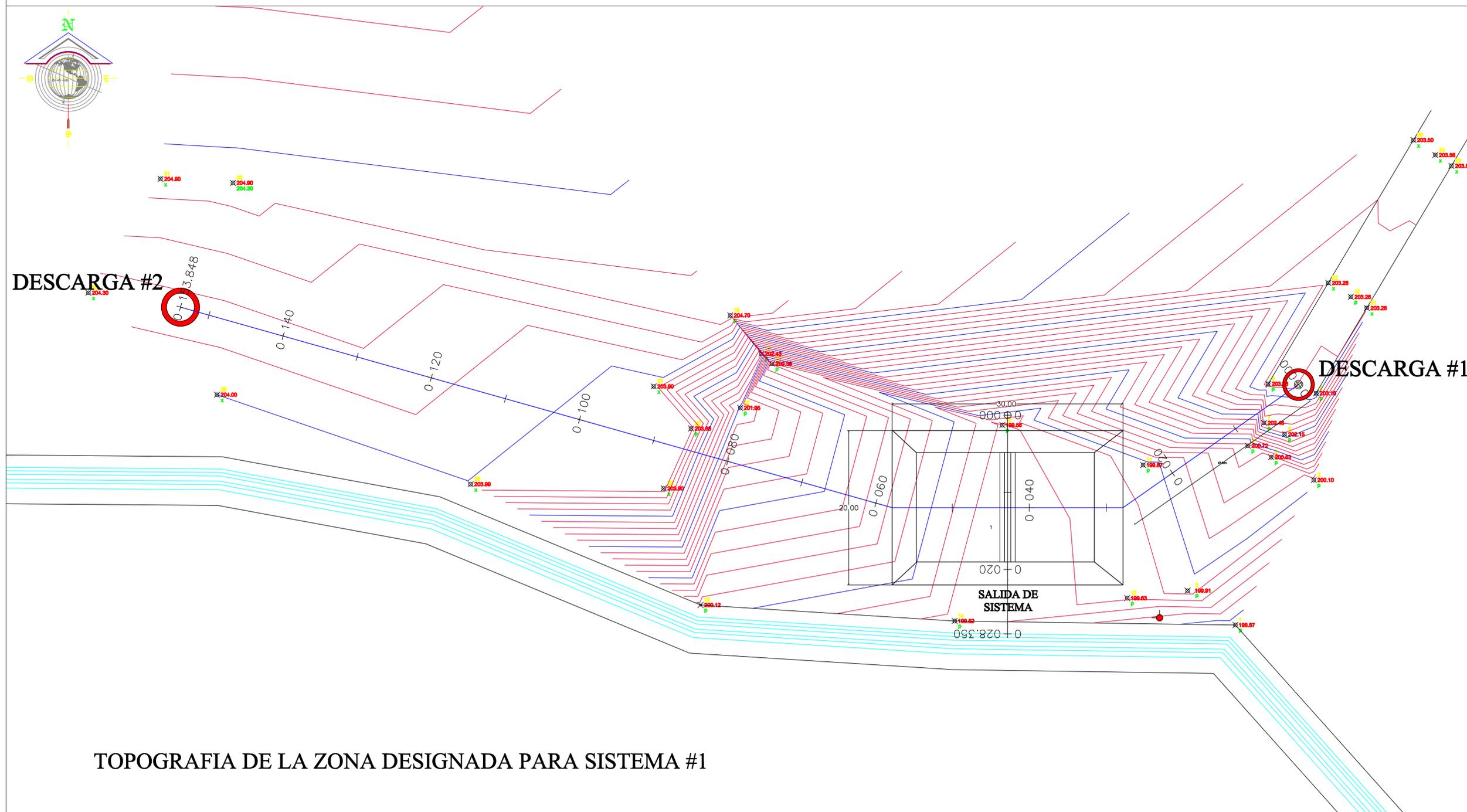
**DATOS MICROCUENCA N° 2**  
AREA DE LA MICROCUENCA=113,216.63 m2  
PERIMETRO DE LA MICROCUENCA= 1,634.76 m  
LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL= 736.341 m

**DATOS MICROCUENCA N° 3**  
AREA DE LA MICROCUENCA= 476,199.1236 m2  
PERIMETRO DE LA MICROCUENCA= 3,181.07 m  
LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL= 1273.97 m

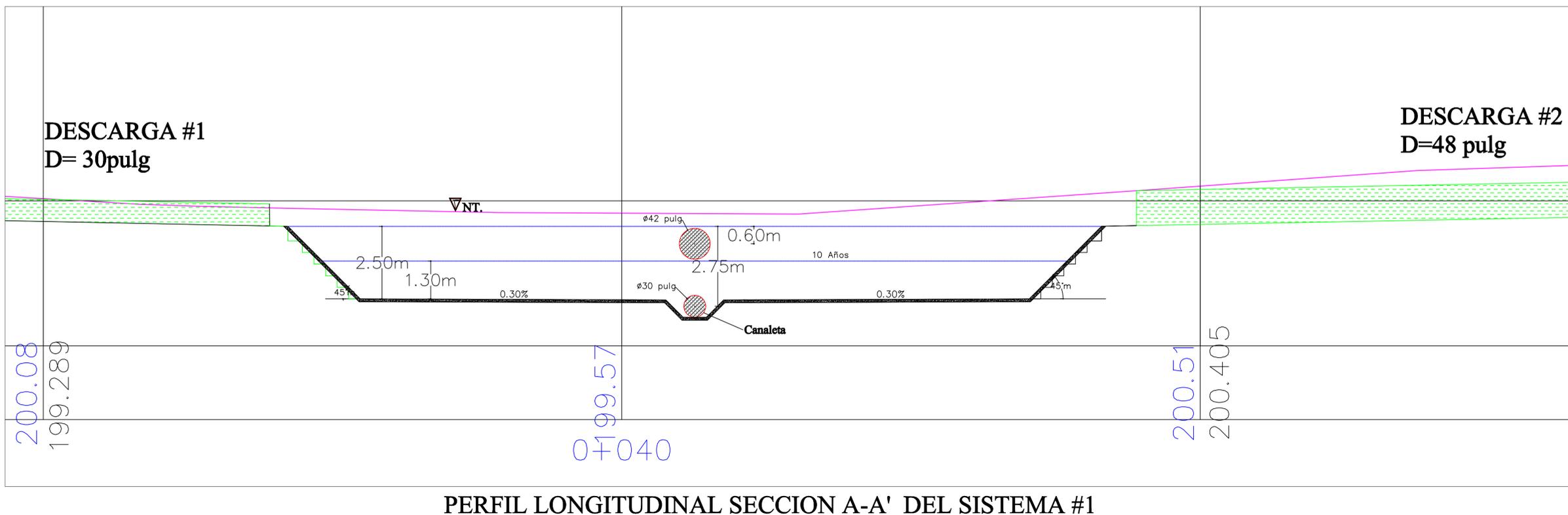
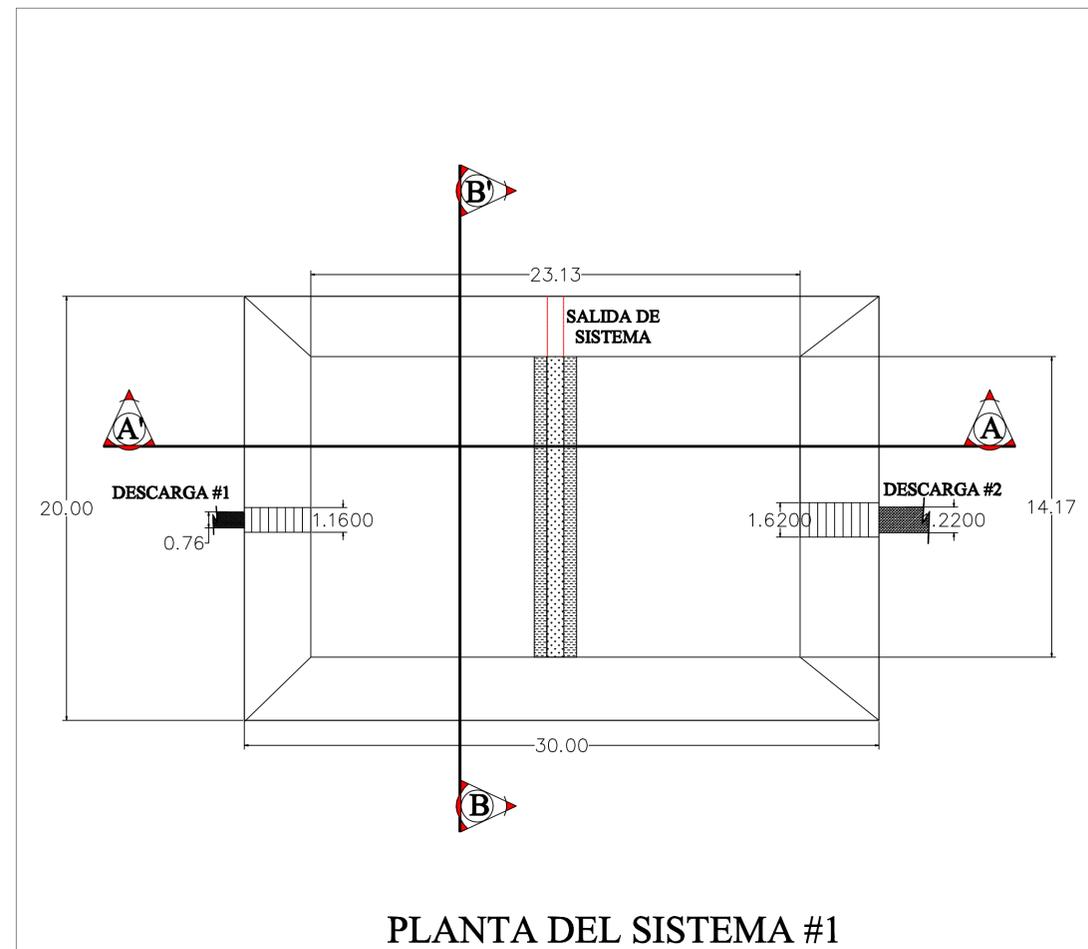
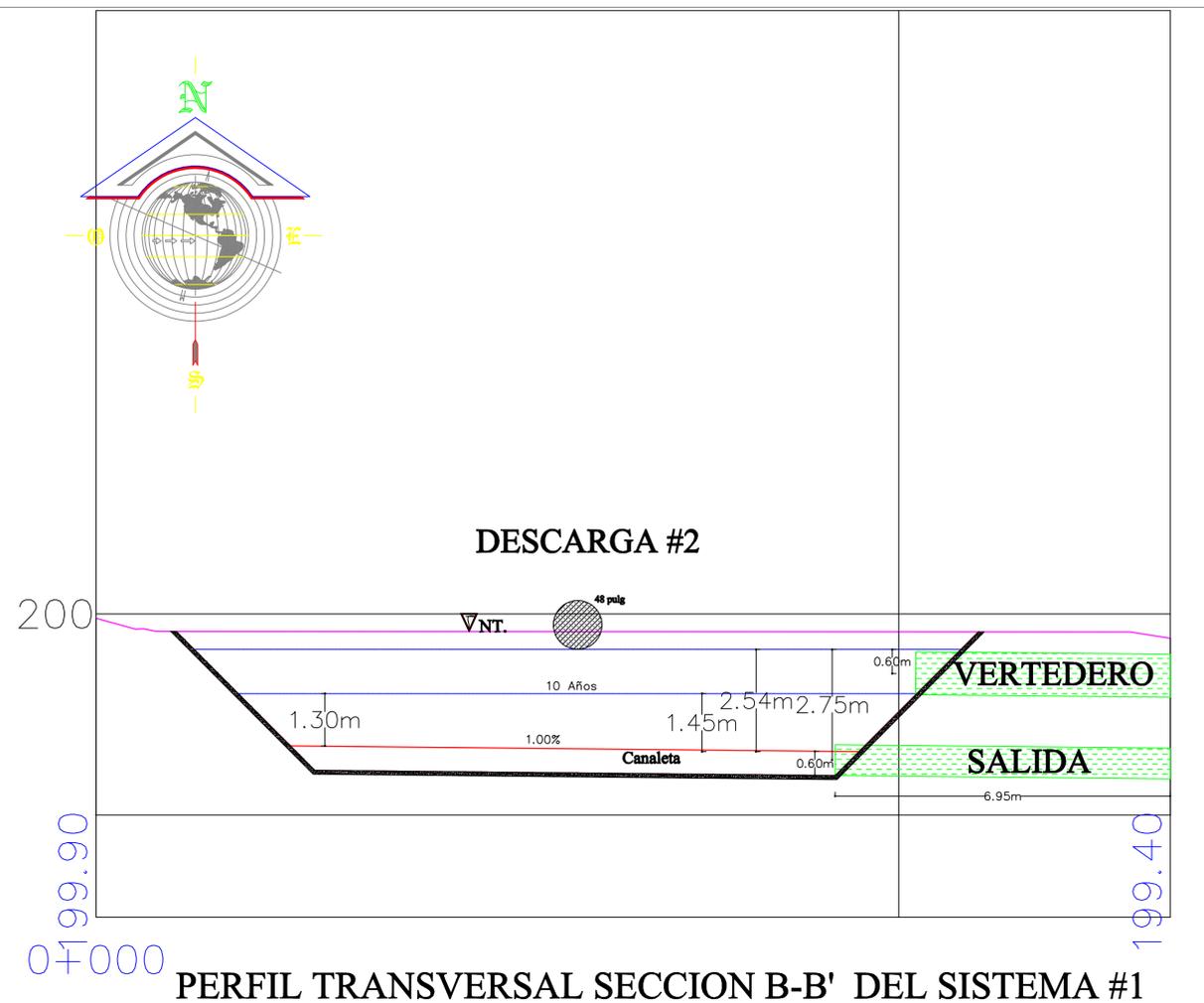
**DATOS MICROCUENCA N° 1:**  
AREA DE LA MICROCUENCA=37,977.44 m2  
PERIMETRO DE LA MICROCUENCA=785.314 m  
LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL=369.634 m

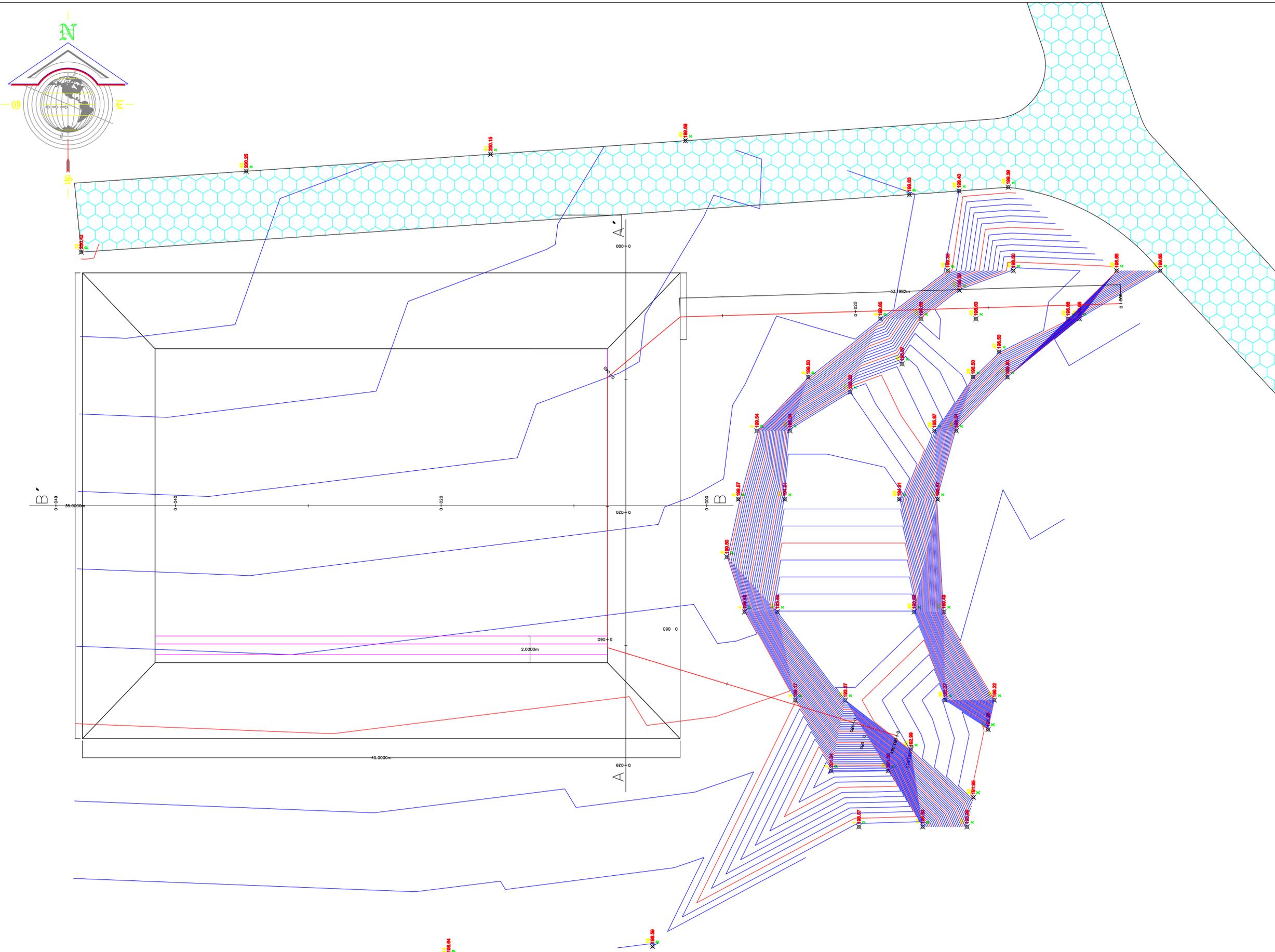


PERFIL LONGITUDINAL DEL SISTEMA #1



TOPOGRAFIA DE LA ZONA DESIGNADA PARA SISTEMA #1





TOPOGRAFIA DE LA ZONA DESIGNADA PARA SISTEMA #2

UNIVERSIDAD  
DE  
EL SALVADOR



Universidad de El Salvador

*Hacia la libertad por la cultura*

FACULTAD  
MULTIDISCIPLINARIA  
ORIENTAL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA  
Y ARQUITECTURA

U.E.S.F.M.O

“SISTEMAS ALTERNATIVOS DE  
RETENCIÓN Y CONTROL DE AGUAS  
PLUVIALES EN LA ZONA  
NOR-PONIENTE DE LA CIUDAD DE SAN  
MIGUEL ”

BR. CASTELLÓN RIVERA, CARLOS FRANCISCO  
BR. MATA BONILLA HERBERT ERNESTO  
BR. VÁSQUEZ ESCOBAR, GUSTAVO ARQUÍMIDES

DOCENTE DIRECTOR:  
ING. JOSE LUIS CASTRO CORDERO

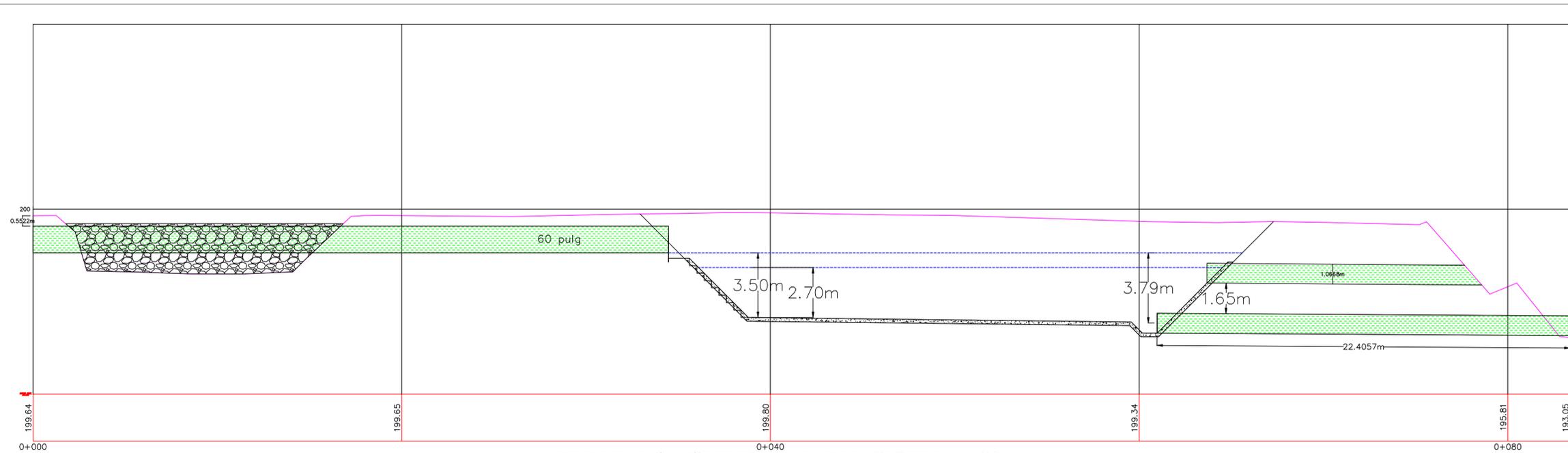
“PLANO SEGUNDO SISTEMA  
DESCARGA 3”

NOVIEMBRE DE 2011

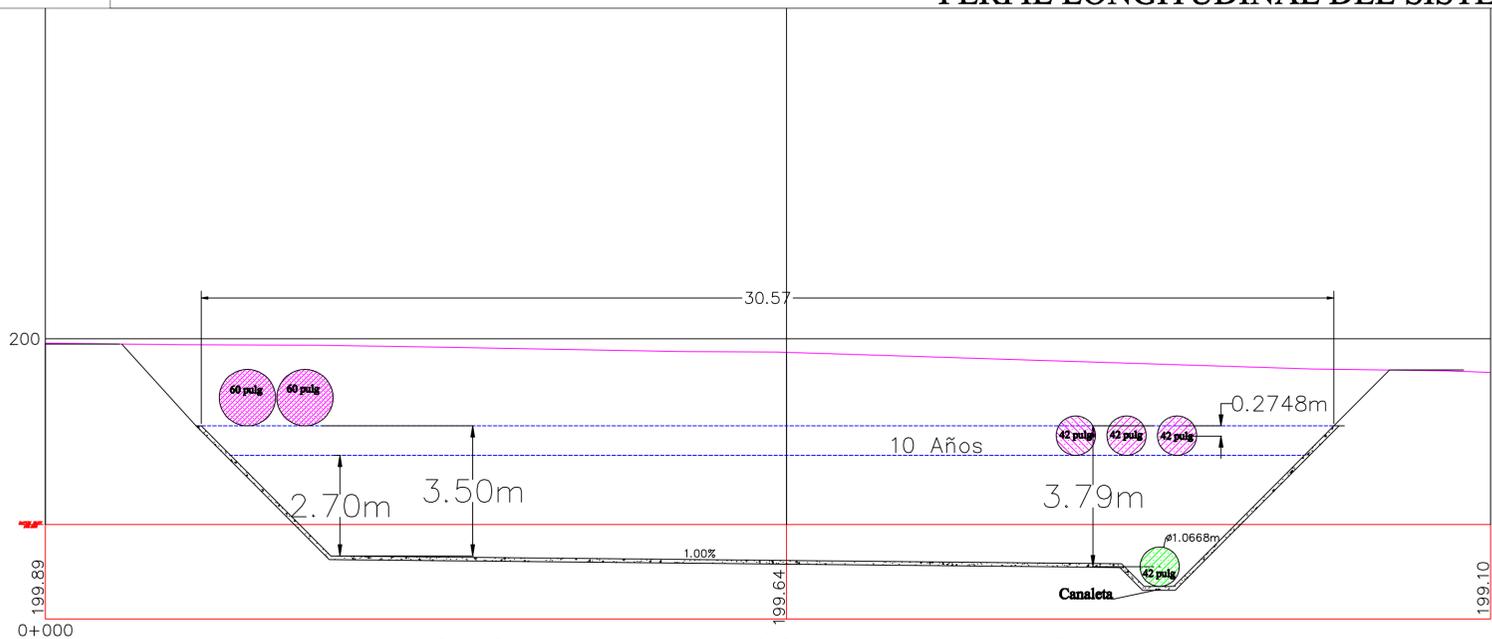
NUMERO DE HOJA:

1

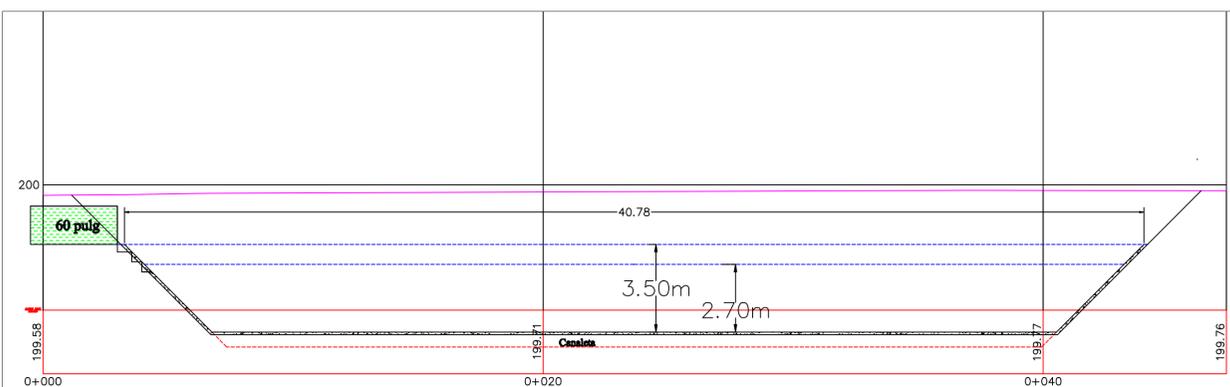
2



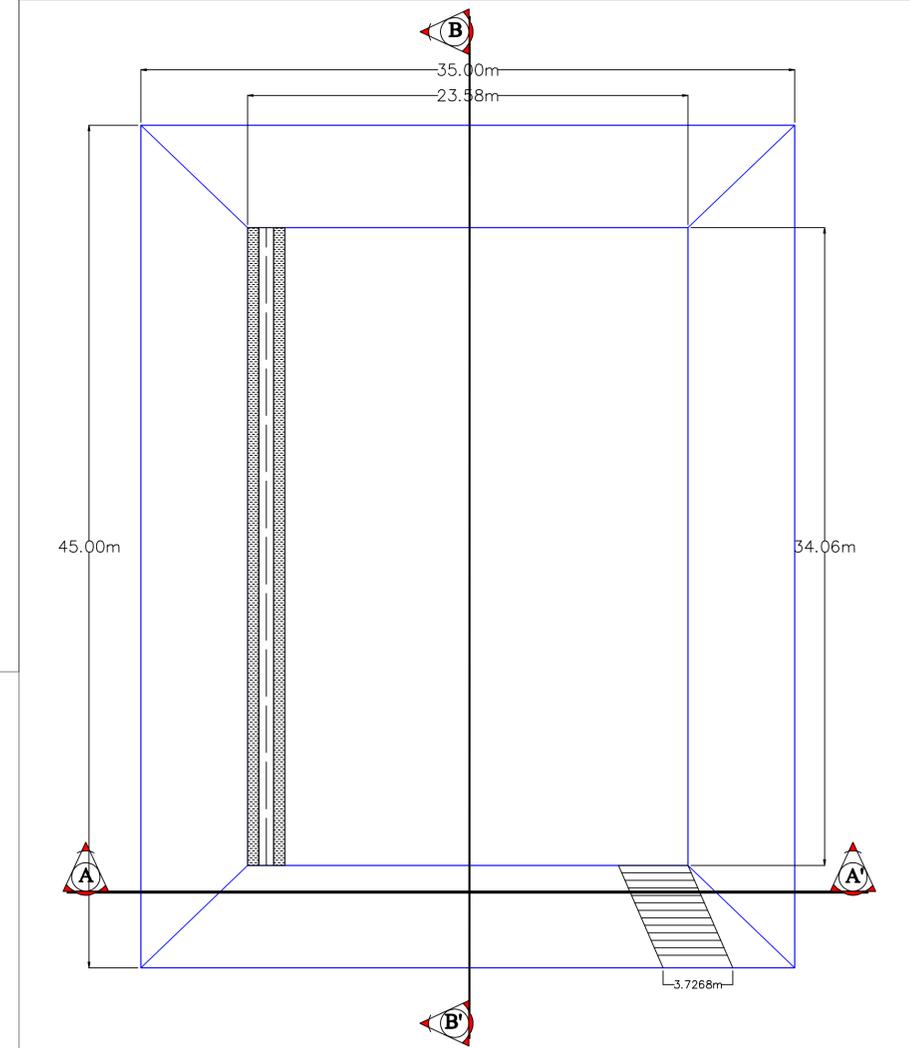
PERFIL LONGITUDINAL DEL SISTEMA #2



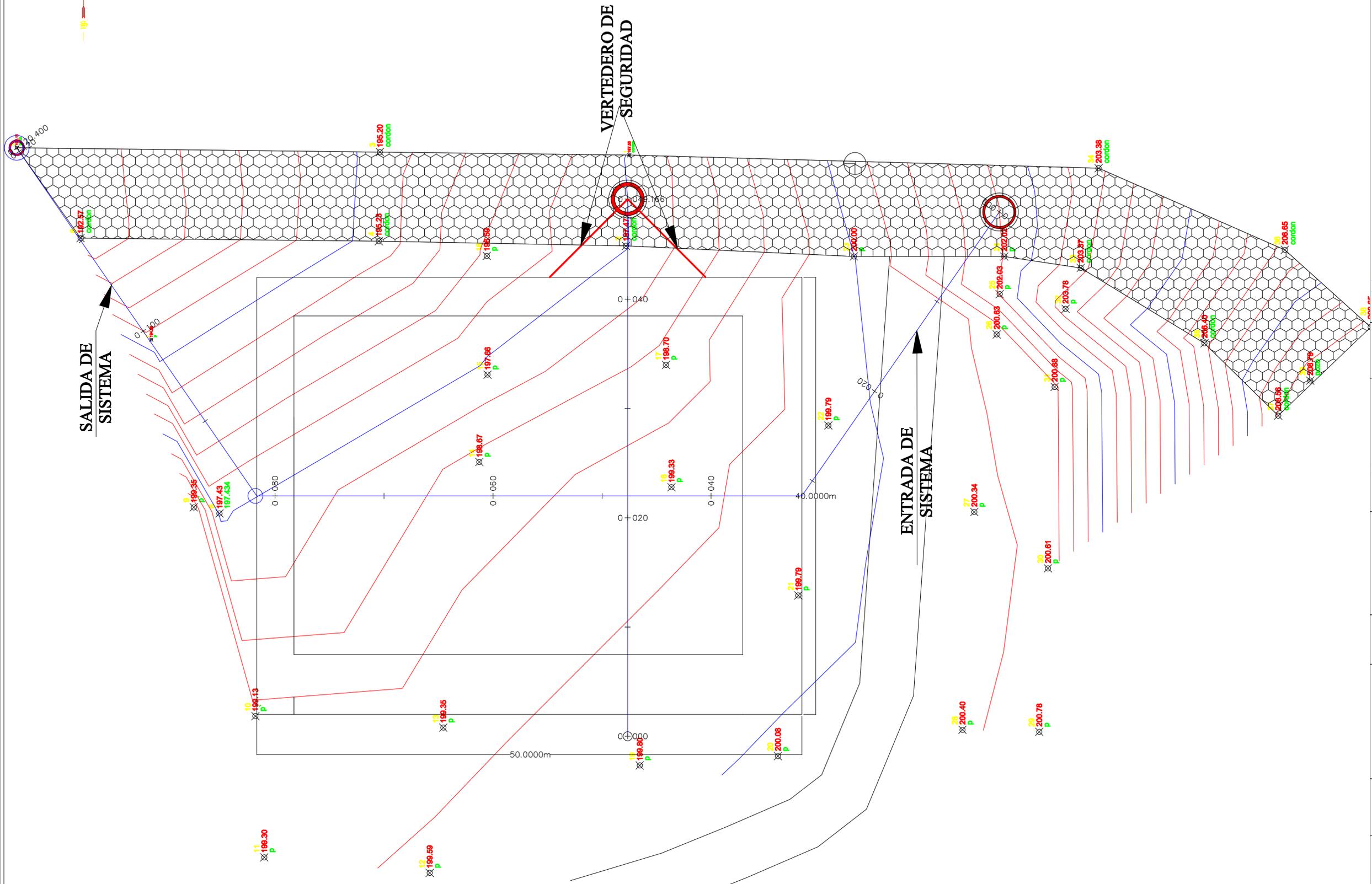
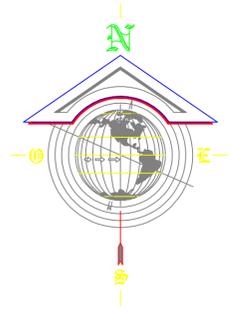
PERFIL LONGITUDINAL SECCION A-A' DEL SISTEMA #2



PERFIL TRANSVERSAL SECCION  
B-B' DEL SISTEMA #2



PLANTA DEL SISTEMA #2



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR



Universidad de El Salvador

*Hacia la libertad por la cultura*

FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

U.E.S.F.M.O

“SISTEMAS ALTERNATIVOS DE RETENCIÓN Y CONTROL DE AGUAS PLUVIALES EN LA ZONA NOR-PONIENTE DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL”

BR. CASTELLÓN RIVERA, CARLOS FRANCISCO  
BR. MATA BONILLA HERBERT ERNESTO  
BR. VÁSQUEZ ESCOBAR, GUSTAVO ARQUÍMIDES

DOCENTE DIRECTOR:  
ING. JOSE LUIS CASTRO CORDERO

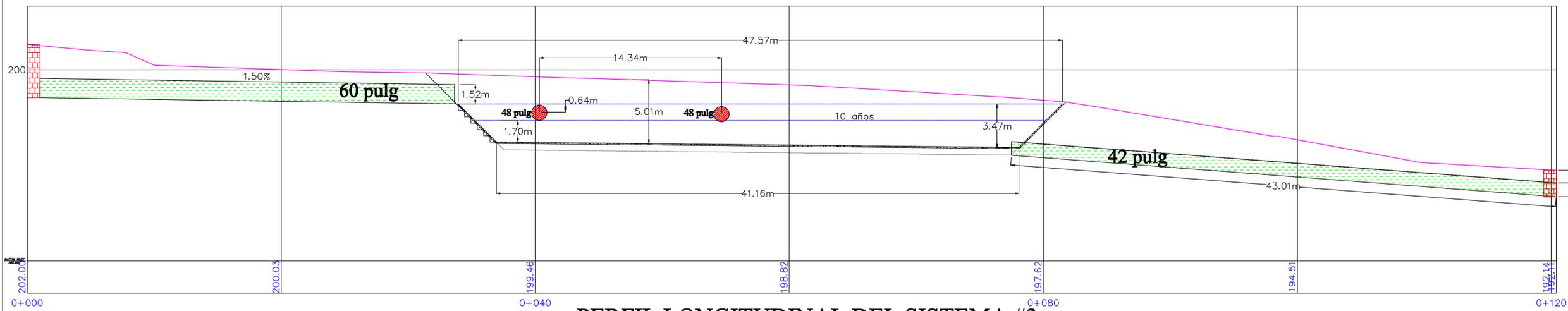
“PLANO TERCER SISTEMA DESCARGA 4”

NOVIEMBRE DE 2011

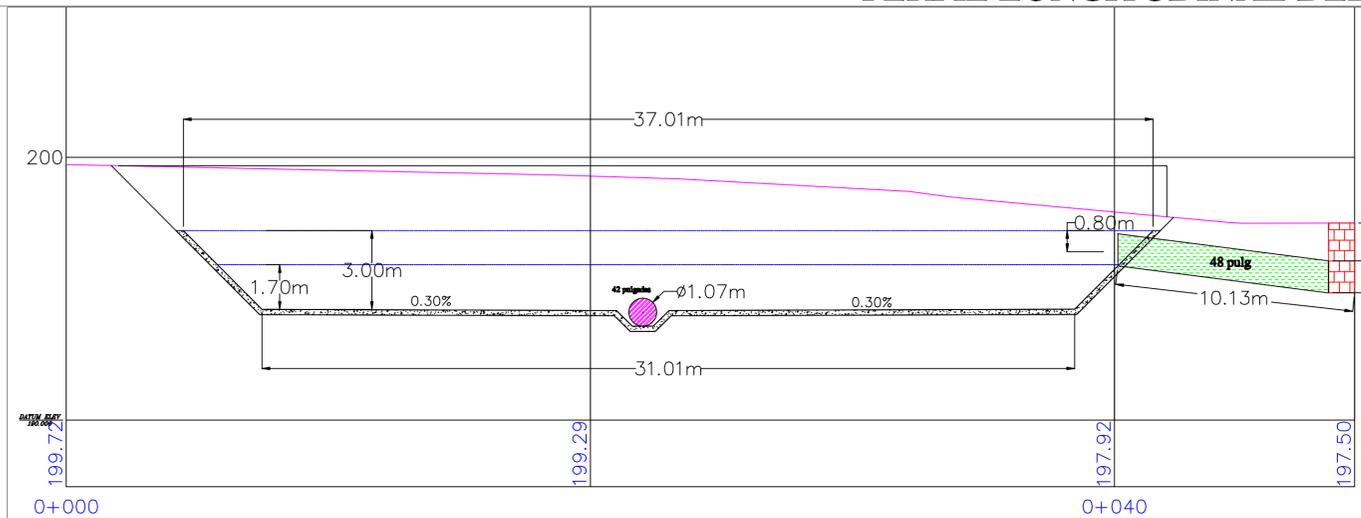
NUMERO DE HOJA:

1

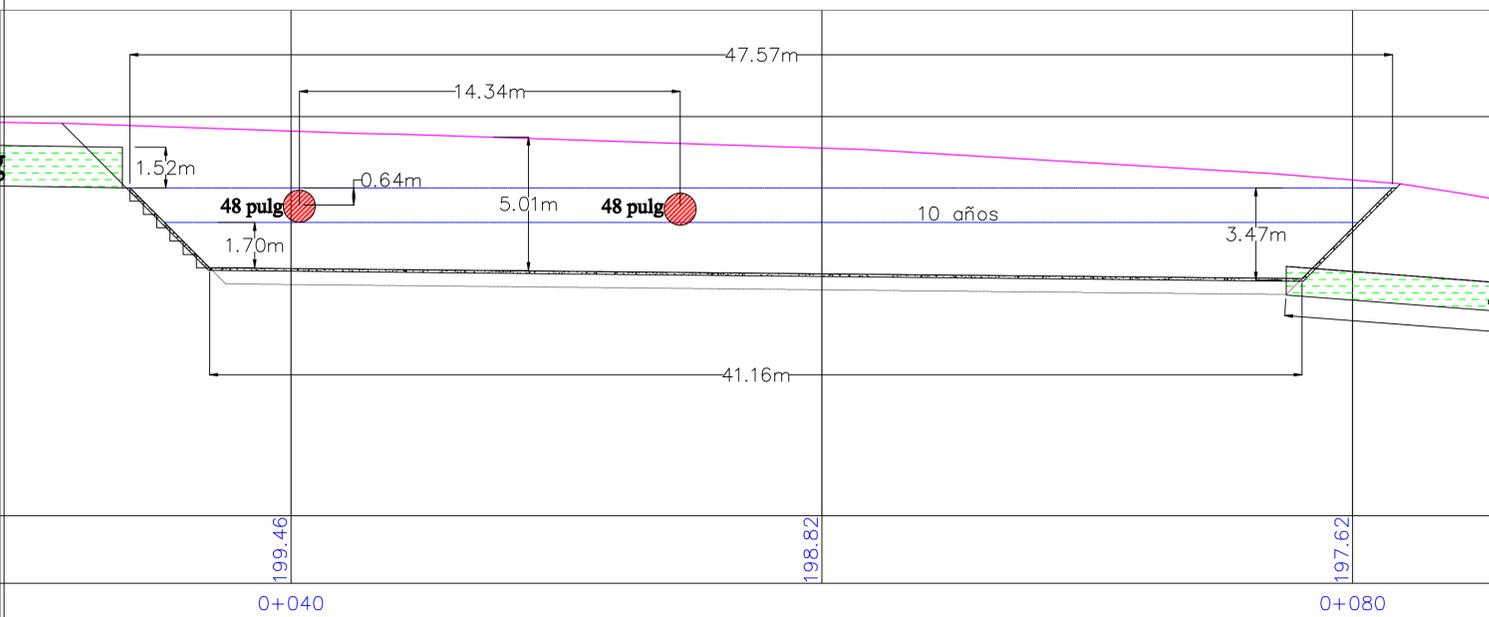
2



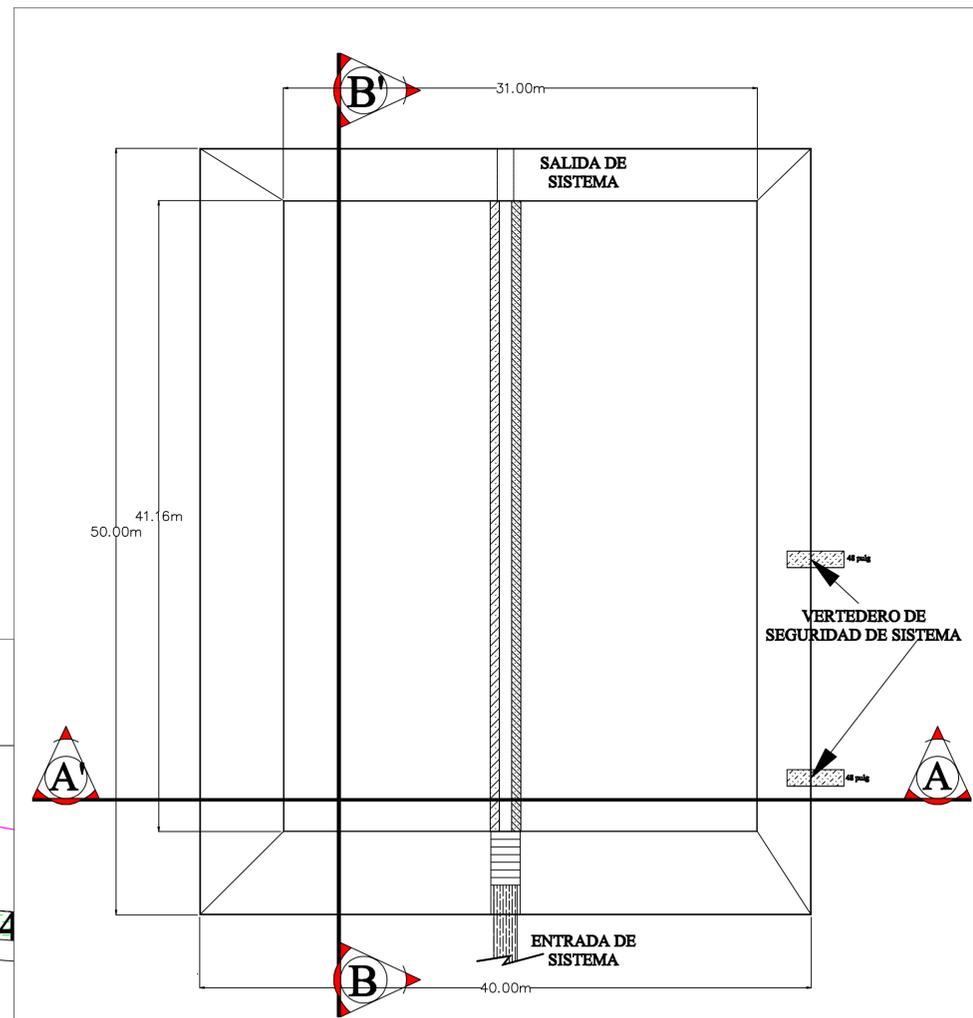
PERFIL LONGITUDINAL DEL SISTEMA #3



PERFIL TRANSVERSAL SECCION A-A'  
DEL SISTEMA #3



PERFIL LONGITUDINAL SECCION B-B' DEL SISTEMA #3



PLANTA DEL SISTEMA #3