

Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

Dimensionamiento preliminar de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales para la Urbanización Jorge Debravo y sus alrededores, en el distrito de Turrialba.

Trabajo Final de Graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Emilio Corrales Chacón

Directora del Proyecto de Graduación:

Paola Vidal Rivera

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Noviembre 2011

DIRECTORA DEL TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN

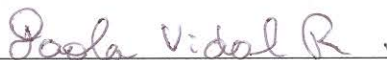
ING. PAOLA VIDAL RIVERA



ESTUDIANTE

EMILIO CORRALES CHACÓN

TRIBUNAL DE GRADUACIÓN



ING. PAOLA VIDAL RIVERA



ING. LUIS ZAMORA GONZÁLEZ



ING. JOSÉ BONILLA VALVERDE

2011, Noviembre, 1

El suscrito, Emilio Corrales Chacón, cédula 1-1303-0264, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné **A51736**, manifiesta que es autor del Proyecto Final de Graduación **Dimensionamiento preliminar de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales para la Urbanización Jorge Debravo y sus alrededores, en el distrito de Turrialba**, bajo la dirección de la **Ingeniera Paola Vidal Rivera**, quien en su consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Así mismo, hago traspaso de los derechos de la utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Nota: De acuerdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos N° 6683, Artículo 7 (versión actualizada el 02 de Julio de 2001); "no podrá suprimirse el nombre del autor en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpolaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adiciones editoriales". Además, el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

Dedicatoria

A Dios, a mi familia y amigos, por estar
conmigo en este largo proceso

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por haberme dado la fortaleza y el aliento necesario para luchar por conseguir lo que siempre me he propuesto.

A mi madre, por todo su apoyo, paciencia, dedicación y enseñanzas. Su tiempo ha sido el regalo más grande y valioso que jamás he podido recibir. Sin ella, este proyecto hubiese sido imposible. Muchas gracias Ma!

A mi padre, por su paciencia y apoyo en todos los campos de mi vida. Me ha enseñado que sin perseverancia no hay recompensa. Ha sido y siempre será mi modelo a seguir, gracias por todos esos consejos valiosos Pa!

A mis hermanos Ale y Luis, gracias por el tiempo compartido, los buenos momentos y el apoyo y comprensión en los malos.

A Adri, por acompañarme en mis últimos años de universidad, soportarme y apoyarme en todo momento. Muchísimas gracias por todo mi amor.

A mis compañeros, y más que compañeros grandes amigos: Gabriel, Lalo, Joss, Cris, Paco, Lou, Pollo, Marito, Caro, Chino, Silvia, Doris y Raily. Por los buenos ratos y, por supuesto, los malos en donde más los requería. Por las estudiadas interminables, las palmadas eternas y ratos de vacilón; muchísimas gracias muchachones!

A ProDUS, por haberme dado la oportunidad de desarrollarme en diferentes campos de mi vida. Dejé grandes amigos ahí, muchas gracias a todos.

A Roger, Leo Sánchez, Eduardo Pérez, Jorge Merizalde, Sofi, Esteban y Erick por su apoyo y valiosas observaciones.

Al tribunal asesor por sus enseñanzas, guía y consejos durante este proyecto y a través de mi formación como estudiante y futuro profesional.

RESUMEN

Corrales Chacón, Emilio Antonio

Dimensionamiento de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales para la Urbanización Jorge Debravo y sus alrededores, en el distrito central de Turrialba.

Proyecto de Graduación-Ingeniería Civil-San José. C.R.:

E.A. Corrales Ch. 2011

vi, 238, [39]h; ils. col – 47 refs

El proyecto surge con el objetivo para solucionar parte de la problemática ambiental que se experimenta actualmente en el distrito central de Turrialba, específicamente la generada en el sector de la Urbanización Jorge Debravo y un sector adicional a este. Para ello se propone el dimensionamiento de un primer módulo de tratamiento, el cual incluye las tres fases de tratamiento: pre tratamiento, tratamiento secundario y tratamiento de lodos.

El presente informe incluye una descripción de la zona de estudio, características de clima, tipos de suelo, uso de suelo característico y diversos modelos para la estimación de las principales variables que se requieren para dimensionar del sistema de tratamiento: proyecciones de población, cálculo de caudales , carga orgánica y concentración de contaminantes de agua residual destinada para la depuración.

Para la definir el área de cobertura del proyecto, fue necesario realizar un MED del distrito, por medio del cual fue posible determinar las microcuencas que drenan los ríos y quebradas que se encuentran cerca de la urbanización. Se procedió de esta forma ya que la PTAR solamente recibirá aguas que drenan por gravedad. Además, mediante la elaboración de una propuesta de zonificación distrital, la cual solamente contempla aspectos físicos, se determinó que dentro de las zonas delimitadas, existen un área apta para urbanizar (84.0 ha) y un área urbana actual (43.2 ha).

Del análisis de población, se determinó que ambas áreas pueden llegar a concentrar una población de aproximadamente 18048 hab. Sin embargo, debido a que la tasa de crecimiento de la población presenta un comportamiento prácticamente nulo, la población de diseño del sistema será de 5000 habitantes, a lo largo del periodo de vida útil definido para la PTAR (25 años). El caudal que recibirá el sistema incluye tres tipos de caudales: aguas residuales ordinarias, de infiltración y conexiones ilícitas. Durante eventos de precipitación, el caudal máximo de ingreso al sistema será de 55.8 l/s, mientras que en época seca el caudal será de 32.4 l/s.

La fase preliminar del tren de tratamiento consiste en unidades de rejillas, tanque de homogenización de caudales, canaletas Parshall y desarenadores; la fase secundaria consiste en un RAFA seguido de un FAFA como sistema de post-tratamiento. Finalmente el tratamiento de lodos consiste en unidades de lechos de secado.

El tren de tratamiento propuesto tiene un costo de inversión inicial de \$600.000, mientras que por concepto de operación y mantenimiento, las unidades secundarias tendrán un costo de \$4.500 por mes y \$2088 por año, respectivamente. El terreno seleccionado tiene un área total de 1.6 ha (ubicado detrás de la sede de la UCR), y para adquirirlo se deberá hacer una inversión de aproximadamente \$95.000. E.C.C.

CONCEPTOS CLAVE: Distrito Central de Turrialba, Planta de tratamiento de aguas residuales, Sistemas anaerobios, RAFA, FAFA.

Inga. Paola Vidal R.

Escuela de Ingeniería Civil.

SIMBOLIGÍA Y ABREVIATURAS

ABNT: Asociación Brasileña de Normas Técnicas

ASADA: Asociación Administradora de Acueductos Rurales

AyA: Acueductos y Alcantarillados

CATIE: Centro Agronómico Tropical de Investigaciones y Enseñanza.

CCP: Centro Centroamericano de Población.

CELADE: Centro Latinoamericano y Caribeño de Demografía

CINPE: Centro Internacional de Política Económica para el Desarrollo Sostenible

CNE: Comisión Nacional de Emergencias Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias

COMCURE: Comisión de Manejo y Ordenamiento de la Cuenca Alta Río Reventazón

DBO: Demanda Bioquímica de Oxígeno

DGEC: Dirección de Gestión y Evaluación de la Calidad

DQO: Demanda Química de Oxígeno

EPYPSA: Estudios, Proyectos y Planificación Sociedad Anónima.

F.A.F.A.: Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente

ICE: Instituto Costarricense de Electricidad

IICE: Instituto de Investigaciones en Ciencias Económicas

INEC: Instituto Nacional de Estadística y Censos

INVU: Instituto Nacional de Vivienda y Urbanismo

MED: Modelo de Elevación Digital

MEP: Ministerio de Educación Pública

MIDPLAN: Ministerio de Planificación Nacional y Política Económica

MINAE: Ministerio de Ambiente y Energía

MINSA: Ministerio de Salud

NTK: Nitrógeno Total de Kjeldahl

OD: Oxígeno Disuelto

ONU: Organización de las Naciones Unidas

P: Fósforo

pH: Potencial de hidrógeno

ProDUS: Programa de Investigación en Desarrollo Urbano Sostenible

PTAR: Planta de Tratamiento de Aguas Residuales

R.A.F.A: Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente

SENARA: Servicio Nacional de Aguas Subterráneas, Riego y Avenamiento

SST: Sólidos suspendidos Totales

UCR: Universidad de Costa Rica

UNA: Universidad Nacional

UNED: Universidad Estatal a Distancia

UNESCO: Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura.

T.H.C.: Tanque de homogenización de caudales

T.R.H.: Tiempo de retención hidráulica.

VAN: Valor Actual Neto

ÍNDICE

| | |
|--|-----------|
| CAPÍTULO 1 Introducción | 1 |
| 1.1 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA..... | 1 |
| 1.2 OBJETIVOS | 4 |
| 1.2.1 <i>Objetivo general</i> | 4 |
| 1.2.2 <i>Objetivos específicos</i> | 5 |
| 1.3 DELIMITACIÓN DEL PROYECTO | 5 |
| 1.3.1 <i>Alcances</i> | 5 |
| 1.3.2 <i>Limitaciones</i> | 7 |
| 1.4 METODOLOGÍA | 8 |
| 1.5 LEGISLACIÓN Y REGLAMENTACIÓN VIGENTE | 11 |
| CAPÍTULO 2 Caracterización de la zona de estudio..... | 12 |
| 2.1 RESEÑA HISTÓRICA..... | 12 |
| 2.2 SITUACIÓN GEOGRÁFICA Y POLÍTICA..... | 14 |
| 2.3 ASPECTOS FÍSICOS | 18 |
| 2.3.1 <i>Topografía</i> | 18 |
| 2.3.1.1 Pendientes..... | 18 |
| 2.3.1.2 Elevaciones..... | 20 |
| 2.3.2 <i>Hidrografía</i> | 23 |
| 2.3.3 <i>Geología</i> | 26 |
| 2.3.4 <i>Geomorfología</i> | 31 |
| 2.3.5 <i>Litología y suelos</i> | 34 |
| 2.4 CLIMA | 38 |
| 2.4.1 <i>Temperatura</i> | 40 |
| 2.4.2 <i>Precipitación</i> | 41 |
| 2.4.3 <i>Humedad relativa</i> | 42 |
| 2.5 AMENAZAS NATURALES | 43 |
| 2.5.1 <i>Actividad Volcánica</i> | 44 |
| 2.5.2 <i>Fallas geológicas</i> | 45 |
| 2.5.3 <i>Inundaciones</i> | 45 |
| 2.6 USO DEL SUELO | 47 |

| | | |
|--|--|-----------|
| 2.7 | ASPECTOS ADMINISTRATIVOS | 54 |
| 2.7.1 | <i>Acueducto</i> | 54 |
| 2.7.2 | <i>Alcantarillado sanitario</i> | 56 |
| 2.8 | ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS..... | 61 |
| 2.9 | SERVICIOS INSTITUCIONALES | 63 |
| CAPÍTULO 3 Marco teórico..... | | 64 |
| 3.1 | POBLACIÓN DE DISEÑO: MÉTODOS DE PROYECCIÓN | 64 |
| 3.1.1 | <i>Modelos matemáticos</i> | 64 |
| 3.1.2 | <i>Modelos estadísticos</i> | 65 |
| 3.2 | CLASIFICACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES | 66 |
| 3.3 | PARÁMETROS DE CALIDAD DE AGUAS DOMÉSTICAS | 69 |
| 3.4 | CARACTERÍSTICAS FÍSICAS..... | 69 |
| 3.4.1 | <i>Sólidos</i> | 69 |
| 3.4.2 | <i>Temperatura</i> | 70 |
| 3.4.3 | <i>Color</i> | 70 |
| 3.5 | CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS | 71 |
| 3.5.1 | <i>Materia orgánica</i> | 71 |
| 3.5.2 | <i>pH</i> | 72 |
| 3.5.3 | <i>Nutrientes</i> | 72 |
| 3.5.3.1 | Nitrógeno | 72 |
| 3.5.3.2 | Fósforo | 73 |
| 3.6 | CARACTERÍSTICAS BIOLÓGICAS | 74 |
| 3.7 | GENERALIDADES DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO..... | 75 |
| 3.7.1 | <i>Sistemas aerobios</i> | 77 |
| 3.7.2 | <i>Sistemas anaerobios</i> | 78 |
| 3.8 | REGLAMENTACIÓN DE AGUAS RESIDUALES..... | 79 |
| 3.8.1 | <i>Normas de vertido</i> | 79 |
| 3.8.2 | <i>Aprobación y operación de sistemas de tratamiento</i> | 82 |
| CAPÍTULO 4 Zonificación distrital y delimitación del área de cobertura del proyecto | | 84 |
| 4.1 | ZONIFICACIÓN TERRITORIAL | 84 |

| | | |
|---|---|------------|
| 4.1.1 | <i>Metodología</i> | 84 |
| 4.1.2 | <i>Análisis y consideraciones</i> | 86 |
| 4.1.2.1 | Uso de suelo | 86 |
| 4.1.2.2 | Pendientes | 87 |
| 4.1.2.3 | Amenazas naturales | 88 |
| 4.1.2.4 | Alcantarillado sanitario | 88 |
| 4.1.2.5 | Áreas Silvestres Protegidas | 88 |
| 4.1.2.6 | Capacidad de uso de suelo | 89 |
| CAPÍTULO 5 Población de la zona de estudio y periodo de diseño del sistema de tratamiento | | 95 |
| 5.1 | PERIODOS DE DISEÑO | 95 |
| 5.2 | ANÁLISIS DEMOGRÁFICO | 95 |
| 5.2.1 | <i>Análisis macro de la dinámica de población</i> | 96 |
| 5.2.2 | <i>Análisis de población a nivel micro: Distrito de Turrialba</i> | 101 |
| 5.3 | CÁLCULO DE POBLACIÓN DE MICROCUENCAS | 102 |
| 5.3.1 | <i>Población de saturación</i> | 104 |
| 5.3.1.1 | Área potencialmente urbanizable | 104 |
| 5.3.1.2 | Área urbana actual | 108 |
| 5.3.2 | <i>Población de diseño</i> | 111 |
| CAPÍTULO 6 Definición de parámetros de diseño del sistema | | 116 |
| 6.1 | CAUDALES DE DISEÑO | 116 |
| 6.1.1 | <i>Caudal ordinario y comercial</i> | 116 |
| 6.1.2 | <i>Caudal de infiltración</i> | 123 |
| 6.1.3 | <i>Caudal de conexiones ilícitas</i> | 128 |
| 6.1.4 | <i>Caudal total de diseño</i> | 132 |
| 6.2 | CONCENTRACIÓN ORGÁNICA DE DISEÑO | 134 |
| 6.2.1 | <i>Concentración orgánica domiciliar</i> | 134 |
| 6.2.2 | <i>Concentración orgánica comercial</i> | 136 |
| 6.2.3 | <i>Concentración orgánica total de diseño</i> | 137 |
| CAPÍTULO 7 Elección del sistema y terreno adecuado para el tratamiento de las aguas residuales | | 139 |

| | | |
|--|---|------------|
| 7.1 | SISTEMAS DE TRATAMIENTO CONSIDERADOS | 139 |
| 7.2 | PROCESO DE SELECCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO..... | 140 |
| 7.3 | ANÁLISIS DE RESULTADOS | 144 |
| | <i>7.3.1 Sistemas descartados.....</i> | <i>144</i> |
| | 7.3.1.1 Lagunas | 146 |
| | 7.3.1.2 Lodos Activados..... | 146 |
| | 7.3.1.3 Filtros biológicos | 148 |
| | <i>7.3.2 Proceso de selección final.....</i> | <i>149</i> |
| | <i>7.3.3 Características del sistema seleccionado</i> | <i>161</i> |
| 7.4 | TERRENO SELECCIONADO | 166 |
| CAPÍTULO 8 Dimensionamiento de las unidades de tratamiento..... | | 173 |
| 8.1 | UNIDADES DE TRATAMIENTO (FASE LÍQUIDA) | 176 |
| | <i>8.1.1 Tratamiento preliminar.....</i> | <i>176</i> |
| | 8.1.1.1 Emisario | 176 |
| | 8.1.1.2 Rejillas | 180 |
| | 8.1.1.3 Tanque de homogenización de caudales (THC)..... | 184 |
| | 8.1.1.4 Desarenador | 188 |
| | 8.1.1.5 Canaleta Parshall | 193 |
| | <i>8.1.2 Tratamiento secundario.....</i> | <i>198</i> |
| | 8.1.2.1 Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente | 198 |
| | <i>8.1.3 Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (F.A.F.A.).....</i> | <i>210</i> |
| 8.2 | TRATAMIENTO FASE SÓLIDA..... | 216 |
| | <i>8.2.1 Lechos de secado</i> | <i>216</i> |
| 8.3 | ESTIMACIÓN DE COSTOS | 221 |
| CAPÍTULO 9 Conclusiones y recomendaciones | | 226 |
| 9.1 | CONCLUSIONES | 226 |
| 9.2 | RECOMENDACIONES..... | 233 |

ÍNDICE DE CUADROS

| | |
|---|-----|
| Cuadro 2.1. Distribución y porcentaje de área de los distritos del cantón de Turrialba. | 15 |
| Cuadro 2.2 Porcentaje de pendientes, clasificación y distribución porcentual con respecto al área total del distrito de Turrialba..... | 20 |
| Cuadro 2.3. Elevaciones y distribución porcentual con respecto al área total del distrito de Turrialba. | 22 |
| Cuadro 2.4. Estaciones meteorológicas ubicadas cerca de la zona de estudio | 38 |
| Cuadro 2.5. Registro de promedios mensuales de temperatura (°C) del periodo 1958-2010.40 | |
| Cuadro 2.6. Registro de promedios mensuales acumulados de precipitación (mm) del periodo 1942-2010..... | 41 |
| Cuadro 2.7. Registro de promedios mensuales acumulados de humedad relativa (%) del periodo 1942-2010..... | 42 |
| Cuadro 2.8. Uso de suelo actual del distrito de Turrialba. | 49 |
| Cuadro 2.9. Cobertura boscosa del distrito de Turrialba..... | 52 |
| Cuadro 2.10. Número de servicios fijos del acueducto municipal. | 55 |
| Cuadro 3.1. Principales agentes contaminantes y sus parámetros de calidad..... | 74 |
| Cuadro 3.2. Límites máximos permitidos y parámetros de análisis obligatorio de aguas residuales vertidas en alcantarillado sanitario. | 80 |
| Cuadro 3.3. Límites máximos permitidos y parámetros de análisis obligatorio de aguas residuales vertidas en cuerpos receptores. | 81 |
| Cuadro 3.4. Límites máximos permitidos y parámetros adicionales de análisis obligatorio de aguas residuales reutilizadas según el tipo de actividad. | 82 |
| Cuadro 3.5. Retiros mínimos exigidos según el tipo de sistema de tratamiento. | 83 |
| Cuadro 4.1. Clasificación de las pendientes del distrito | 87 |
| Cuadro 4.2. Clasificación edafológica de tipos de suelo y su influencia sobre el proceso de zonificación..... | 90 |
| Cuadro 5.1. Periodos de diseño recomendados para sistemas de aguas residuales..... | 95 |
| Cuadro 5.2. Criterios y porcentajes de cobertura utilizados para la determinar el área efectiva urbanizable a partir del área potencialmente urbanizable..... | 107 |
| Cuadro 5.3. Resultado de población para el área urbana disponible. | 108 |

| | |
|--|-----|
| Cuadro 5.4. Criterios y porcentajes de cobertura utilizados para la determinar el área efectiva urbanizable a partir del área urbana actual..... | 110 |
| Cuadro 5.5. Resultado de población para el área urbana actual..... | 110 |
| Cuadro 5.6. Número total de habitantes de saturación de las microcuencas | 111 |
| Cuadro 5.7. Resultados de población de microcuencas según escenarios de crecimiento. .. | 113 |
| Cuadro 6.1. Dotaciones promedio estimadas para el 2025. | 119 |
| Cuadro 6.2. Dotación promedio estimada para el distrito de Turrialba..... | 120 |
| Cuadro 6.3. Dotación promedio final considerada..... | 120 |
| Cuadro 6.4. Caudales promedio estimados de aguas residuales..... | 121 |
| Cuadro 6.5. Factores pico (FP) recomendados para el diseño..... | 121 |
| Cuadro 6.6. Caudales de diseño para actividad domestica y comercial | 122 |
| Cuadro 6.7. Caudal de infiltración estimado para | 124 |
| Cuadro 6.8. Área aproximada de calles y aceras del sector potencialmente urbanizable | 126 |
| Cuadro 6.9. Posibles caudales generados por conexiones ilícitas | 130 |
| Cuadro 6.10. Caudales de las microcuencas estimados para las épocas seca y lluviosa..... | 130 |
| Cuadro 6.11. Porcentaje de variación de caudal entre estaciones para cada escenario considerado..... | 131 |
| Cuadro 6.12. Valores de carga orgánica per cápita..... | 134 |
| Cuadro 6.13. Valores de carga orgánica promedio | 135 |
| Cuadro 6.14. Concentración orgánica promedio de | 136 |
| Cuadro 6.15. Concentración orgánica promedio de aguas residuales..... | 136 |
| Cuadro 6.16. Concentraciones finales a tratar por la PTAR..... | 137 |
| Cuadro 7.1. Sistemas de tratamiento considerados para el análisis..... | 140 |
| Cuadro 7.2. Aspectos críticos considerados para la elección | 141 |
| Cuadro 7.3. Valores máximos para cada característica analizada. | 143 |
| Cuadro 7.4. Resultados del análisis multicriterio para los sistemas de tratamiento considerados | 145 |
| Cuadro 7.5. Estimación de la energía producida por un RAFA..... | 156 |
| Cuadro 7.6. Actividades generales para la construcción de los sistemas considerados | 158 |
| Cuadro 7.7. Ventajas y desventajas de los RAFAs | 162 |
| Cuadro 7.8. Niveles tóxicos de concentración para diversos | 164 |
| Cuadro 7.9. Características físicas de los terrenos disponibles | 168 |

| | |
|--|-----|
| Cuadro 7.10. Ventajas y desventajas de los terrenos disponibles..... | 169 |
| Cuadro 7.11. Área de retiro para los lotes considerados..... | 170 |
| Cuadro 7.12. Área total aprovechable de los terrenos seleccionados..... | 170 |
| Cuadro 7.13. Resultados de disponibilidad de área del Lote 3 según el sistema de tratamiento considerado..... | 171 |
| Cuadro 7.14. Resultados de disponibilidad de área del Lote 4 según el sistema de tratamiento considerado..... | 171 |
| Cuadro 7.15. Costo promedio de terrenos considerados. | 172 |
| Cuadro 8.1. Unidades propuestas para cada fase de tratamiento..... | 173 |
| Cuadro 8.2. Diámetros, elevaciones y parámetros obtenidos para los tramos del emisario de conducción final. | 177 |
| Cuadro 8.3. Caudales de diseño para el escenario de saturación | 179 |
| Cuadro 8.4. Niveles de ingreso para el caudal de diseño del sistema de tratamiento propuesto..... | 179 |
| Cuadro 8.5. Resumen de los parámetros y dimensiones de la primera rejilla de desbaste .. | 182 |
| Cuadro 8.6. Resumen de los parámetros y dimensiones de la segunda rejilla de desbaste. | 182 |
| Cuadro 8.7. Dimensiones propuestas para el THC. | 186 |
| Cuadro 8.8. Velocidades de escurrimiento superficial..... | 189 |
| Cuadro 8.9. Resumen de dimensiones para el desarenador..... | 191 |
| Cuadro 8.10. Resumen de dimensiones para la primera canaleta Parshall | 194 |
| Cuadro 8.11. Resumen de dimensiones para la segunda canaleta Parshall | 194 |
| Cuadro 8.12. Constantes para determinar la altura de la lámina de agua en cada canaleta .. | 195 |
| Cuadro 8.13. Alturas de la lámina de agua para los diferentes caudales de diseño de la primera canaleta | 195 |
| Cuadro 8.14. Alturas de la lámina de agua para los diferentes caudales de diseño de la segunda canaleta | 195 |
| Cuadro 8.15. Tiempos de retención hidráulica recomendados para RAFA. | 200 |
| Cuadro 8.16. Alturas recomendadas para el RAFA y sus diferentes secciones | 200 |
| Cuadro 8.17. Intervalo de velocidades recomendadas para el RAFA..... | 201 |
| Cuadro 8.18. Área de influencia recomendada para los distribuidores de caudal afluente... .. | 202 |
| Cuadro 8.19. Tasa de libración de gas recomendada. | 204 |

| | |
|---|-----|
| Cuadro 8.20. Velocidades recomendadas para el paso de agua residual entre las aberturas del sedimentador. | 205 |
| Cuadro 8.21. Velocidades recomendadas para el flujo de agua residual en decantadores .. | 206 |
| Cuadro 8.22. Resumen de la dimensiones más importantes adoptadas para los sistemas RAFA del proyecto..... | 208 |
| Cuadro 8.23. Parámetros y dimensiones recomendados para sistema FAFA como unidad de post-tratamiento | 210 |
| Cuadro 8.24. Coeficientes para evaluar el rendimiento del FAFA según el tipo de material filtrante empleado | 213 |
| Cuadro 8.26. Porcentajes de eficiencia esperados para el FAFA propuesto | 213 |
| Cuadro 8.27. Resumen de la dimensiones más importantes adoptadas para los sistemas FAFA del proyecto | 214 |
| Cuadro 8.28. Tasa de aplicación de lodo recomendada..... | 218 |
| Cuadro 8.29. Resumen de las dimensiones de los lechos de secado para el tren de tratamiento propuesto | 219 |
| Cuadro 8.30. Área total estimada para tratamiento preliminar..... | 221 |
| Cuadro 8.31. Costos para la fase de tratamiento secundario. | 223 |
| Cuadro 8.32. Costos totales aproximados para el tren de tratamiento propuesto | 224 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|-----|
| Figura 1.1 Esquema metodológico. | 10 |
| Figura 2.1 División de Turrialba en la época precolombina. | 14 |
| Figura 2.2. Modelo de elevación digital (MED) del cantón de Turrialba. | 23 |
| Figura 2.3. Fotografías de la Quebrada Bomba, Urb. Jorge Debravo | 25 |
| Figura 2.4. Propuesta de perfil litológico A-A. | 36 |
| Figura 2.5. Propuesta del perfil litológico B-B. | 37 |
| Figura 2.6. Fotografía del sistema de tratamiento de la Urb. Carmen Lyra. | 58 |
| Figura 2.7. Fotografía del tanque del sistema F.A.F.A. del la urbanización El Mora. | 59 |
| Figura 2.8. Fotografías de los lechos de secado del F.A.F.A. del la urbanización El Mora | 59 |
| Figura 3.1. Comportamiento típico del flujo de aguas residuales ordinarias. | 68 |
| Figura 3.2. Clasificación de los sólidos según sus características. | 69 |
| Figura 3.3 Elementos del nitrógeno presentes en el agua residual | 72 |
| Figura 3.4. Elementos y compuestos del fósforo presentes en el agua residual | 73 |
| Figura 3.5. Recursos utilizados para la remoción de contaminantes en cada unidad de tratamiento. | 76 |
| Figura 3.6. Esquema general de los sistemas de tratamiento, tipo de procesos y parámetros de remoción. | 76 |
| Figura 3.7 Diagrama aerobio de digestión microbiana. | 78 |
| Figura 3.8. Diagrama anaerobio de digestión microbiana. | 79 |
| Figura 4.1. Metodología y capas de información consideradas para el proceso de zonificación territorial. | 85 |
| Figura 5.1. Esquema metodológico para obtener la población de las microcuencas. | 103 |
| Figura 7.1. Configuración general de laguna de mezcla completa. | 146 |
| Figura 7.2. Configuración general de lodos activados | 147 |
| Figura 7.3. Configuración general de lodos activados de flujo intermitente | 147 |
| Figura 7.4. Configuración general del filtro biológico de alta carga. | 148 |
| Figura 7.5 Configuración general de Biodiscos | 149 |
| Figura 7.6. Configuración general de RAFA. | 161 |
| Figura 8.1. Esquema del sistema de tratamiento propuesto. | 174 |
| Figura 8.2. Sección de la canaleta propuesta | 183 |

| | |
|---|-----|
| Figura 8.3. Vertedores colocados para regular el caudal de salida del THC. | 185 |
| Figura 8.4. Dimensiones para el Tanque de Homogenización de Caudales..... | 187 |
| Figura 8.5. Esquema de las dimensiones del desarenador..... | 192 |
| Figura 8.6. Esquema de las dimensiones de las canaletas Parshall utilizadas | 197 |
| Figura 8.7. Sedimentador característico del RAFA..... | 204 |
| Figura 8.8. Configuración geométrica de la zona de decantación | 207 |
| Figura 8.9. Dimensiones del Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente | 209 |
| Figura 8.10. Dimensiones del Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (F.A.F.A) | 215 |
| Figura 8.11. Arreglos de ladrillos para lechos de secado | 217 |
| Figura 8.13. Dimensiones los sistemas de lechos de secado de lodos..... | 220 |

ÍNDICE DE MAPAS

| | |
|--|-----|
| Mapa 2.1 Ubicación del cantón de Turrialba | 16 |
| Mapa 2.2 Ubicación del distrito de Turrialba | 17 |
| Mapa 2.3 Porcentaje de pendientes presentes en el distrito de Turrialba | 19 |
| Mapa 2.4 Elevaciones presentes en el distrito de Turrialba..... | 21 |
| Mapa 2.5 Hidrografía del distrito de Turrialba..... | 24 |
| Mapa 2.6 Formaciones geológicas del distrito de Turrialba | 30 |
| Mapa 2.7 Formaciones geomorfológicas presentes en el distrito de Turrialba | 33 |
| Mapa 2.8 Pozos y perfiles litológicos, en el distrito de Turrialba..... | 35 |
| Mapa 2.9 Estaciones meteorológicas de Turrialba..... | 39 |
| Mapa 2.10 Amenazas naturales del distrito de Turrialba..... | 46 |
| Mapa 2.11 Uso del suelo del distrito de Turrialba | 48 |
| Mapa 2.12 Zonas de vida del distrito de Turrialba..... | 51 |
| Mapa 2.13 Situación actual de la red de alcantarillado sanitario del distrito de Turrialba | 57 |
| Mapa 4.1 Zonas de protección de ríos y capacidad de uso de suelo del distrito | 91 |
| Mapa 4.2 Zonificación preliminar del distrito de Turrialba..... | 92 |
| Mapa 4.3 Zonas de posible crecimiento urbano dentro de las microcuencas delimitadas | 94 |
| Mapa 6.1 Zonas de vida de Costa Rica y poblados con clima similar al distrito de Turrialba | 118 |
| Mapa 6.2 Área disponible a urbanizar y cobertura vial dentro de las microcuencas | 127 |
| Mapa 7.1 Terrenos disponibles para la posible ubicación de la PTAR..... | 167 |
| Mapa 8.1 Línea de conducción de aguas residuales al terreno de tratamiento | 178 |
| Mapa 8.2. Distribución preliminar y del sistema propuesto en el terreno seleccionado | 225 |

CAPÍTULO 1 Introducción

1.1 Justificación e importancia

El agua es un recurso indispensable del cual dependemos y que ha permitido el desarrollo de la vida tal y como la conocemos actualmente; ésta es requerida por las plantas y por los animales, que han constituido la base fundamental de la alimentación de los seres humanos.

Por otro lado, el agua es un recurso natural abundante en el planeta, así lo demuestran estudios realizados por la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO) en los cuales se estima que el volumen total de agua de la Tierra es de aproximadamente 1.4 billones de Km^3 , sin embargo es un muy bajo porcentaje que se encuentra relativamente accesible ya que solamente el 0.3% de este volumen total (105000 Km^3) corresponde a agua continental (lagos y ríos) (UNESCO).

A pesar de esto el agua es uno de los recursos más utilizados para el desarrollo de diversas actividades tanto cotidianas como económicas y recreativas como por ejemplo actividades como la higiene en general, la pesca, el turismo, transporte, comercio (exportaciones e importaciones), generación de energía eléctrica, deporte, alimentación, limpieza, etc.

Debido a sus propiedades físico-químicas, el agua después de haber sido utilizada para realizar estas actividades, es sometida a cambios importantes en su estructura natural que producen consecuentemente aguas modificadas, a las que se les conoce con el nombre de aguas residuales.

El incremento acelerado de la población ha provocado que el consumo del agua aumente, y consecuentemente también su escasez. Esto ha generado una necesidad por desarrollar técnicas para poder reutilizar este recurso y aprovecharlo de una mejor forma. De esta manera nacen diversos procesos de tratamiento de las aguas residuales, siendo una solución posible ante la falta de este recurso.

En Costa Rica el tema de tratamiento de las aguas residuales es un poco desalentador. En el año 2007 el AyA estimó que solamente el 24.8% de la población cuenta con sistema de

alcantarillado sanitario (infraestructura primordial para su evacuación), además solamente el 6.6% de la población servida cuenta con el acceso a una planta depuradora de aguas, de las cuales tan solo el 2.4% de ellas funcionan para darle un tratamiento adecuado antes de ser devuelto a los cauces de los ríos (CINPE-UNA, 2004).

En la Gran Área Metropolitana (GAM) la cobertura de tanques sépticos con zona de drenaje ha ido aumentando, ya que pasó de 60% en el 2000 a 71% en el 2008 (Ávalos, 2007). Sin embargo muchos de estos sistemas individuales presentan problemas de diseño y de mantenimiento haciendo que las personas opten por la conexión hacia el alcantarillado pluvial. (CINPE-UNA, 2004)

Esta situación evidencia una gran desatención a las necesidades sanitarias del país, las cuales afectan de manera directa la salud de una gran parte de la población; además de crear impactos negativos directos sobre el paisaje y a actividades tan importantes para la economía como el turismo, debido al deterioro y contaminación de los ríos y mantos acuíferos existentes.

La situación del cantón de Turrialba es similar a la realidad que sufre el país en general, ya que existen problemas con los sistemas de tratamiento de aguas residuales, que cada vez se agravan más con paso del tiempo.

En este momento existen dos sistemas de tratamiento de aguas residuales, que antiguamente solventaban las necesidades de depuración de las aguas residuales generadas por la población, uno de ellos se localiza en el distrito de La Isabel, específicamente en la urbanización El Mora, y el otro el distrito central de Turrialba en el sector de Carmen Lyra.

Actualmente la planta de tratamiento de la Urbanización El Mora no logra cumplir con el límite establecido en la Norma de Vertido para aguas residuales debido a que ha experimentado ciertas dificultades en la operación (Arguedas, 2010). La PTAR que se encuentra ubicada en el sector de Carmen Lyra está fuera de operación ya que fue totalmente destruida en el año 1991 por una crecida del río Aquíares. Ambas situaciones

evidencian el problema ambiental que actualmente afecta al distrito central de Turrialba, que de ahora en adelante se entenderá como distrito de Turrialba.

Durante la década de los ochentas, en el cantón de Turrialba se empezaron a desarrollar una serie de proyectos urbanísticos con cierto patrón de crecimiento desordenado, cuya distribución se encuentra condicionada a factores como la topografía propia de una zona de altas pendientes y una densa red hidrográfica. Esta situación propició un esperado aumento demográfico, económico y comercial en el distrito de Turrialba (Bedoya, 2005). Así fue como se concibió el proyecto habitacional Jorge Debravo, localizado al sureste de la ciudad de Turrialba.

Este proyecto habitacional consta de 4 etapas y en este momento se encuentra en su cuarta etapa y fase final. Como parte de la infraestructura sanitaria, esta posee tanques sépticos con zona de drenaje en la mayoría de las viviendas, sin embargo no todas poseen las condiciones necesarias para contar con dicho sistema (áreas pequeñas y suelos arcillosos).

El problema específico de la urbanización Debravo es que no cuenta con un sistema de tratamiento que trate las aguas residuales generadas por la población antes de llegar al punto de vertido. Actualmente se conoce que la descarga de aguas se realiza en la Quebrada Bomba. Esta situación existe desde la construcción del proyecto y actualmente la empresa desarrolladora de la urbanización Debravo (ORPIGA S.A) no lo ha solucionado. Ante esta situación la Municipalidad de Turrialba ha decidido denegar los permisos de construcción para ampliar la urbanización hasta no solucionar el problema.

Esta situación persiste, provocando la contaminación y deterioro permanente de los cauces, además de malos olores, aspecto desagradable y enfermedades de transmisión hídrica por la posible contaminación de las fuentes de abastecimiento de agua de la población son los problemas más importantes que sufre la comunidad actualmente.

Es importante mencionar que el problema ha adquirido carácter legal; debido a la problemática general del distrito han sido presentados múltiples recursos de amparo

impuestos por los habitantes más afectados con el objetivo de presionar a la municipalidad para solucionar rápidamente el problema.

En el cantón de Turrialba cuenta con una gran riqueza hídrica la cual es aprovechada para la generación de energía hidroeléctrica, en la cuenca del río Reventazón se ubican tres proyectos hidroeléctricos importantes (ICE, 2010), ellos son:

- Proyecto Hidroeléctrico Angostura
- Planta Hidroeléctrica Río Macho
- Planta Hidroeléctrica Cachí

Específicamente para el caso del proyecto de Angostura, la ausencia de tratamiento de las aguas residuales del distrito y el cantón en general, está provocando un problema que afecta directamente el funcionamiento de dicho proyecto ya que el río Turrialba recoge gran cantidad de las aguas residuales de la ciudad y todas estas son captadas por el embalse. Este problema hace que el lago del embalse no pueda ser aprovechado para el desarrollo de actividades turísticas, recreacionales, ni agrícolas (Bonilla, 1998). Además los sólidos contenidos en las aguas residuales provoca problemas de capacidad del embalse de la represa.

Las razones expuestas anteriormente muestran que realmente, el impacto negativo provocado por la contaminación que se genera producto del vertido de aguas residuales al medio, debe ser un aspecto que el país debe empezar a tomar en cuenta. Este trabajo surge como una respuesta dada ante la crítica situación ambiental que actualmente aqueja al distrito de Turrialba y en general a la totalidad del cantón, ya que en este se propone el dimensionamiento de diversas unidades de tratamiento para la depuración de las aguas de cierto sector del distrito.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

- Seleccionar y dimensionar un sistema de tratamiento de aguas residuales para la urbanización Jorge Debravo y sus alrededores, con el fin de disminuir la problemática

ambiental del distrito y el impacto generado por las aguas residuales crudas que en este momento están siendo son vertidas hacia los cuerpos receptores cercanos.

1.2.2 *Objetivos específicos*

- Proponer una solución integral para una parte del distrito, tomando en cuenta las poblaciones cercanas a la urbanización Jorge Debravo con el fin de que estas también se puedan conectarse al sistema tratamiento propuesto.
- Definir adecuadamente los diferentes parámetros que deben considerarse para el diseño de una PTAR.
- Analizar diferentes sistemas de tratamiento secundario, desde el punto de vista económico y funcional, para determinar cuál es la combinación adecuada para satisfacer las necesidades del distrito.
- Dimensionar el tren de tratamiento de aguas residuales seleccionado.
- Seleccionar el terreno donde será ubicado el sistema mediante el análisis de las ventajas y desventajas de las opciones disponibles en el distrito.
- Elaborar un presupuesto que refleje el costo aproximado del sistema de tratamiento de aguas residuales.
- Realizar recomendaciones finales de construcción y mantenimiento de la planta de tratamiento diseñada.

1.3 Delimitación del proyecto

1.3.1 *Alcances*

El proyecto está orientado a solucionar el problema de las aguas residuales de un sector del distrito central del cantón de Turrialba. Éste surgió a partir de la necesidad de la Municipalidad por solventar un problema que afecta un sector definido de la población, que en este caso se trata de la urbanización Jorge Debravo.

Sin embargo, por el hecho de ser un proyecto de interés municipal, este trabajo se desarrolla bajo un concepto de planificación urbana, con esto se entiende que el proyecto no solo busca resolver las necesidades de tratamiento de aguas residuales de la urbanización Jorge

Debravo, sino que se incluirán más sectores de la población que se encuentren cercanos a dicha urbanización.

La población objetivo se determinará mediante la delimitación de las cuencas de drenaje de la zona de análisis. El sistema se encargará de depurar solamente las aguas ordinarias que drenen por acción de la fuerza de gravedad, hacia el punto donde se colocará el sistema propuesto.

El diseño del sistema de tratamiento de este proyecto, se centrará en el desarrollo del primer módulo que cubrirá las necesidades de la urbanización Jorge Debravo y el otro sector elegido del distrito. Sin embargo el sistema de depuración final podrá contar con unidades modulares adicionales para cubrir las necesidades de la población restante.

Este estudio sirve como modelo a seguir para el diseño de los siguientes módulos, de manera que bajo este procedimiento, la municipalidad pueda encontrar una forma eficiente y eficaz para solucionar el problema de tratamiento de aguas residuales del distrito central de Turrialba.

El sistema se diseñará solo para tratar aguas residuales ordinarias ya que el sector seleccionado, se caracteriza por presentar predominantemente un uso de suelo residencial. Los módulos siguientes podrán suplir las demás necesidades del distrito central en la medida que así se requiera.

Se realizarán pruebas de laboratorio para poder caracterizar las aguas residuales de la zona con el fin de diseñar el sistema de tratamiento adecuado. Esta caracterizará las aguas residuales de la urbanización El Mora, ya que el punto de descarga de las aguas de la urbanización Jorge Debravo es de difícil acceso.

Se evaluarán y analizarán distintos tipos de tratamiento, basando la elección final del sistema mediante el análisis comparativo de las ventajas y desventajas de cada sistema considerado, la disponibilidad de área, comparación de costos de inversión inicial, operación y

mantenimiento aproximados. Lo anterior junto con las recomendaciones sobre el diseño, localización, construcción y mantenimiento del sistema elegido.

Finalmente mostrará el dimensionamiento de las diferentes unidades de tratamiento, así como un esquema del tren de tratamiento propuesto. No se realizarán planos del diseño estructural del sistema, debido a que lo que se plantea es un diseño preliminar.

1.3.2 Limitaciones

Existe poca información sobre la situación actual la red de acueducto y alcantarillado sanitario del distrito. La municipalidad no cuenta con los planos constructivos que permitan tener un mejor nivel de detalle de la situación actual de estas redes.

Tampoco existe con información catastral detallada de la zona, por lo que la estimación de la cantidad de la población se basará en la información de los segmentos censales del INEC disponibles en ProDUS.

Existe cierta incertidumbre con la información de las capas de uso de suelo del distrito, ya que parte de la información obtenida fue generada a partir de interpretaciones realizadas según las imágenes aéreas del proyecto CARTA II (2005).

Para la elaboración del MED se utilizaron curvas de nivel a cada 20 m. El grado de precisión y exactitud del MED depende de la escala de las curvas de nivel, por tanto es posible que el modelo no sea del todo preciso ya que para su realización es necesaria la interpolación de la información disponible.

Se realizará un número limitado de pruebas de laboratorio, debido al costo asociado a los reactivos que se necesitan para realizar dichas pruebas de calidad del agua residual. Dada la dificultad para tomar muestras de las aguas residuales de la urbanización Jorge Debravo, estas pruebas describirán la situación de las aguas residuales vertidas por la población de la Urbanización El Mora, en donde actualmente existe una planta de tratamiento.

No existen datos de consumo mensual de agua potable para el distrito en general, debido a que el acueducto no cuenta con sistemas de micromedición o macromedición, por lo que no se podrá obtener un dato exacto de dotación para el distrito. Para esto se utilizarán datos de dotación de otras localidades del país que presenten similitudes físicas y sociales con el distrito.

Existe una gran limitación en cuanto a espacio disponible para la construcción del sistema de tratamiento cerca de la zona de estudio, por lo que se contemplarán solamente sitios que anteriormente han sido recomendados por la municipalidad para este propósito. La situación legal en la que se encuentren éstos o la dificultad que tengan para ser adquiridos, será considerada mas no será un aspecto primordial a tomar en cuenta para la colocación del sistema.

1.4 Metodología

La metodología se resume en cinco etapas generales que se enumeran y explican a continuación:

1. Recopilación de información y documentación bibliográfica.
2. Visitas de campo.
3. Pruebas de laboratorio y análisis de resultados obtenidos.
4. Determinación y delimitación de la población a servir.
5. Elección y dimensionamiento preliminar del sistema tratamiento.

Etapas 1. Recopilación de información y documentación bibliográfica

En esta etapa consiste en la recopilación de información para fundamentar la base teórica de la investigación. Se estudiaron ampliamente los sistemas de tratamiento existentes, así como los parámetros necesarios para determinar el diseño y el dimensionamiento de dichos sistemas (caudales, parámetros de caracterización de aguas, etapas de tratamientos, tiempos de retención hidráulica, etc.). Además se recopiló información para determinar la población aproximada de la zona, la ubicación de la red de alcantarillado sanitario, curvas de nivel, etc.

Etapa 2. Visitas de campo

En esta etapa se iniciaron las visitas a la urbanización Jorge Debravo para determinar varios aspectos de interés para dar inicio con la investigación, se conocieron los posibles terrenos donde se implementará el sistema de tratamiento y se ampliaron detalles sobre el alcantarillado sanitario y los sistemas de tanque sépticos existentes. También se procedió a visitar las zonas que serán beneficiadas con la realización de este proyecto. Además se visitó la urbanización El Mora en donde se tomaron muestras de agua en la entrada de la planta de tratamiento de la localidad.

Etapa 3. Determinación de parámetros de diseño.

En esta etapa se determinó el caudal de diseño y la composición característica de las aguas residuales de la zona. Esto se realizó mediante la utilización de parámetros teóricos, ya que los resultados de las pruebas de laboratorio no dieron resultados dentro del rango esperado. Además el caudal de aguas residuales no se logró determinar por limitaciones de infraestructura de la planta de tratamiento de El Mora y a que el punto de descarga de la Urbanización Debravo esta en un punto de difícil acceso.

Etapa 4. Determinación y delimitación de la población a servir.

La población abastecida por el servicio, se obtuvo teniendo en cuenta que solo se considerarán las aguas ordinarias drenadas por gravedad hacia el punto donde se colocará el sistema de tratamiento. Por lo tanto, en esta etapa se delimitó la cuenca de drenaje encargada de delimitar la zona beneficiada con la elaboración del proyecto. Para obtener la cuenca de drenaje se realizó el Modelo de Elevación Digital (MED) del distrito, y con las herramientas del sistema de información geográfica ArcGIS.

Etapa 5. Elección y diseño preliminar del sistema de tratamiento.

A partir de la elección del sistema de tratamiento y de la definición de los parámetros de diseño, se dio inicio con el proceso de dimensionamiento del mismo. Además se realizó un presupuesto preliminar y los esquemas constructivos individuales para cada unidad. Finalmente se muestra es el esquema de funcionamiento de la obra diseñada.

En la figura 1 se muestra de manera esquemática, el procedimiento metodológico que se siguió a lo largo del proyecto de graduación.

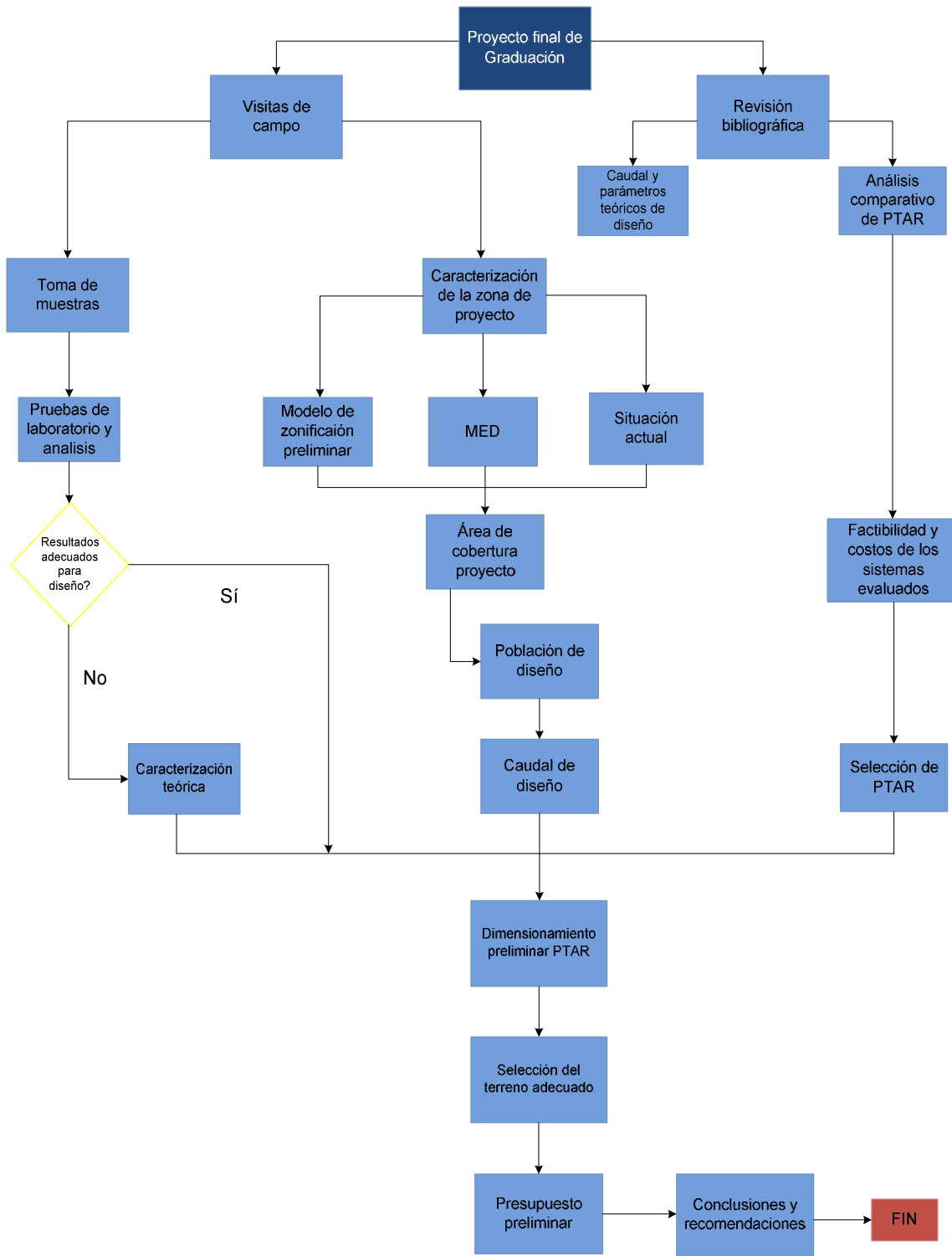


Figura 1.1 Esquema metodológico.

1.5 Legislación y reglamentación vigente

Este apartado describe las diferentes normas, leyes y reglamentos que condicionan, limitan, permiten o prohíben las diferentes consideraciones tomadas en cuenta para el diseño preliminar del sistema de tratamiento de aguas residuales propuesto en este proyecto. A continuación se enlista la legislación y reglamentación vigente:

- Reglamento de Vertido y Reúso de Aguas Residuales (Decreto 33601-MINAE): contiene las normas y los límites que se exigen para el vertido de aguas residuales en diferentes cuerpos receptores de nuestro país.
- Reglamento de Aprobación y Operación de Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales (Decreto 31545-MINAE): este reglamento está relacionado con las normas y procedimientos que se deben de cumplir para poder lograr ubicar los sistemas de tratamiento. Establece retiros según el sistema contemplado y estipula ciertas los lineamientos básicos a seguir en relación a aspectos de seguridad para su ubicación.
- Reglamento para el Control Nacional de Fraccionamientos y Urbanizaciones (INVU, 1982): actualmente el distrito no cuenta con plan regulador. Esta normativa se consideró para el modelo de zonificación preliminar ya que se debe de utilizar en caso de no contar con un Plan regulador; esta norma posee lineamientos que se deben de seguir y cumplir para el desarrollo de nuevas urbanizaciones o fraccionamientos: tamaños de lote recomendados, porcentajes de cobertura, áreas de cobertura para infraestructura básica como calles, aceras y áreas verdes.
- Ley Forestal N°7575 (1996): protege y delimita aspectos que fueron considerados para el análisis de zonificación preliminar al contener reglamentación para la protección de los márgenes de los ríos y el recurso hídrico.
- Reglamentación Técnica para Diseño y Construcción de Urbanizaciones, Condominios y Fraccionamientos (AyA, 2010): regula aspectos de diseño para los acueductos y alcantarillados que se construyan en nuestro país.

CAPÍTULO 2 Caracterización de la zona de estudio

El siguiente capítulo tiene como finalidad describir, caracterizar y analizar diferentes aspectos que se han considerado como importantes para lograr un conocimiento general de la zona de estudio.

Parte de la información utilizada en esta sección, fue obtenida del informe realizado por el Programa de Desarrollo Urbano Sostenible (ProDUS), como parte de los estudios realizados para la Comisión de Manejo de la Cuenca del Río Reventazón (COMCURE), con el fin de lograr una base teórica adecuada para la construcción de planes reguladores en la cuenca alta y media del Río Reventazón, la cual incluye al distrito de Turrialba.

Además se utilizó también información disponible en el “Informe final de los estudios de Factibilidad y Diseños Finales de los Proyectos de Alcantarillado Sanitario en Ciudades Intermedias” realizado por la empresa GEOTÉCNICA (1997) para el AyA.

Es importante mencionar que también se utilizó un informe realizado por la empresa Estudios, Proyectos y Planificación Social Anónima (EPYPSA) para el Instituto de Fomento y Asesoría Municipal (IFAM), como parte del Programa de Agua Potable y Saneamiento para el nivel Subnacional (CR-T1034, 2009)

2.1 Reseña histórica

En la época precolombina, el valle de Turrialba y los alrededores del mismo, se encontraban habitados por tribus huetares, este poseía un área extensa que, como cita Salazar (1970) “...lindaba con los pueblos caribes a la altura de Chirripó y la provincia de Suerre”.

En la época de la colonia, esta zona se encontraba dividida en dos asentamientos conocidos como *Turrialva* la grande y *Turrialva* la chica. La primera comprendía los actuales poblados de Aquiares, Colorado, Santa Cruz; y la segunda se localizaba en donde actualmente se encuentran los poblados de Margot, Azul, Jesús María, Alto Varal, Cimarrones y Lajas (GEOTÉCNICA S.A, 1997). En la Figura 2.1. se puede observar la ubicación de ambos asentamientos, ambos localizados en cada una de las dos márgenes del río Turrialba.

Después de la época de la independencia fue que se empezó a dar el surgimiento de Turrialba como asentamiento consolidado y luego como ciudad. Esta transición se dio gracias a varios hechos históricos: el primero de ellos en 1828, siendo Jefe de Estado Juan Mora Fernández, se incentivó la colonización agrícola de la zona y se cedieron terrenos para la explotación agropecuaria (GEOTÉCNICA S.A, 1997). Otro hito histórico que propuso cambios radicales dentro de la estructura económica, política y social de la zona fue la construcción del ferrocarril al Atlántico, y para confirmar este hecho, en su investigación Bedoya (2005) menciona que:

“Con la culminación del ferrocarril en 1890 se integraba el Caribe con el Valle Central, Limón con la capital y las principales cabeceras de provincia de República, y vendría a ser prácticamente el origen de Turrialba, la ciudad y el cantón, una zona con identidad propia. El transporte de esta manera mejorado para la economía del país y para la región en particular, aunado a las determinantes ambientales que favorecieron la producción para la exportación del venerado “grano de oro” entre otros productos: cacao y banano, así el ganado de carne y leche, entre otros productos de subsistencia y demanda local (p.8)”.

Las condiciones favorables para la producción cultivos como el café y el cacao (clima y suelos de tipo aluvial y volcánico), que siempre han sido considerados como cultivos que sustentaron la base del crecimiento de las exportaciones y consecuentemente de la economía del país, hicieron que Turrialba creciera y se consolidara rápidamente como ciudad.

Ya para la primera mitad del siglo XX, durante el gobierno del entonces presidente Alfredo Gonzales Flores, es que se le otorga el título de villa mediante el Decreto 20 del 18 de octubre de 1915. Turrialba es declarada como ciudad en 1925 por medio de la Ley 96 del 1 de agosto, durante el gobierno de Ricardo Jiménez Oreamuno (Bedoya, 2005).

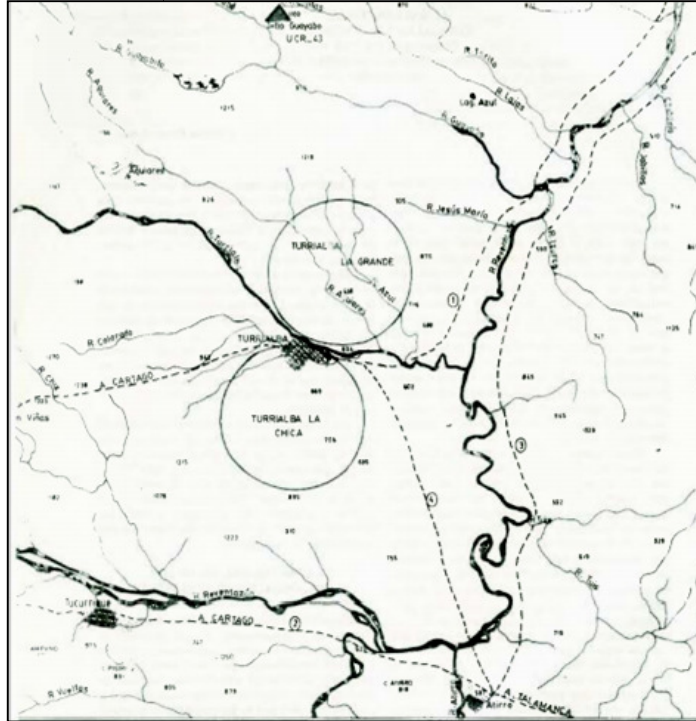


Figura 2.1 División de Turrialba en la época precolombina.

Fuente: Ibarra, 1985

2.2 Situación geográfica y política

Turrialba corresponde al cantón número cinco de la provincia de Cartago. Se localiza a aproximadamente 64 Km al este de la provincia de San José y a 108 Km de Puerto Limón. El cantón se localiza entre las siguientes coordenadas:

519.000-576.455 E

1.047.880-1.116.416 N

Estas coordenadas corresponden al sistema de ubicación geográfico denominado Costa Rica Transversal Mercator 05 (CRTM05). Actualmente el cantón Turrialba se compone de 12 distritos, en el cuadro 2.1 se muestra el área que comprende cada distrito y su porcentaje con respecto al área total del cantón.

Cuadro 2.1. Distribución y porcentaje de área de los distritos del cantón de Turrialba.

| Número | Distrito | Área (km ²) | Porcentaje (%) |
|--------|----------------|-------------------------|----------------|
| 1 | Turrialba | 56.1 | 3.53% |
| 2 | La Suiza | 160.9 | 10.13% |
| 3 | Peralta | 9.53 | 0.60% |
| 4 | Santa Cruz | 124.9 | 7.87% |
| 5 | Santa Teresita | 60.0 | 3.78% |
| 6 | Pavones | 42.0 | 2.65% |
| 7 | Tuis | 39.1 | 2.46% |
| 8 | Tayutic | 72.9 | 4.59% |
| 9 | Santa Rosa | 22.3 | 1.41% |
| 10 | Tres Equis | 36.8 | 2.32% |
| 11 | Chirripó | 943 | 59.4% |
| 12 | La Isabel | 19.95 | 1.3% |
| Total | | 1587 | 100% |

Fuente: ProDUS, 2010

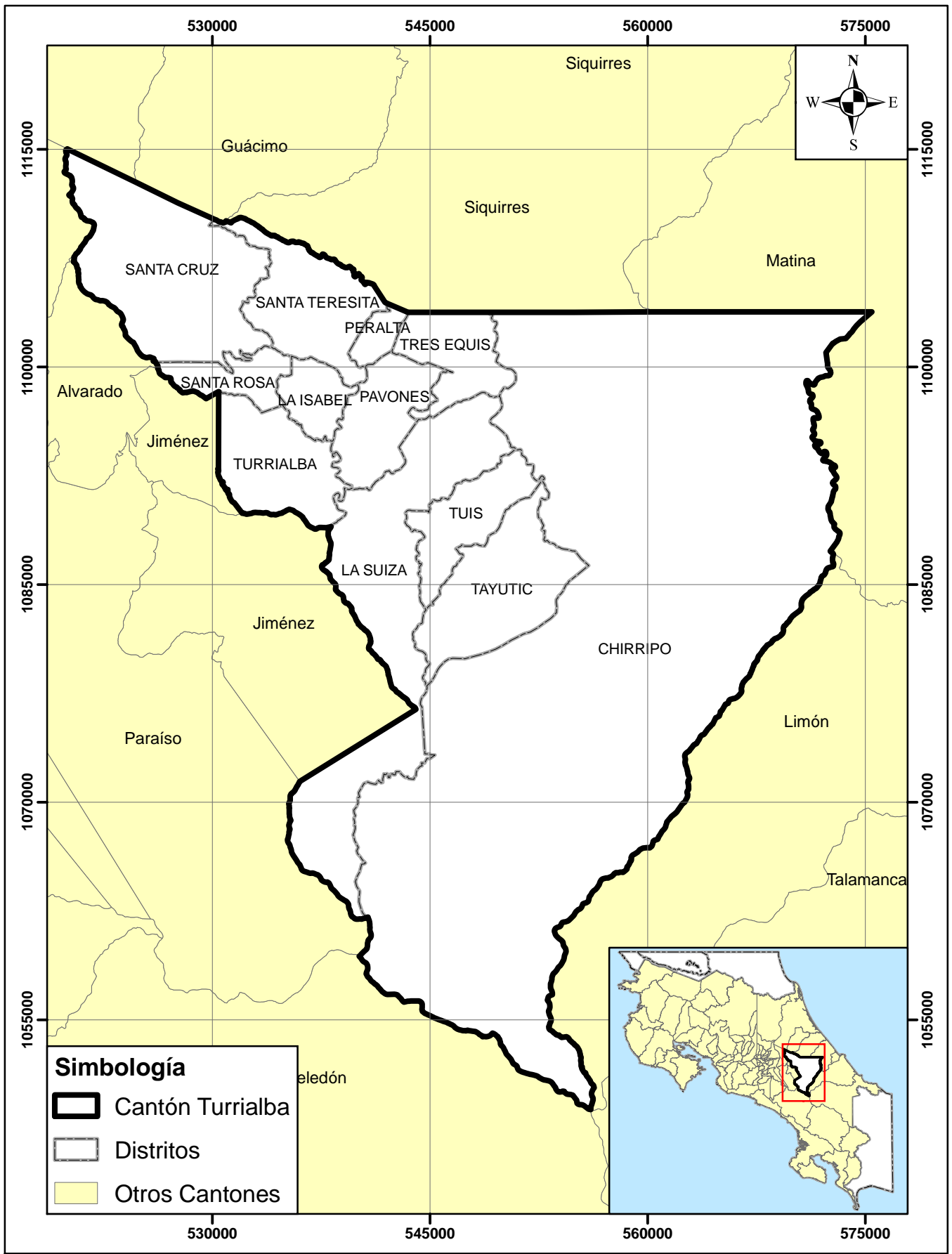
El cantón limita al norte con los cantones de Pococí, Guácimo, Siquirres y Matina; al este con el cantón de Limón; al oeste con Jiménez, Oreamuno, Alvarado y Paraíso y al sur con Pérez Zeledón. En el mapa 2.1 se puede observar con mejor detalle la ubicación del cantón. En este mapa también se muestra la distribución y ubicación de cada uno de los distritos que componen el cantón y así como sus límites.

La urbanización Jorge Debravo, lugar en el que se desarrollará el proyecto se localiza en el distrito central de Turrialba. Este distrito, tal y como se observa en el cuadro 2.1 tiene un área de aproximadamente 56.1 Km² y se encuentra ubicado en la parte oeste del cantón, entre las siguientes coordenadas CRTM05:

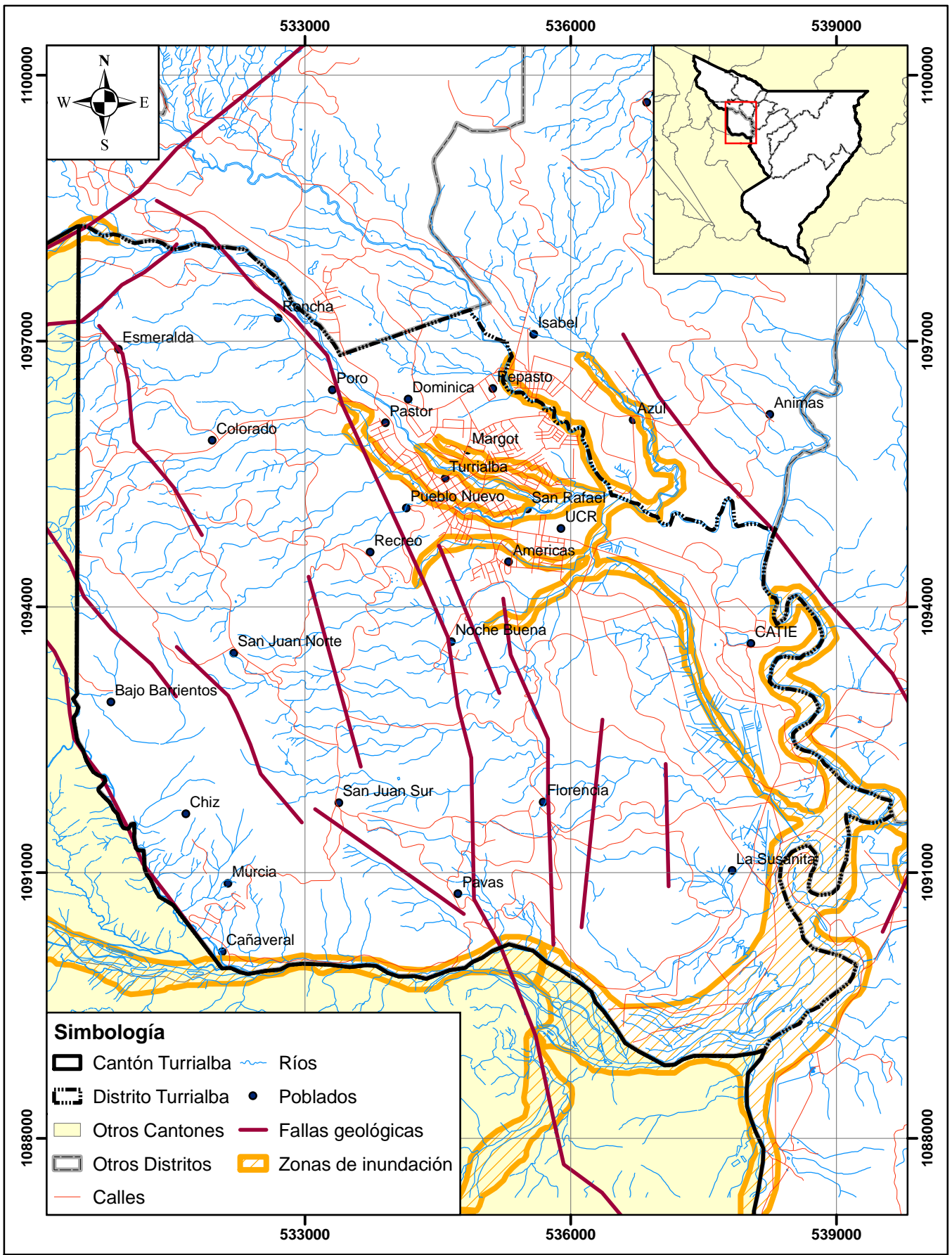
530.378-540.079 E

1.088.698-1.100.725 N

El mismo limita al norte con los distritos de Santa Rosa y La Isabel, al Este con Pavones y La Suiza; y al Suroeste limita con el cantón de Jiménez de Cartago. En el mapa 2.2 se observa la ubicación tanto del distrito central como de la urbanización Jorge Debravo.



Mapa 2.1. Ubicación del cantón de Turrialba



Mapa 2.10. Amenazas naturales del distrito de Turrialba

2.3 Aspectos físicos

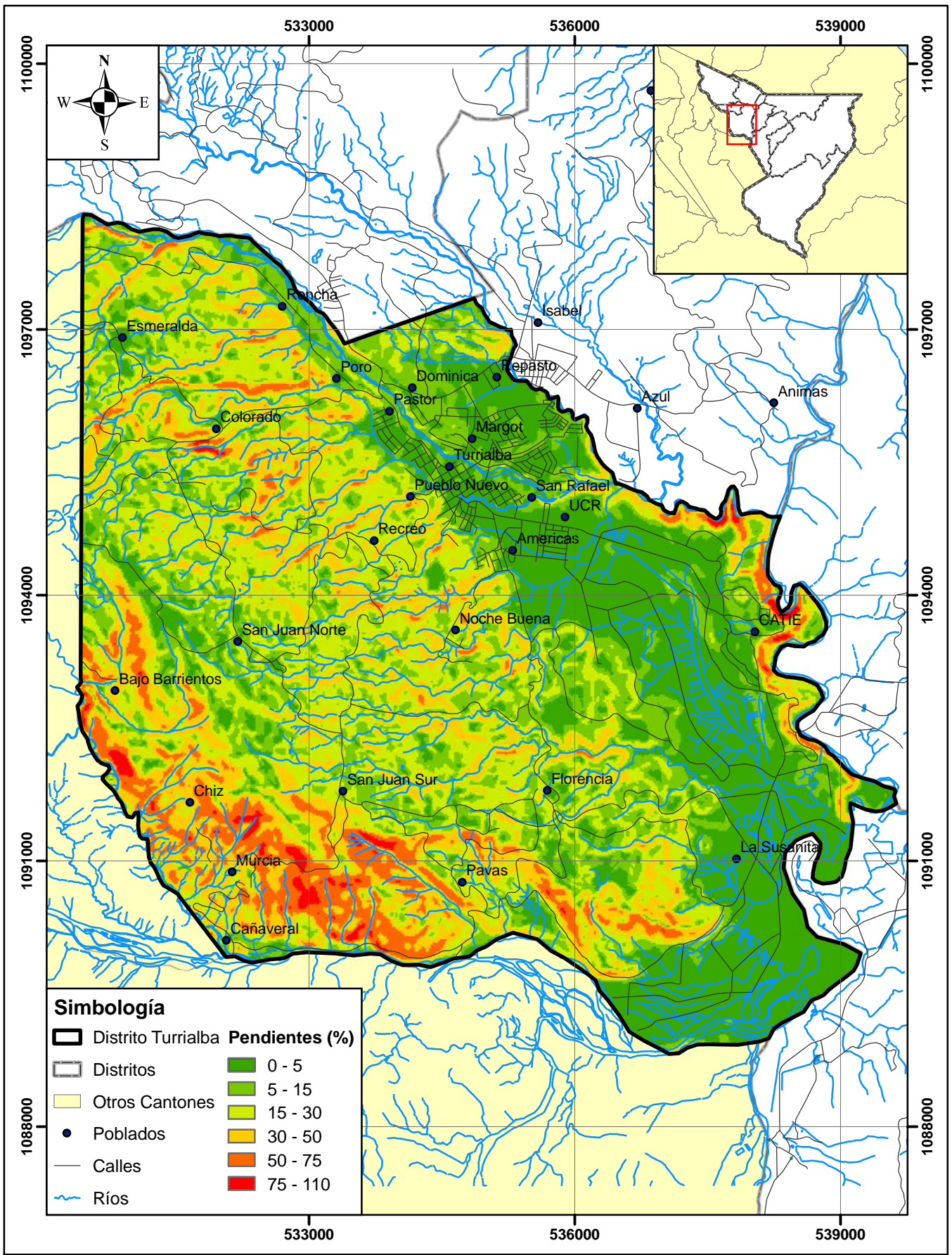
2.3.1 Topografía

2.3.1.1 Pendientes

Turrialba se caracteriza por presentar un relieve de tipo variado, ya en algunos sectores este presenta pendientes muy elevadas y en otros pendientes de tipo moderadas a muy bajas. La ciudad, localizada en el distrito central, se encuentra rodeada de dos montañas que presentan altas pendientes, lo cual hace que la ciudad de Turrialba presente las características topográficas de un valle.

En el mapa 2.3. se muestra la distribución espacial de las pendientes que componen el distrito, y se encuentran expresadas en términos de porcentajes. Aquí se observa que las mayores pendientes se encuentran en los alrededores de la ciudad de Turrialba, encontrándose en su mayoría al lado suroeste del cantón. La pendiente promedio del cantón es de 19.8%, mientras que la pendiente máxima es de 110%.

Para clasificar las pendientes del distrito, se utilizó el mismo rango de clasificación que se encuentra en el informe confeccionado por ProDUS para la COMCURE. En él se establece que las pendientes de 0% a 5% se clasifican como relieves planos, los terrenos se consideran ondulados cuando las pendientes se encuentran entre el 5% y 15%, cuando las pendientes oscilan entre el 15% y 30% la topografía se clasifica como de tipo fuertemente ondulada, los relieves escapados poseen pendientes entre el 30% y 50%, los relieves clasificados como fuertemente escarpados presentan pendientes entre el 50% y 75%, y finalmente se considera que el terreno es de tipo montañoso cuando las pendientes superan el 75%. Los rangos en los que se clasificaron las pendientes del distrito y el grado de cobertura presente en el cantón se muestran en el cuadro 2.2.



Mapa 2.3. Porcentaje de pendientes presentes en el distrito de Turrialba

Cuadro 2.2 Porcentaje de pendientes, clasificación y distribución porcentual con respecto al área total del distrito de Turrialba.

| Pendientes (%) | Relieve | Área (Km ²) | Porcentaje |
|----------------|-----------------------|-------------------------|------------|
| 0-5 | Plano | 14.611 | 26.1% |
| 5-15 | Ondulado | 12.614 | 22.5% |
| 15-30 | Fuertemente ondulado | 16.036 | 28.6% |
| 30-50 | Escarpado | 9.048 | 16.14% |
| 50-75 | Fuertemente escarpado | 3.366 | 6.00% |
| > 75 | Montañoso | 0.394 | 0.70% |
| Total | | 56.1 | 100% |

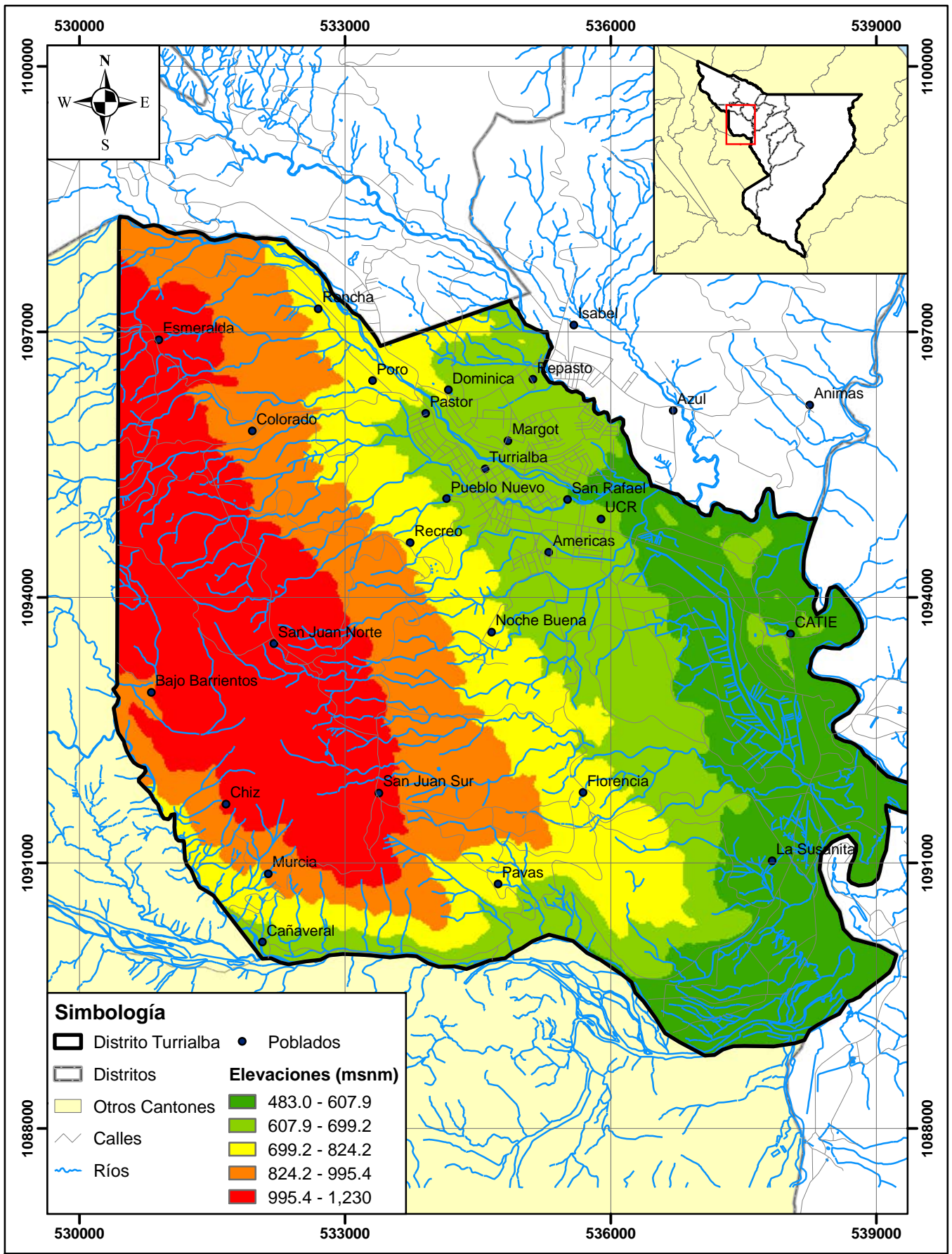
Fuente: ProDUS, 2010

Una ligero análisis del cuadro 2.2 muestra que existe un área considerable del distrito que posee pendientes de muy bajas a bajas, ya que aproximadamente un área de 43.3 Km² (77.1%) presenta características de relieve de plano a fuertemente ondulado (0% - 30%); ésta última categoría representa una limitante en cuanto a desarrollo constructivo se refiere, ya que en términos de regulación territorial no es aconsejable permitir el desarrollo urbano de zonas con pendientes entre los rangos de 20 a 30%. Esto se explicará más adelante en el capítulo 4, sección 4.1.2.2.

2.3.1.2 Elevaciones

El mapa 2.4, muestra el modelo de elevación digital (MED), en el cual se puede notar la variación de las elevaciones que conforman el relieve del distrito central. En él se puede notar que la altura y las pendientes del relieve decrecen en dirección de noroeste a sureste. Esta condición pone en evidencia una ligera pendiente que contribuye a la formación de un punto de convergencia para las aguas y los ríos que drenan el cantón, entre ellos el río Turrialba cuyo efluente contribuye al caudal del río Reventazón, localizado al este del distrito.

El rango de elevaciones establecido va desde los 483 msnm hasta los 1230 msnm aproximadamente. La elevación promedio del distrito es de 796 msnm. La distribución porcentual en términos de área en relación con el área total del distrito muestra en el cuadro 2.3.



Mapa 2.4. Elevaciones presentes en el distrito de Turrialba

Cuadro 2.3. Elevaciones y distribución porcentual con respecto al área total del distrito de Turrialba.

| Elevación (msnm) | Área (Km ²) | Porcentaje de cobertura |
|------------------|-------------------------|-------------------------|
| 483 - 607.9 | 11.33 | 20.2% |
| 607.9 - 699.2 | 12.22 | 21.8% |
| 699.2 - 824.2 | 9.80 | 17.49% |
| 824.2 - 995.4 | 10.35 | 18.47% |
| 995.4 – 1230 | 12.36 | 22.0% |
| Total | 56.1 | 100.0% |

Fuente: ProDUS, 2010

Los intervalos mostrados en el cuadro 2.3 fueron conformados por medio del sistema de información geográfica ArcGIS, de acuerdo al método estadístico de agrupación de datos denominado Intervalo Geométrico.

La metodología estadística del intervalo geométrico, tiene como finalidad asegurarse de tener rangos de clasificación con aproximadamente el mismo tamaño de intervalo y que el cambio entre intervalos sea consistente. Con esto se logra obtener una variabilidad mínima entre los datos que contiene cada intervalo. Este método es empleado comúnmente para representar resultados de tipo cartográficos, ya que fue diseñado específicamente para acomodar datos continuos (ESRI Inc., 2008).

En la Figura 2.2 se muestra el modelo tridimensional de las elevaciones que conforman la topografía de la zona de estudio. Se puede notar que el distrito se encuentra rodeado de montañas cuyas elevaciones decrecen hacia el centro de la ciudad; las menores elevaciones se encuentran al este y noreste de la urbanización Jorge Debravo.

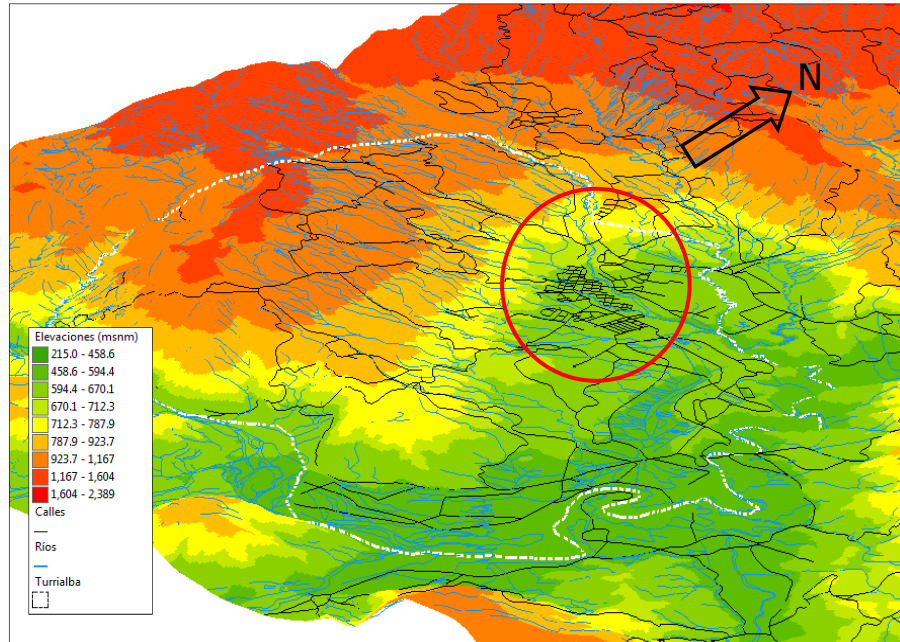


Figura 2.2. Modelo de elevación digital (MED) del cantón de Turrialba.

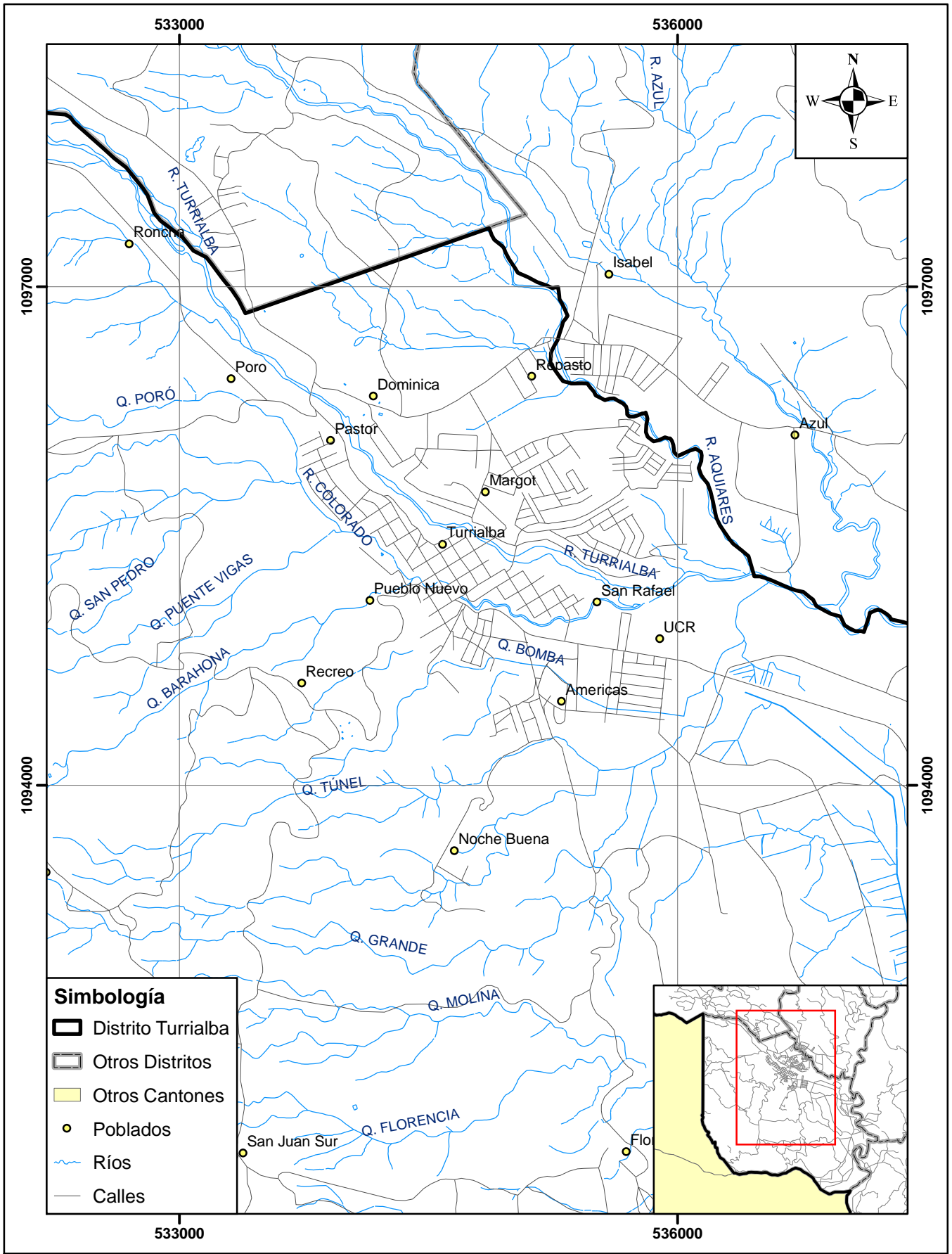
2.3.2 Hidrografía

Turrialba, debido a la configuración de la topografía, se compone de una compleja red hídrica que drena permanentemente el distrito y parte importante del cantón. En la Figura 2.2 se puede observar con mejor detalle la presencia de dos líneas divisorias de aguas, las cuales corresponden a las cumbres de las montañas que rodean el distrito (color rojo en la Figura 2.2) ubicadas al oeste del mismo.

El distrito de Turrialba se encuentra drenado por cuatro ríos importantes, estos son:

1. Río AQUIARES
2. Quebrada Túnel
3. Río Colorado
4. Río Turrialba

En el mapa 2.5., se observará la ubicación espacial de los ríos enumerados anteriormente.



Mapa 2.5. Hidrografía del distrito de Turrialba

El río Aquiares se encuentra en la parte Noreste del cantón, este recorre el distrito muy cerca de la margen izquierda del río Turrialba en la dirección noroeste – sureste. La quebrada Túnel se encuentra al sur del distrito, esta pasa cerca a lo que se conoce como Barrio Las Américas (Clorito Picado) y a la Urbanización Jorge Debravo, esta última es atravesada por la quebrada Bomba por medio de un angosto canal que desemboca en el cauce de la Quebrada Túnel, cuyo caudal presenta una dirección con sentido suroeste-noreste; ésta quebrada finaliza como afluente del río Turrialba.

En épocas lluviosas estos ríos tienden a aumentar su caudal considerablemente y de esta forma tienden a inundar ciertos sectores del distrito, especialmente la zona donde se ubica la urbanización Debravo. La Figura 2.3 muestra las fotografías de la quebrada Bomba, en donde se puede observar la clara invasión del cauce de la quebrada. Esto ha ocasionado problemas de inundaciones que se detallarán en la sección 2.3.7.



Figura 2.3. Fotografías de la Quebrada Bomba, Urb. Jorge Debravo

Por otro lado, el río Colorado atraviesa el centro de la ciudad de Turrialba con dirección este-oeste. En este río se hace una importante descarga de aguas residuales del distrito, provocando serios problemas de contaminación.

El río Turrialba recibe los caudales de los mencionados ríos y quebradas; a su vez este se convierte en afluente del río Reventazón que finaliza su cauce en el mar Caribe. Particularmente el río Turrialba, a diferencia de los mencionados anteriormente, presenta un caudal inestable que varía significativamente según la época del año, por lo que con el

incremento de las lluvias, y con el consecuente incremento de caudal de los afluentes, se generan problemas de desbordamientos en la margen derecha del mismo, cerca de la salida este de la urbanización Carmen Lyra.

2.3.3 Geología

Desde el punto de vista geológico, el cantón de Turrialba posee varias formaciones conformadas por materiales de los períodos Terciario y Cuaternario. Estos materiales poseen diferentes orígenes: sedimentario (abanicos aluviales y coluvios), volcánico (lavas, lahares y piroclastos) e intrusivo (rocas cuyo proceso de enfriamiento es lento y cuya formación se da en el interior de la corteza terrestre).

Sin embargo es importante aclarar en este caso que los materiales que componen la geología del cantón varían en función de la época en la que fueron formados, por ejemplo los materiales originarios del periodo Terciario corresponden a materiales sedimentarios, volcánicos y rocas intrusivas. En el periodo cuaternario las formaciones se componen de materiales de origen volcánico y sedimentario.

A nivel cantonal Turrialba está constituido por un total de ocho formaciones geológicas. A continuación muestra una breve descripción de los materiales que componen dichas formaciones. (Salazar, 1970)

1. Formación Tuis

Constituye a la unidad estratigráfica más antigua de Turrialba; dicha formación está compuesta por limolitas y areniscas color marrón, conglomerados, coladas de basalto y aglomerados de forma alterna. Estos depósitos se pueden observar actualmente en los alrededores del poblado que lleva su nombre, el río Platanillo y en las quebradas Danta, Alcantarilla, Ganga y en la margen derecha del Río Pacuare (ICE, 2002). Se dice que esta formación es del periodo geológico Eoceno.

2. Formación Las Ánimas

Compuesta de materiales calizos con interestratificación de debris tobáceo que revelan la iniciación de un vulcanismo terciario. La misma se puede encontrar en el área donde se encuentra el poblado denominado Azul. Junto con este material calizo se puede encontrar tramos compuestos de conglomerados de areniscas muy meteorizadas, de color azul verdoso, esta característica dio origen al nombre del poblado localizado cerca a esta formación (Salazar, 1970).

3. Formación Senosri

Denominada así por Sarper en 1937. Esta formación presenta una alternancia entre calcoarenitas areniscas de grano medio color verde a grisáceo, calizas brechadas y calizas organógenas, en un tramo que va desde las Ánimas hasta las cercanías de Peralta. Los materiales que componen dicha formación se disponen en capas hasta formar estratos que poseen un espesor máximo de 700 m. esta formación se encuentra por encima de la formación Tuis (Geología de Turrialba: Una historia de 60 millones de años, 2002). Según menciona Dóndoli, se cree que ésta se formó entre los períodos Oligoceno Superior y Mioceno Bajo.

4. Formación Calizas Punta Pelada

Esta formación se encuentra formada por un conjunto de calizas arrecifales, masivas y bioclásticas, además de conglomerados, brechas calcareas y areniscas que en conjunto poseen un espesor entre 20 y 40 m. estos materiales se depositaron sobre la formación Senosri y poseen una distribución irregular y un pequeño tamaño de menos de 20 m² por 5 m de espesor. Esta misma se puede encontrar en las cercanías de las localidades de Jesús María y San Martín (ICE, 2002).

5. Formación del Conglomerado Arenisca

Esta formación fue nombrada por el Dr. César Dóndoli en 1954 y consiste en una sucesión alternada de depósitos conglomerádicos y arenáceos, con bajas pendientes que no sobrepasan los 20°. Estos materiales conglomerados presentan la característica

de estar formados por piezas pequeñas de rocas ígneas junto con fragmentos de rocas sedimentarias (Salazar, 1970).

Su distribución espacial se cataloga como amplia, ya que esta se extiende desde el sur de la ciudad de Turrialba hasta el sur de San José. Esta formación posiblemente surgió en el periodo Oligo-Miocénica.

6. Formación Uscari

Denominada así por A. Olsson en el año 1922, dicha formación se originó en el periodo Oligoceno Superior y Mioceno Inferior. Se compone predominantemente por lutitas suaves, pero también se pueden encontrar limolitas, calizas y areniscas color café. Posee un amplia extensión y es interrumpida por el curso del río reventazón en la zona de Peralta. (Salazar, 1970)

7. Formación Río Banano /Gatún

Esta formación se compone principalmente de materiales como areniscas, lutitas y conglomerados, todos formado de material clástico de origen volcánico y calcáreo. Esta posee un espesor mínimo de 200 m y se logró depositar por encima de la formación Uscari. Estos depósitos ocurrieron entre el periodo Mioceno y la parte inicial del Plioceno (ICE, 2002).

8. Formación Suretka

Esta formación fue así nombrada por Karl Sarper en el año 1905 y corresponde a conglomerados de materiales de muchos tamaños tales como areniscas, lentes de arcilla y basalto. Su distribución es amplia y cubre las anteriores. Se puede encontrar en los túneles del ferrocarril a Limón. Esta formación corresponde al periodo del Plioceno y es la que cubre los materiales de la formación Río Banano o Gatún (Percy & Lucke, 2007).

9. Formación Doán

Esta formación sobreyace los depósitos que conforman las formaciones Uscari, Río Banano y Suretka. Esta misma se compone por materiales de origen volcánico que fueron depositados por coladas de lavas y flujos laharicos, producidos a partir de condiciones

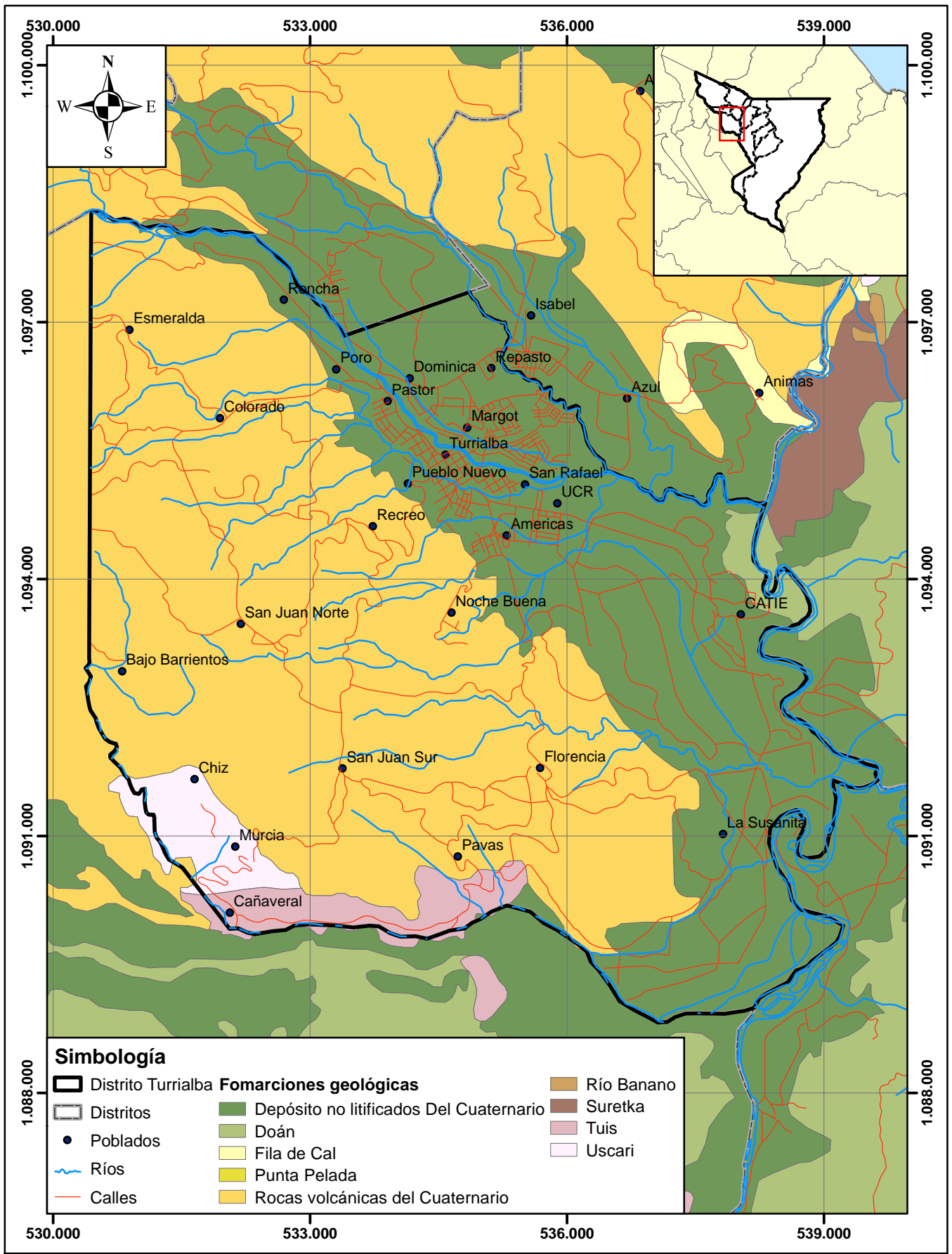
aluviales. Litológicamente estos materiales son brechas y conglomerados volcánicos con ocasionales depósitos de tobas. Geográficamente esta formación se puede localizar en el centro y en la parte suroeste de la hoja Tucurrique. Surgió en el periodo Plioceno hace aproximadamente 5 millones de años (ICE, 2002).

10. Formación El Aglomerado

Formada en el período Plioceno-Pleistoceno, fue denominada así en su estudio por el Dr. César Dóndoli con el fin de citar un conglomerado formado por piezas de diferentes tamaños, cuyo origen es principalmente andesítico y basáltico. Es una formación de conglomerados no estratificados, esto quiere decir que se presenta una distribución de materiales más o menos desordenada. En Turrialba, esta formación constituye el basamento del río Turrialba y se extiende a lo largo de la carretera de Pavones, así como también sobre el lado de Santa Cruz (Salazar, 1970).

Es importante recordar que posteriormente a estas formaciones, originadas en el Terciario, fue en el periodo Cuaternario donde se inició un proceso de intenso vulcanismo, el cual generó intensas coladas de material andesítico que se fueron descendiendo desde el volcán Turrialba hasta llegar a extenderse sobre el valle de la ciudad actual y que en numerosas ocasiones llegó a interrumpir el cauce del Río Reventazón, generando temporalmente la formación de depósitos lacustres y fluviolacustres. La intensa actividad volcánica y las temporales formaciones de inundaciones producto de las coladas de lava, demuestran que el área alrededor del poblado central del distrito de Turrialba se rellenó rápidamente con material sedimentario.

En el Mapa 2.6 *Formaciones geológicas presentes en el distrito de Turrialba*, se muestra la ubicación de dichas formaciones. En él se puede observar que, tal y como se menciona anteriormente, el centro de la ciudad de Turrialba se encuentra asentada sobre materiales sedimentarios del periodo cuaternario.



Mapa 2.6. Formaciones geológicas presentes en el distrito de Turrialba

2.3.4 Geomorfología

Según un estudio de amenazas naturales en la cuenca del río Turrialba, existen tres formaciones geomorfológicas principales en la cuenca del río Turrialba (UNESCO, 2000), lugar donde se ubica la ciudad de Turrialba y la Urbanización Jorge Debravo. Estas formaciones se subdividen en fenómenos más específicos que las caracterizan, a continuación se presenta una breve descripción de cada una de las formaciones que han contribuido con la formación del relieve del distrito de Turrialba:

1. Formaciones de origen volcánico:

Estas formaciones han sido originadas en parte por la presencia y actividad de los volcanes Turrialba e Irazú, además de otras formaciones volcánicas que ya han desaparecido bajo sus propias emisiones (UNESCO, 2000). En el distrito de Turrialba se pueden observar las siguientes categorías:

- a) Coladas de lava (VCL): coladas de lava, algunas meteorizadas, con sectores cubiertos por depósitos piroclásticos.
- b) Depósitos de avalancha volcánica (VAV): consiste en una sucesión de bloques volcánicos inmersos en una matriz arenosa de media a gruesa. Esta surgió como consecuencia del colapso de la ladera sureste del cráter antiguo.
- c) Escarpe de cráter antiguo (VCA): corresponde a escarpes de estructuras volcánicas ya desaparecidas, compuestos principalmente de materiales lávicos.
- d) Depósitos laháricos (VDL): sectores caracterizados por tener pendientes planas, estos se formaron por la depositación de flujos de lodo provenientes del volcán.

2. Formaciones de origen denudacional:

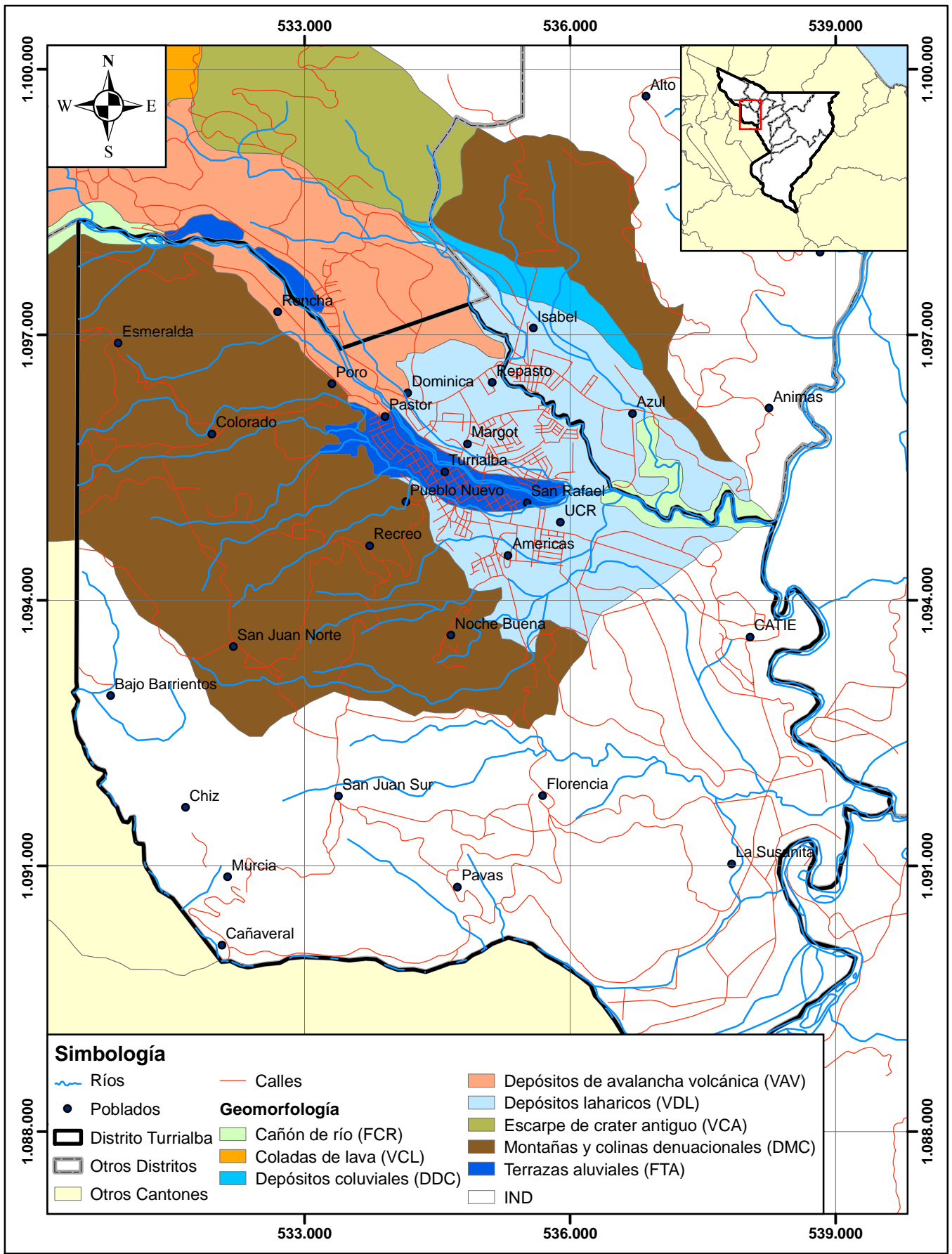
Estas formaciones deben su origen a eventos asociados a la inestabilidad de laderas, tales como derrumbes y deslizamientos (UNESCO, 2000). Las siguientes formaciones son las que se pueden observar en el distrito de Turrialba:

- a) Montañas y colinas denudacionales (DMC). Corresponden a colinas y montañas fuertemente disectadas por cursos de agua, estas muestran algunos sectores propios deslizamientos. Estas formaciones montañosas son las que rodean al distrito tanto al norte como al sur del mismo.
- b) Depósitos coluviales (DDC): sectores cubiertos por depósitos coluviales, producto de la inestabilidad de laderas, localizados en los sectores con alta pendiente.

3. Formaciones de origen aluvial:

- a) Terrazas aluviales (FTA): Depósitos aluviales producto de causas antiguas del río Turrialba, compuestos de bloques de lavas redondeados o subredondeados.
- b) Cañón de río (FCR): corresponden formaciones producto de la profundización de los cauces de los ríos, presentan pendientes muy altas y problemas de inestabilidad de laderas.

El mapa 2.7 muestra la ubicación de las formaciones geomorfológicas de la cuenca del río Turrialba, esta información fue generada por la Escuela Centroamericana de Geología y se obtuvo del estudio de amenazas naturales realizado para dicha cuenca por la UNESCO (2000).



Mapa 2.7. Formaciones geomorfológicas presentes en el distrito de Turrialba

2.3.5 Litología y suelos.

En el cantón de Turrialba existen diferentes factores geomorfológicos que a lo largo de los años han contribuido de manera constante a la formación del relieve y el suelo del cantón. Aspectos como la configuración de la topografía, la presencia de un relieve montañoso en el flanco oeste del cantón, la extensa red hidrográfica que caracteriza el cantón y la cercanía del volcán Turrialba, explican porque los suelos del centro del distrito están compuestos por materiales muy heterogéneos.

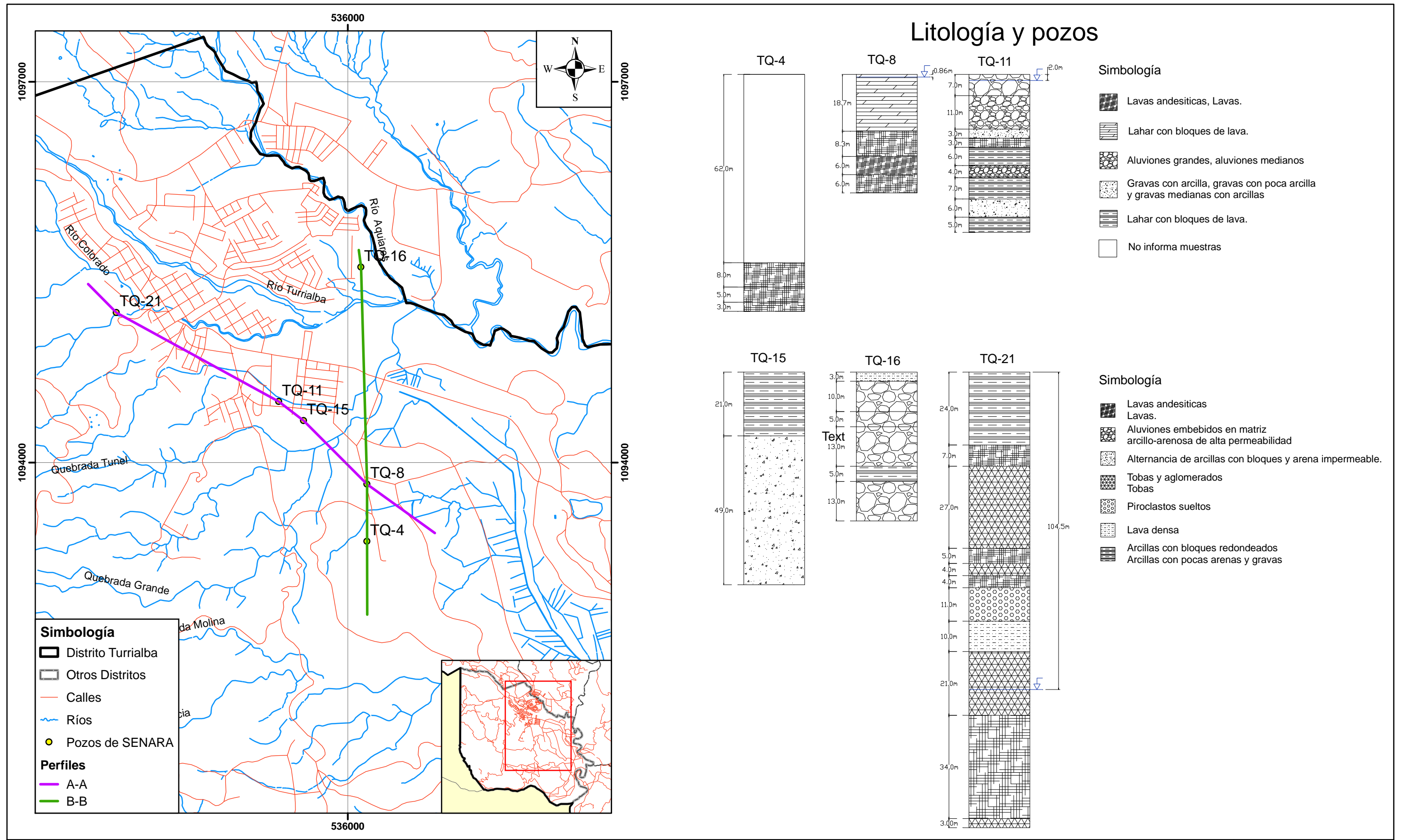
En el Mapa 2.8. se muestra la ubicación de los puntos que corresponden a la localización de diferentes perforaciones realizadas por el Servicio Nacional de Aguas Subterráneas (SENARA) cuyo objetivo es describir y caracterizar la composición de los estratos litológicos de la zona.

En el mismo mapa se muestran los perfiles A-A y B-B, que se trazaron en función de la ubicación de las perforaciones. En el Anexo 1. se muestra la información litológica detallada de los pozos perforados a un radio de 2 km de la urbanización Jorge de Bravo. Esta composición litológica permite estimar de forma preliminar la presencia de formaciones aptas para la formación de acuíferos de diversos tipos.

El estudio realizado por EPYPSA (2009) menciona que en Turrialba existen acuíferos de origen volcánico que se localizan en el flanco noroeste del cantón, cercanos a los alrededores del volcán Turrialba. Esta zona es ideal para la recarga debido a factores como los altos niveles pluviométricos, altitud, y los materiales volcánicos permeables.

A pesar de poseer información litológica del distrito, esta no resulta ser suficiente para poder determinar con precisión la composición de los estratos subyacentes de la ciudad de Turrialba, por lo tanto en la Figura 2.4. Se presenta una propuesta de cual podría ser la estratigrafía de la línea de Perfil A-A.

La Figura 2.5. muestra el trazado de la línea de perfil B-B. Aquí no se pudieron encontrar correlaciones entre los estratos, debido a que posiblemente existe una falla paralela al cauce del río que está provocando movimientos relativos, lo cual genera diferencias litológicas importantes. (Zúñiga, 2011)



Mapa 2.8. Pozos y perfiles litológicos, en el distrito de Turrialba.

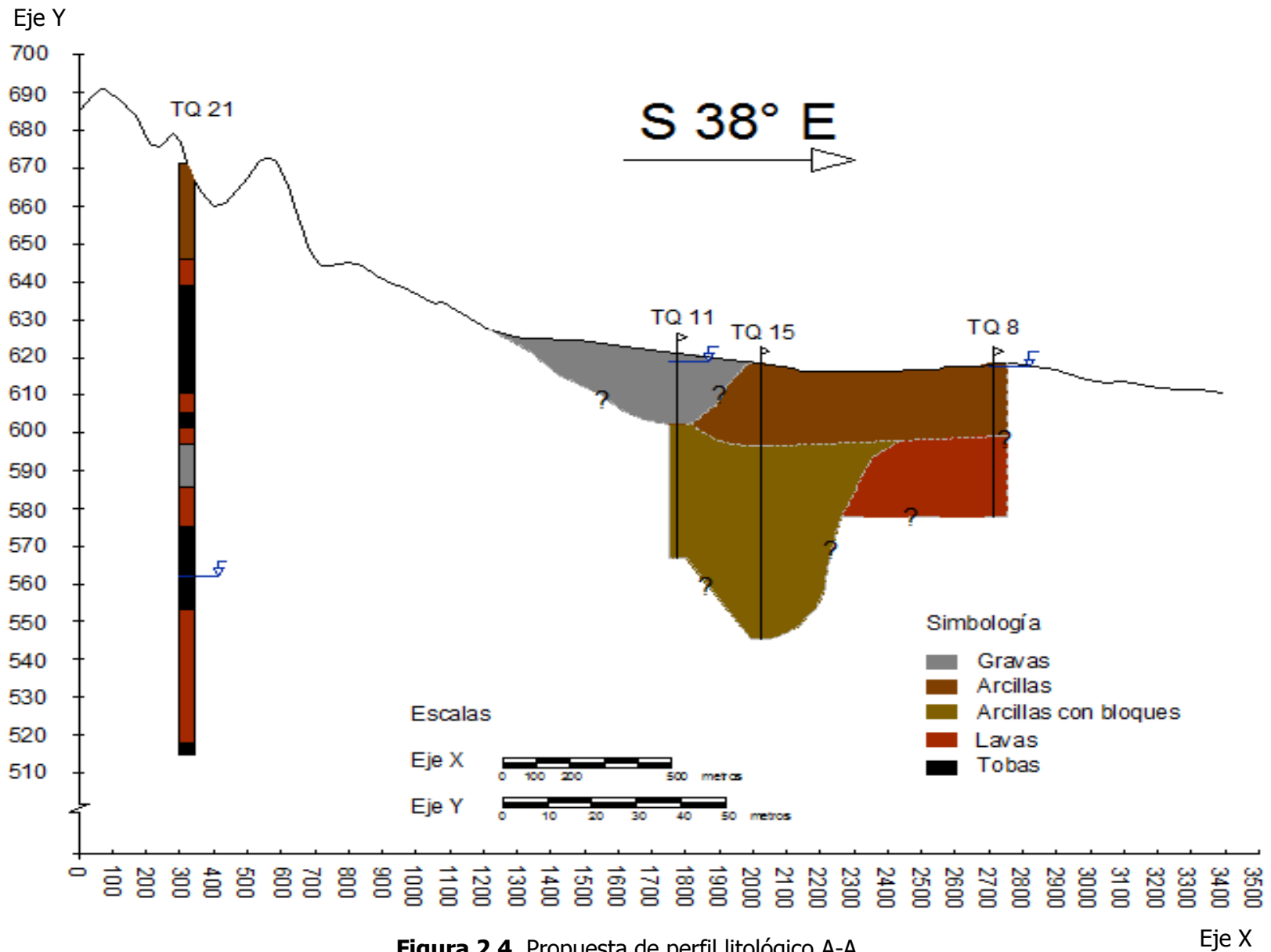


Figura 2.4. Propuesta de perfil litológico A-A.

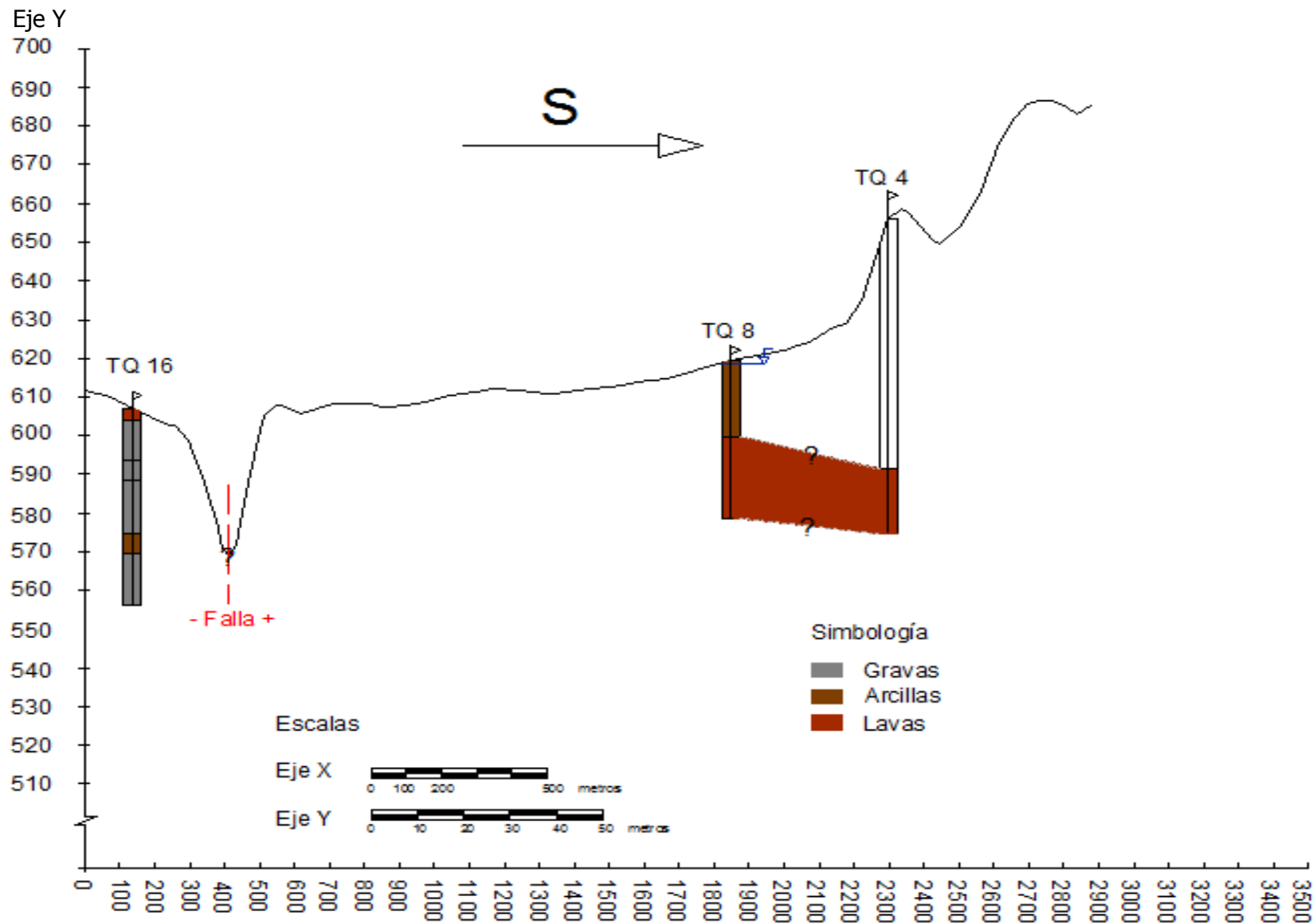


Figura 2.5. Propuesta del perfil litológico B-B.

Eje X

2.4 Clima

Los siguientes datos meteorológicos, fueron obtenidos de la estación meteorológica del Centro Agronómico Tropical de Investigación Y Enseñanza (CATIE). Esta es una estación calificada como Clase A, por lo que resulta una herramienta muy útil para describir aspectos como precipitación, temperatura, humedad relativa, evapotranspiración, brillo solar y velocidad del viento. Sin embargo para esta sección sólo se tendrán en cuenta los resultados de los tres primeros parámetros.

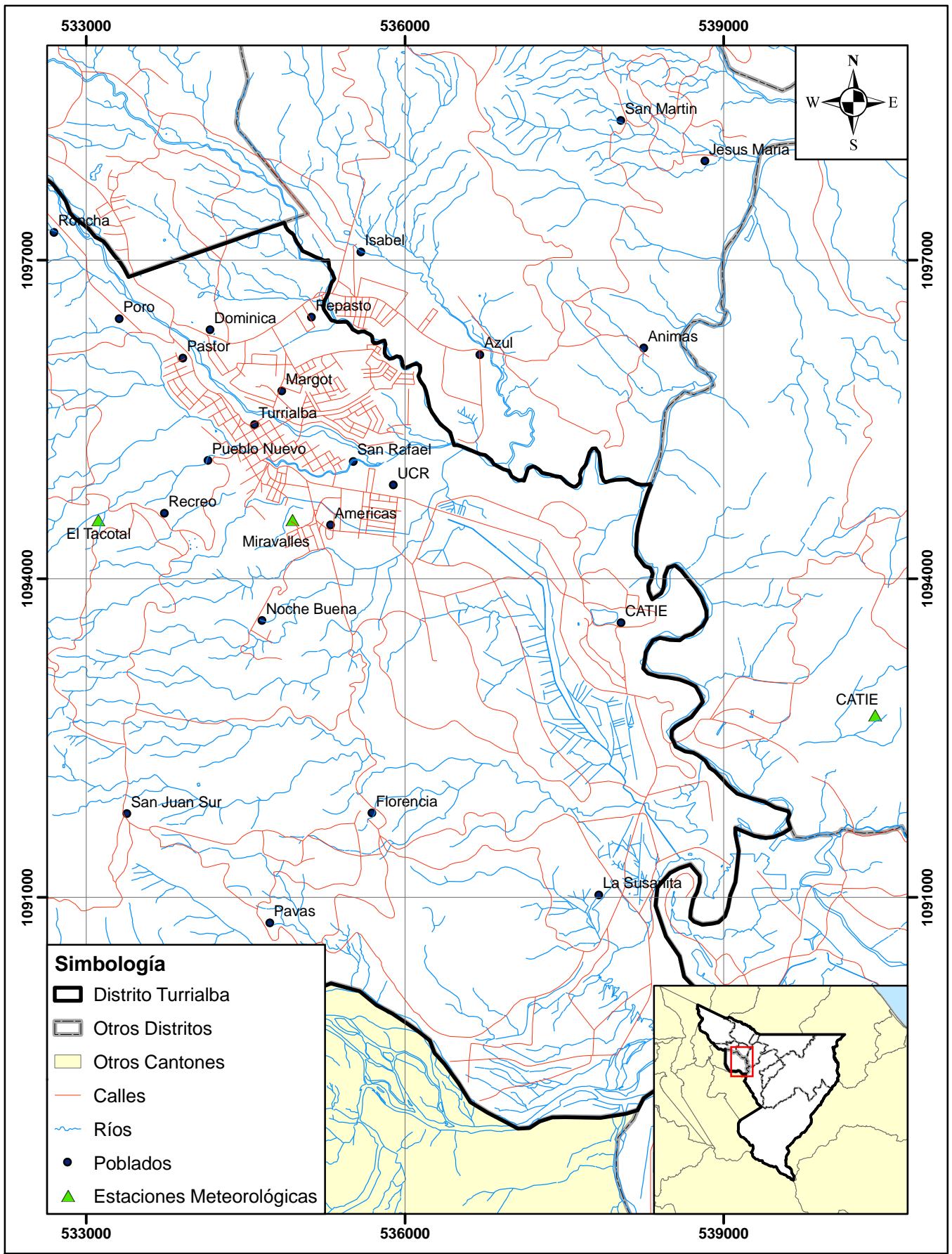
En el mapa 2.9 se puede observar que existen tres estaciones cerca de la zona de estudio (urbanización Jorge Debravo). Las cuales se describen en el cuadro siguiente.

Cuadro 2.4. Estaciones meteorológicas ubicadas cerca de la zona de estudio

| Institución | Estación | Distancia aprox. (Km) | Años de registro |
|-------------|------------|-----------------------|------------------|
| - | El Taboral | 2.96 | 13 |
| IMN | Miravalles | 1.25 | 7 |
| CATIE | CATIE | 4.70 | 69 |

Fuente: ProDUS, 2010.

Además de ser una estación de clase A, como se puede ver en la información desplegada en el cuadro comparativo 2.5, otro de los motivos de la elección de los datos de la estación del CATIE es porque, en comparación con el resto, el registro histórico de los datos que brinda esta estación es más completo y actual, para cada uno de los fenómenos meteorológicos registrados. A continuación se presentan los datos de la estación, todos los datos responden a un promedio de los datos mensuales acumulados para diferentes años según sea lo que se está analizando.



Mapa 2.9. Estaciones meteorológicas de Turrialba

2.4.1 Temperatura

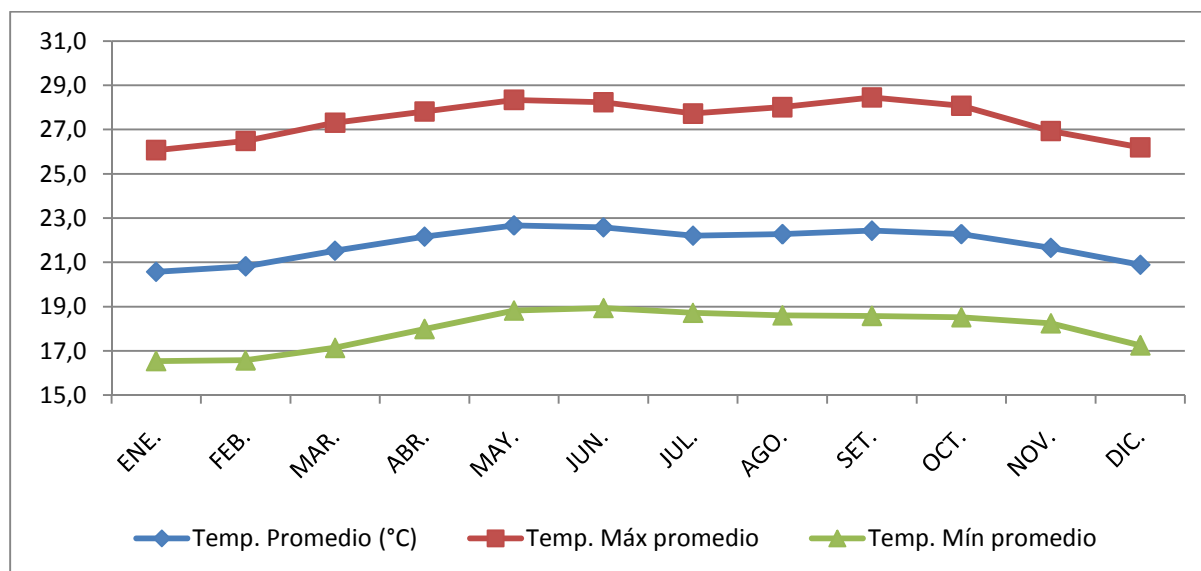
En cuanto a los datos de temperatura, estos se presentan de forma mensual con promedios acumulados desde el año 1958 hasta el año 2010 (52 años). Los datos se muestran en el cuadro 2.6. Como parte de la información, el gráfico 2.1 muestra los registros mensuales de: temperatura máxima promedio, temperatura mínima promedio y temperatura promedio.

Cuadro 2.5. Registro de promedios mensuales de temperatura (°C) del periodo 1958-2010.

| Variables | Mes | | | | | | | | | | | | Prom |
|-------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | Ene | Feb | Mar | Abr | May | Jun | Jul | Ago | Set | Oct | Nov | Dic | |
| Prom. Máximas | 26,1 | 26,5 | 27,3 | 27,8 | 28,3 | 28,2 | 27,7 | 28,0 | 28,5 | 28,1 | 26,9 | 26,2 | 27,5 |
| Máximas absolutas | 32,7 | 32,9 | 34,8 | 33,0 | 33,2 | 32,4 | 32,0 | 33,0 | 32,7 | 32,8 | 33,2 | 33,3 | 33,0 |
| Prom. Mínimas | 16,5 | 16,6 | 17,1 | 18,0 | 18,8 | 18,9 | 18,7 | 18,6 | 18,6 | 18,5 | 18,2 | 17,2 | 18,0 |
| Mínimas absolutas | 10,0 | 10,4 | 10,5 | 11,8 | 13,5 | 15,2 | 14,1 | 14,9 | 14,8 | 14,5 | 13,7 | 10,6 | 12,8 |
| Media | 20,6 | 20,8 | 21,5 | 22,2 | 22,7 | 22,6 | 22,2 | 22,3 | 22,4 | 22,3 | 21,7 | 20,9 | 21,8 |

Fuente: CATIE, 2011

Gráfico 2.1. Temperaturas mensuales promedio registrados en el periodo 1958-2010 para el distrito de Turrialba.



Fuente: CATIE, 2011.

Según los datos mostrados, en los 52 años de registro se tiene que las temperaturas máximas promedio del distrito no sobrepasan el valor de 28,5 °C, dato que corresponde al mes de setiembre. Si se analizan los datos de temperaturas máximas absolutas se tiene que, históricamente, el mes de marzo es el más caliente, con una temperatura máxima de 34.8 °C, seguido por los meses de abril, mayo y diciembre. En condiciones de temperatura normal la temperatura del distrito oscila los 20,6 °C y 22.7 °C, siendo registrada la temperatura de 21,8 °C como valor medio de todo este periodo.

2.4.2 Precipitación

Para el caso de los datos de precipitación, la estación del CATIE tiene un periodo de registro mucho más amplio, en relación con los datos de temperatura. En este caso se obtuvieron los datos promedio mensual de 69 años de registro histórico, estos datos corresponden a un periodo comprendido desde el año 1942 hasta el 2010. El cuadro 2.7 se muestran los datos obtenidos para dicho periodo.

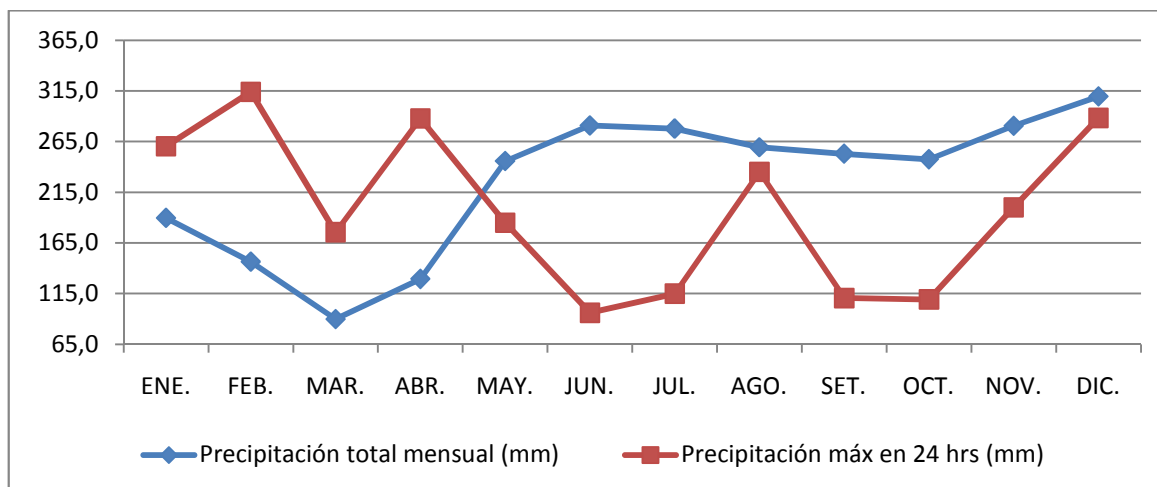
Cuadro 2.6. Registro de promedios mensuales acumulados de precipitación (mm) del periodo 1942-2010.

| Variables | Mes | | | | | | | | | | | | Prom. |
|----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | Ene | Feb | Mar | Abr | May | Jun | Jul | Ago | Set | Oct | Nov | Dic | |
| Total mensual | 189,5 | 146,3 | 89,7 | 129,3 | 245,6 | 280,7 | 277,6 | 259,2 | 252,9 | 247,5 | 280,5 | 309,4 | 225,7 |
| Días de 0.1 mm ó más | 18 | 15 | 14 | 15 | 23 | 24 | 25 | 25 | 23 | 24 | 23 | 21 | 20,8 |
| Máxima en 24 horas | 260,3 | 314,0 | 175,5 | 287,9 | 184,9 | 96,0 | 114,9 | 235,0 | 110,5 | 109,2 | 200,1 | 288,3 | 198,1 |

Fuente: CATIE, 2011.

El gráfico 2.2 muestra con mayor claridad la distribución mensual de los datos de precipitación. A partir de un análisis de esta información se puede decir que en el distrito de Turrialba en promedio precipitan 2708,4 mm de lluvia anualmente. Además los datos advierten que históricamente los meses más lluviosos son: junio, noviembre y diciembre.

Gráfico 2.2. Precipitaciones promedio registradas en el periodo 1942-2010 para el distrito de Turrialba.



Fuente: CATIE, 2011.

2.4.3 Humedad relativa

El cuadro 2.7 muestra datos promedios mensuales de la humedad relativa registrada durante 53 años; desde el año 1958 hasta el año 2010.

Cuadro 2.7. Registro de promedios mensuales acumulados de humedad relativa (%) del periodo 1942-2010.

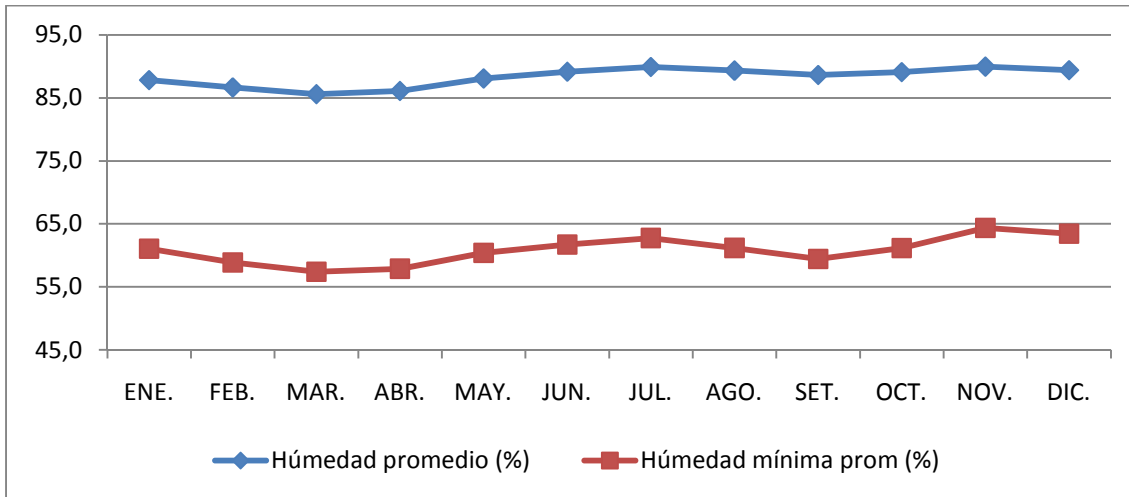
| Variables | Mes | | | | | | | | | | | | Prom. |
|---------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| | Ene | Feb | Mar | Abr | May | Jun | Jul | Ago | Set | Oct | Nov | Dic | |
| Promedio | 87,8 | 86,6 | 85,6 | 86,1 | 88,1 | 89,1 | 89,9 | 89,3 | 88,6 | 89,1 | 90,0 | 89,4 | 88,3 |
| Promedio de Mínimas | 61,1 | 58,9 | 57,4 | 57,9 | 60,4 | 61,7 | 62,8 | 61,2 | 59,5 | 61,2 | 64,4 | 63,5 | 60,8 |
| Mínimas absolutas | 30 | 32 | 30 | 32 | 31 | 31 | 32 | 37 | 30 | 35 | 30 | 31 | 31,8 |

Fuente: CATIE, 2011.

La humedad relativa se refiere al contenido relativo de humedad que puede albergar la atmosfera antes que ésta sea saturada y precipite. El gráfico 2.3 pone en evidencia los registros de humedad, que se mantienen muy similares a lo largo de los años. El dato de humedad promedio para el distrito es de 88.3 %.

Los meses de mayor humedad, son consecuentes con los meses más lluviosos: junio, noviembre y diciembre. Esta consistencia de resultados confirma que es normal que los meses más lluviosos sean los citados anteriormente.

Gráfico 2.3. Humedad relativa promedio registradas en el periodo 1958-2010 para el distrito de Turrialba.



Fuente: CATIE, 2011.

El dato de humedad máxima promedio no se incluye dentro del gráfico, ya que durante el periodo analizado la humedad máxima registrada por la estación siempre es del 100%, especialmente en el periodo nocturno.

Finalmente es importante explicar que los datos recopilados y analizados en esta sección, son suficientes para obtener la zona de vida característica del distrito. Como resultado de la utilización del diagrama de Holdridge es posible confirmar que realmente el distrito presenta vegetación y características propias del clima de la zona de vida clasificada como Bosque Tropical húmedo con transición a premontano, en la sección 2.5 se confirma esta situación.

2.5 Amenazas Naturales

Las amenazas naturales de índole destructiva corresponden a eventos que afectan negativamente una zona y que se generan debido a acontecimientos fortuitos o estacionales. Estos acontecimientos pueden ser generados a partir de diferentes factores de detonación

tales como procesos geomorfológicos, procesos de cambio ocasionados por la intervención de las actividades humanas o a una combinación de ambos factores.

Históricamente las amenazas naturales más recurrentes en Costa Rica han sido: sismos, inundaciones, deslizamientos y erupciones volcánicas que se asocian a factores geomorfológicos como fallas geológicas, actividad volcánica y eventos de precipitación extrema. En Costa Rica, la Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias (CNE) es el órgano encargado de llevar un registro de las zonas susceptibles a las amenazas naturales.

En el cantón de Turrialba existen varias amenazas que a través de la historia han afectado directamente a la población del distrito central; por otro lado existen riesgos de amenazas que podrían llegar a afectar este territorio, sin embargo estas aún no se han manifestado. A continuación se describen algunas de las amenazas naturales que han afectado al distrito de Turrialba.

2.5.1 Actividad Volcánica

Tal y como se mencionó sección 2.3.4, el relieve del distrito de Turrialba se formó por medio de diversos procesos geomorfológicos, uno de estos procesos corresponde a los de actividad volcánica, ya que gracias a intensas coladas de lava, producto de las continuas erupciones de los volcanes Turrialba e Irazú, se ha ido modificando el relieve del distrito de Turrialba y parte importante del cantón.

Actividad volcánica reciente, proveniente del volcán Turrialba, ha provocado la quema de cultivos y bosques en una zona muy cercana al cono del mismo. A través de la historia se conoce que este volcán ya ha presentado un nivel de actividad importante: desde 1853 hasta la fecha se tienen registros eventos que en su mayoría corresponden a expulsión de gases y cenizas (ProDUS, 2010).

La cercanía del volcán a la ciudad de Turrialba (aprox. 16 Km), su altura (3340 m.s.n.m,) y el decrecimiento característico de las pendientes hacia el sur-este del volcán (zona donde se ubica la ciudad de Turrialba), resultan ser una combinación de factores físicos que hacen que

la amenaza de la actividad volcánica sea siempre un riesgo a considerar, ya que eventos como la expulsión de lavas, materiales piroclásticos y cenizas podrían llegar contaminar los ríos importantes como el Turrialba, Guayabo, Colorado y AQUIARES. Además estas coladas de barro pueden llegar a provocar eventos posteriores como inundaciones en la ciudad, debido al incremento en el material de arrastre y a la disminución de las secciones de los ríos (ProDUS, 2010).

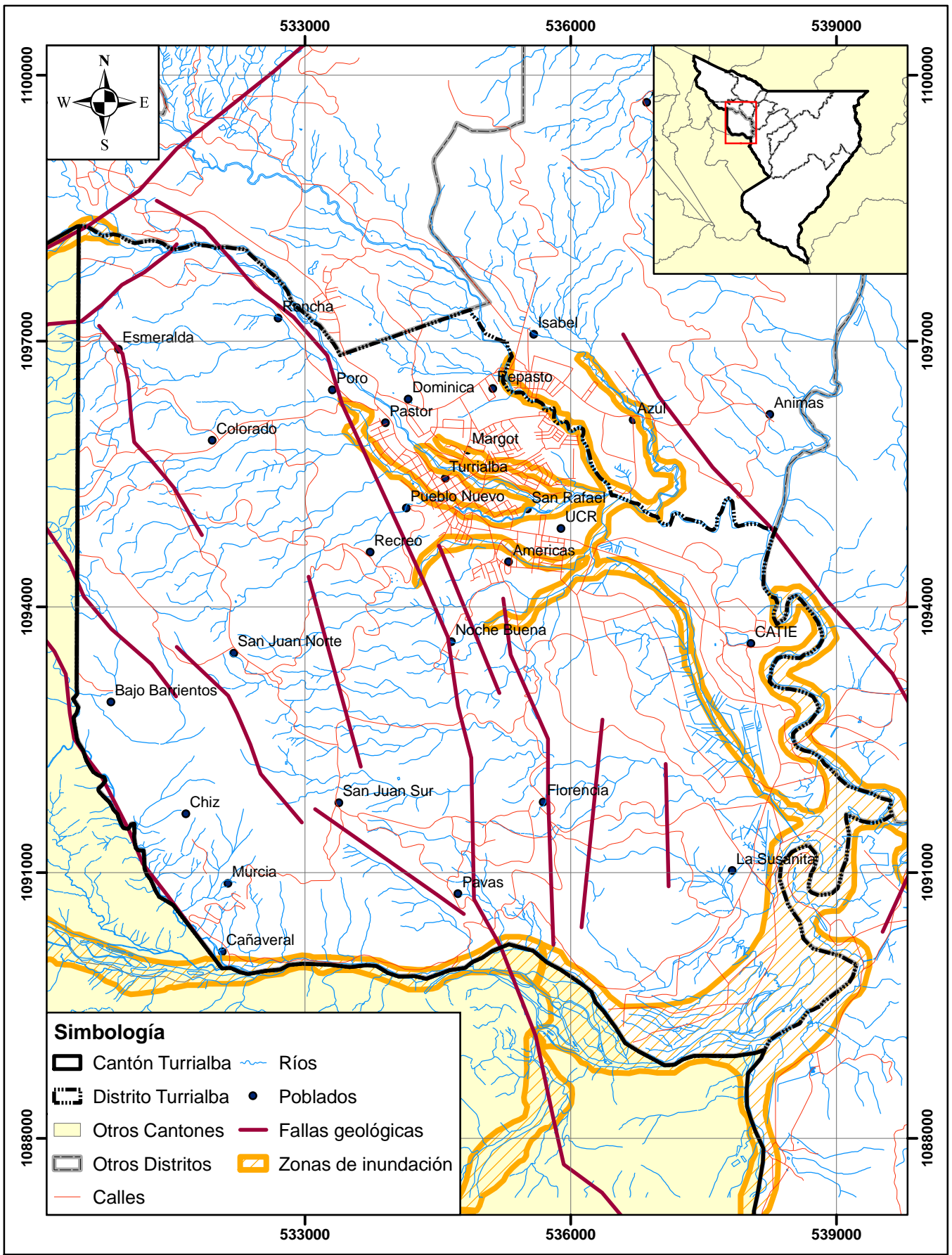
2.5.2 Fallas geológicas

Las fallas geológicas son fracturas o fisuras de las placas terrestres o continentales, que por medio de los movimientos de subducción y colisión se generan esfuerzos que en muchas ocasiones liberan energía en forma de ondas, que generan eventos sísmicos de diferentes magnitudes.

De acuerdo a estudios y registros realizados por la CNE, la ciudad de Turrialba es atravesada por un importante número de fallas geológicas, en el mapa 2.10 se puede observar la ubicación de estas fallas. Eventos sísmicos con magnitudes considerables ocasionados por la liberación de energía por parte de alguna de las fallas mostradas, podrían provocar el deslizamiento de terrenos siendo los más vulnerables aquellos que presenten taludes con altas pendientes. Esta condición deja prever que los poblados del distrito más vulnerables podrían ser: Cañaveral, Chiz, Murcia, Bajo Barrientos, Pavas, San Juan Sur y Colorado. El resto del distrito se encuentra en zonas planas por lo que la probabilidad de afectación directa por derrumbes y deslizamientos se vuelve más baja.

2.5.3 Inundaciones

Las inundaciones son eventos que se producen por la ocupación del agua en zonas que normalmente se encuentran libres de ella. Las inundaciones fluviales se dan como consecuencia directa de eventos de precipitación extrema que ocasionan que el caudal de los ríos se incremente y se desborden en los alrededores de sus cauces, ya que la sección transversal del canal del río no soporta dicho aumento en el volumen del río.



Mapa 2.10. Amenazas naturales del distrito de Turrialba

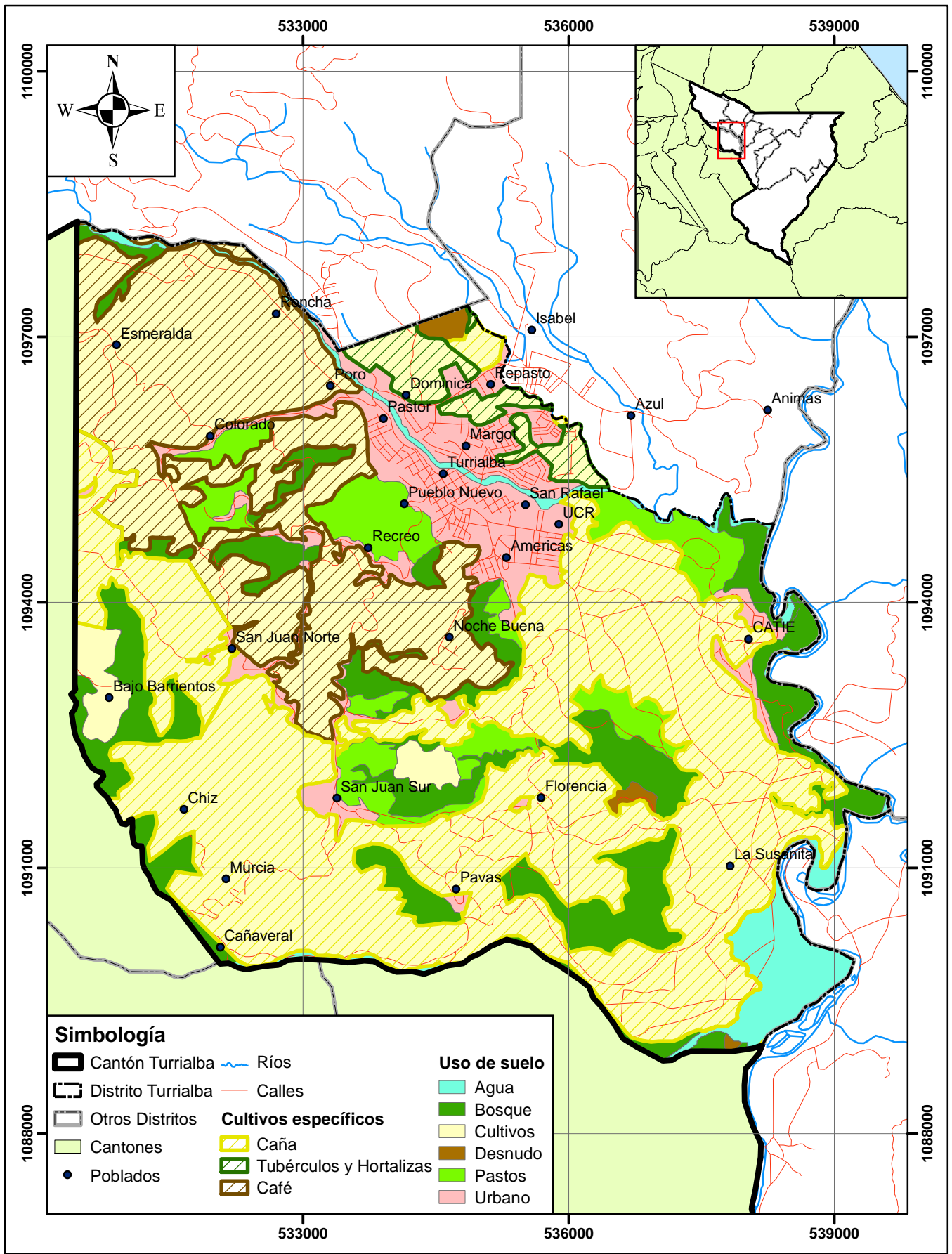
La intervención del ser humano, en combinación con los eventos de precipitación, contribuye directamente a que las inundaciones ocurran con mayor frecuencia, por ejemplo: la modificación del relieve contribuye a los procesos de erosión y a la sedimentación de materiales en la sección del río, la construcción de viviendas muy cerca de las terrazas fluviales y la disposición de desechos sólidos en los ríos, provocan la disminución del cauce y consecuentemente de la capacidad de manejo de caudal de los ríos que sufren dichas modificaciones, además es importante señalar que el aporte de aguas pluviales y residuales, contribuyen con el aumento del caudal en los cuerpos receptores.

El Mapa 2.10. muestra la ubicación de diferentes zonas que se consideran susceptibles a las inundaciones. En él se observa que las zonas de afectación del distrito se concentran en los poblados el centro del como: Turrialba centro, Margot, San Rafael y Las Américas (lugar donde se encuentra la urbanización Jorge Debravo). Estas zonas de inundación, en muchas ocasiones son determinadas a partir de eventos históricos recurrentes y detallados por medio de criterios técnicos de expertos de la CNE; esto significa que algunas de estas zonas no son estrictamente las que sufren de anegación cada vez que ocurre un evento de precipitación importante, y que por lo tanto estas merecen un estudio hidráulico detallado para la corroboración de la amenaza.

2.6 Uso del suelo

El distrito de Turrialba se caracteriza por tener una distribución variada del uso del suelo. Las características topográficas, hidrológicas y edafológicas de la zona, han permitido que se desarrollen actividades de diversa índole que en su mayoría corresponde a los sectores comercial, turístico y agrícola.

La distribución del uso del suelo para el distrito de Turrialba se obtuvo gracias al estudio realizado por ProDUS para la COMCURE (ver mapa 2.11), en el cuadro 2.8 se puede observar la distribución cuantitativa el uso de suelo actual para el distrito.

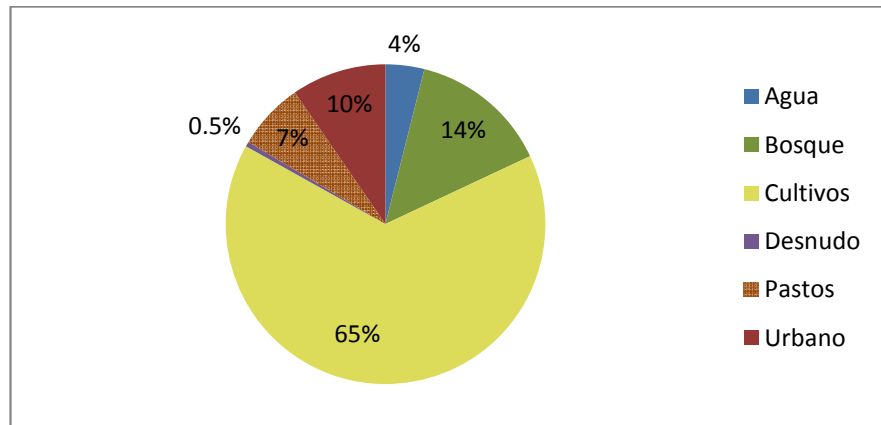


Cuadro 2.8. Uso de suelo actual del distrito de Turrialba.

| Uso | Área (km ²) |
|----------|-------------------------|
| Agua | 2,21 |
| Bosque | 7,90 |
| Cultivos | 36,50 |
| Desnudo | 0,29 |
| Pastos | 3,80 |
| Urbano | 5,38 |
| Total | 56,1 |

Fuente: ProDUS, 2010.

Gráfico 2.4. Distribución porcentual del uso de suelo del distrito de Turrialba.

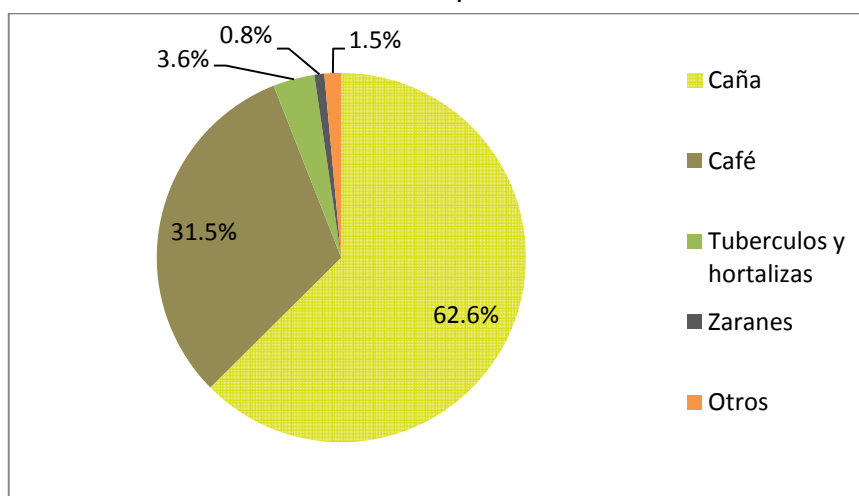


Fuente: ProDUS, 2010.

En el Gráfico 2.4, se observa que actualmente el 65% (36.5 km²) de los suelos del cantón están destinados a la agricultura o al cultivo de productos como el café, caña de azúcar, tubérculos y hortalizas.

El gráfico 2.5 muestra que actualmente el cultivo de más importancia en el distrito de Turrialba es el de la caña de azúcar con aproximadamente un 63% (22.8 Km²) del área destinada a este uso, seguido por el café que constituye el segundo cultivo más importante del distrito con un 31.5% (11.5 Km²). Los cultivos y sus porcentajes se muestran en el gráfico. El resto de los cultivos corresponden a aquellos que se practican en menor medida como parte de las actividades económicas del distrito.

Gráfico 2.5. Detalles de la distribución porcentual del los cultivos del distrito.



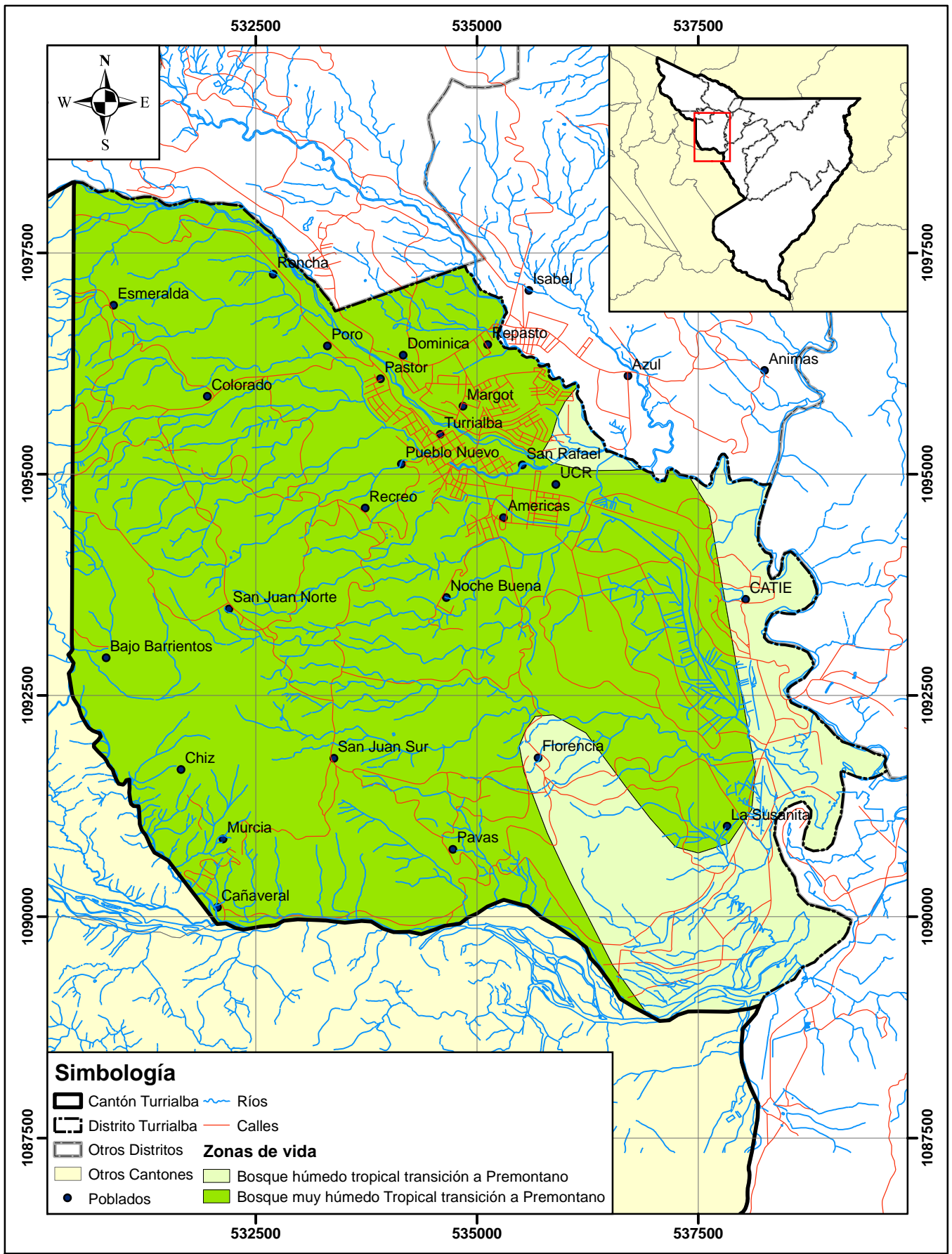
Fuente: ProDUS, 2010.

En cuanto a los otros usos del suelo que ocupan el distrito, el que es comprendido por bosques actualmente ocupa el segundo lugar de cobertura en el distrito con un 14% de área total.

Según el sistema de clasificación de Zonas de Vida de Holdridge, la combinación de las características que definen el clima de del distrito de Turrialba, en este caso la elevación, precipitación y humedad, hacen que se presenten tipos de zonas que son: 1) Bosque húmedo tropical con transición a pre-montano hacia el este del distrito y 2) Bosque muy húmedo tropical pre-montano hacia el oeste del mismo.

El primer tipo comprende una área minoritaria (aprox. 17.3%), el resto del área es ocupada por el segundo tipo de zona de vida citado (aprox. 82.3%). Los porcentajes son dados con respecto al total del área del territorio del distrito de Turrialba. El mapa 2.12. muestra como se encuentra dividido según el criterio de zonas de vida de Holdridge.

El cuadro 2.9. muestra información acerca de la distribución que ocupan los tipos de bosque del cantón, según la información que muestra el Mapa 2.13.



Mapa 2.12. Zonas de vida del distrito de Turrialba

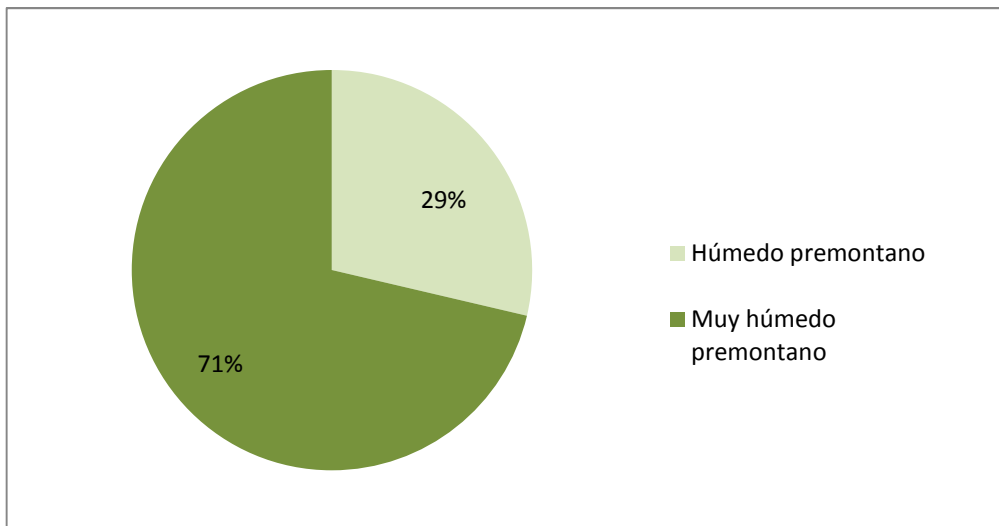
Cuadro 2.9. Cobertura boscosa del distrito de Turrialba.

| Tipo de bosque / Zona de vida | Área total (Km ²) |
|-------------------------------|-------------------------------|
| Húmedo pre-montano | 2,26 |
| Muy húmedo pre-montano | 5,64 |
| Total | 7,90 |

Fuente: ProDUS, 2010.

El Gráfico 2.6. muestra en detalle la forma en la que se distribuye porcentualmente la cobertura boscosa del distrito. Tal y como se muestra en el cuadro 2.9., el bosque muy húmedo pre-montano es el predominante en el distrito ya que ocupa un 71% (5.65 Km²) del total del área boscosa. El área restante (2.26 Km²) lo completa el bosque húmedo pre-montano.

Gráfico 2.6. Distribución porcentual de los bosques del distrito de Turrialba.

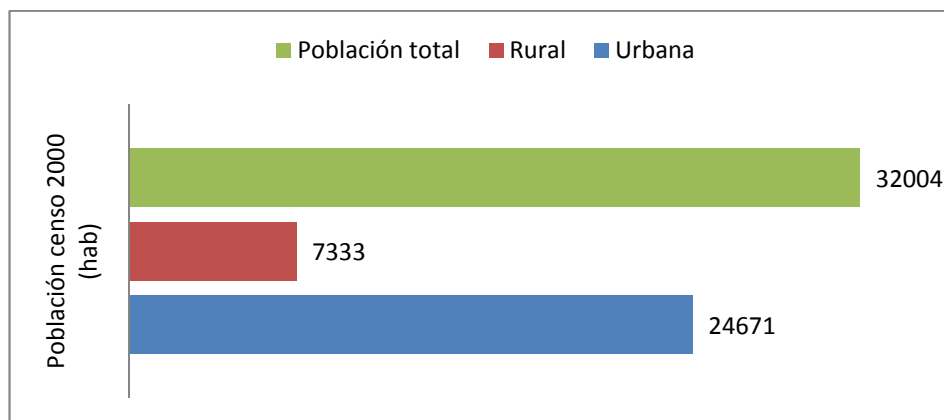


Fuente: ProDUS, 2010.

En lo que respecta al uso de suelo urbano, es importante mencionar que a pesar de ser el que ocupa el tercer puesto de ocupación del área del distrito, es el que más impacto ambiental genera, ya que este es el punto principal de la generación de las aguas residuales. Actualmente este uso comprende un área de aproximadamente unos 5.38 Km² (9.6% respecto al total del distrito). La ubicación de las zonas urbanas se puede examinar en el mapa 2.11.

Según datos recopilados del INEC, para el año 2000 la distribución de la población es la que se muestra en el gráfico 2.7.

Gráfico 2.7. Distribución de la población del distrito de Turrialba según datos del censo 2000.



Fuente: INEC, Censo 2000

Un análisis de la información mostrada en el gráfico 2.7., permite conocer que la cantidad de población urbana es significativa con respecto a la población rural, 77% y 23% respectivamente. Según esta información es posible conocer la densidad de población del distrito, que aproximadamente ronda los 570 hab/Km², y que según expone Tapia (2010) es la más alta de todo el cantón.

Sumado a este aspecto se tiene que la distribución del uso de suelo urbano del distrito, se caracteriza por ser del tipo mixta, esto significa que en el distrito no se distingue claramente un predominio de zonas exclusivamente residenciales o exclusivamente comerciales, sino que estas se encuentran entre mezcladas. En la sección 2.8 se profundizará más en la distribución de las diferentes actividades que componen el uso del suelo urbano del distrito.

2.7 Aspectos administrativos

2.7.1 Acueducto

La red de abastecimiento de agua potable del cantón está compuesta por siete redes de acueducto claramente definidas en el área de análisis. De estos sistemas cuatro son administrados por las Asociaciones Administradoras de Acueductos Rurales (ASADAS) de las comunidades de Santa Rosa, Carmen Lyra, Abel Sáenz y Jaipirí (GEOTÉCNICA S.A, 1997).

Las tres redes restantes, se encargan de brindar el servicio en las localidades de Turrialba centro, Repasto y Azul y Hacienda Isabel, estas se encuentran más hacia el centro del distrito y son administradas por la Municipalidad de Turrialba (GEOTÉCNICA S.A, 1997).

Específicamente, el acueducto de Turrialba cubre las necesidades de las localidades de Pueblo Nuevo, San Cayetano, Cabiria, Las Américas, San Rafael, La Guaria, Los Ángeles y Barrio Margot.

En el informe de GEOTECNICA (1997), se indica que el acueducto tiene unos 45 años y se abastece de las nacientes de los ríos Claro, La Roncha #1 y La Roncha #2, que se ubican en el sector noroeste del distrito.

El estado y las características de los acueductos de Hda. Isabel, Repasto y Loma azul, no serán descritos detalladamente, ya que estas localidades se encuentran fuera del distrito de Turrialba.

Según el diagnostico de Geotécnica (1997), la cobertura de la red de distribución alcanza un porcentaje del 100%. Además, no existen problemas de continuidad del servicio debido a que las fuentes cuentan con caudal suficiente para abastecer a la población del distrito, sin embargo el sistema de distribución afronta varios problemas, entre los más importantes se mencionan los siguientes:

- 1) No existe información disponible de la longitud, tipo de materiales y diámetros de las redes de distribución, ya que no existen planos de la red.

- 2) El acueducto de Turrialba no cuenta con sistemas de micromedición ni con macromedición, condiciones que imposibilitan tener un control estricto del consumo de agua potable en el distrito, fomentando el desperdicio del recurso hídrico.

A pesar de no contar con sistemas de control, la municipalidad cuenta con el número de servicios por tarifa. Es importante mencionar que por el hecho de no contar con micromedición, todos estos servicios se encuentran clasificados como servicios fijos. A continuación, en el cuadro 2.10 se muestra la cantidad de servicios fijos clasificados por tipo de tarifa.

Cuadro 2.10. Número de servicios fijos del acueducto municipal.

| Tipo de tarifa | Cantidad de servicios fijos |
|----------------|-----------------------------|
| Residencial | 4343 |
| Ordinaria | 376 |
| Reproductiva | 141 |
| Preferencial | 72 |
| Gobierno | 18 |
| Total | 4885 |

Fuente: GEOTECNICA S.A, 1997.

Es importante notar que en el distrito predominan las tarifas de tipo residencial y ordinaria, por lo tanto es de esperar que la mayor cantidad de aguas residuales sean de tipo ordinario. Las tarifas Reproductiva (Comercial utilizada como insumo), Preferencial (Iglesias y organizaciones de beneficencia) y Gobierno (Instituciones gubernamentales y educativas) se presentan en menor cantidad.

Finalmente, en un diagnóstico de la situación actual del sistema, el informe señala que el estado actual de la red de distribución no es el óptimo, ya que ésta se encuentra muy deteriorada, algunos tramos de tubería se encuentran expuestos y sin las condiciones de seguridad adecuadas.

2.7.2 Alcantarillado sanitario

Actualmente este sistema cubre el 58,7% de las viviendas del centro de la ciudad de Turrialba. Este sistema está dividido en dos etapas: 1) el cuadrante central y 2) el sistema de sectores periféricos.

- Sistema central

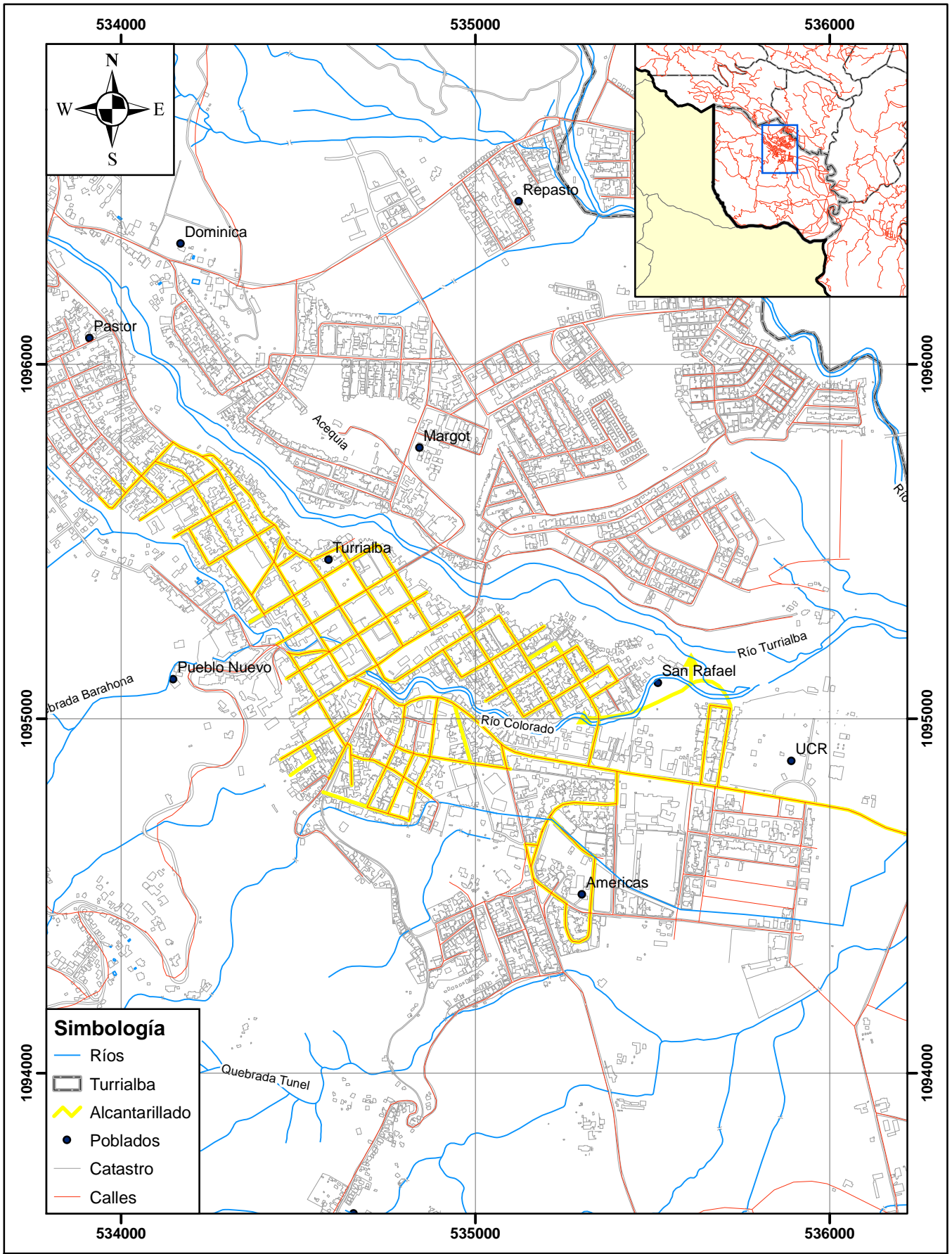
El sistema del cuadrante central cubre las necesidades de la ciudad y el poblado de San Rafael cerca del margen derecha del río Turrialba. Este sistema presenta varios problemas de operación y funcionamiento, obstrucciones y fugas principalmente (tiene más de 35 años de edad). En el mapa 2.13 se puede observar la distribución de red del alcantarillado del cuadrante central.

En el mapa se observa que la red presenta dos puntos de descarga de aguas residuales, uno de ellos se localiza cerca del poblado conocido como San Rafael, dicha descarga se hace directamente sobre el río Turrialba. El segundo punto de vertido se ubica al sureste del cuadrante central y este se realiza directamente sobre las aguas del río Colorado, cuyo cauce es afluente del río Turrialba.

Actualmente no existe ningún sistema de tratamiento para las aguas vertidas a la red de alcantarillado de este sistema, por lo cual existe un problema de contaminación constante en estos ríos.

- Sistema periférico

La segunda etapa la red, comprende el alcantarillado sanitario de las urbanizaciones Carmen Lyra y El Mora. Sin embargo, actualmente estos sistemas de tratamiento han dejado de funcionar por diferentes motivos. La planta de tratamiento de la Urbanización Carmen Lyra salió de operación luego de haber sido arrastrada producto de una crecida del río Aquiares en 1991. En la Figura 2.6 parte de la infraestructura que pertenecía al sistema de tratamiento antes de salir de operación.



Mapa 2.13. Situación actual de la red de alcantarillado sanitario del distrito de Turrialba.



Figura 2.6. Fotografía del sistema de tratamiento de la Urb. Carmen Lyra.

Fuente: Vidal, 2010

En lo que respecta al sistema de la urbanización El Mora, el sistema de tratamiento de aguas de la zona es un Filtro Anaeróbico de Flujo Ascendente (F.A.F.A) que de acuerdo a información obtenida por medio de visitas a la zona y entrevistas realizadas al señor Alexander Arguedas encargado de la ASADA del EL Mora, ha presentado muchos problemas de operación y funcionamiento, motivo por el cual no cumple con los objetivos de depuración propuestos. Las Figuras 2.7 y 2.8 se muestran fotografías del sistema de tratamiento utilizado.



Figura 2.7. Fotografía del tanque del sistema F.A.F.A. del la urbanización El Mora.

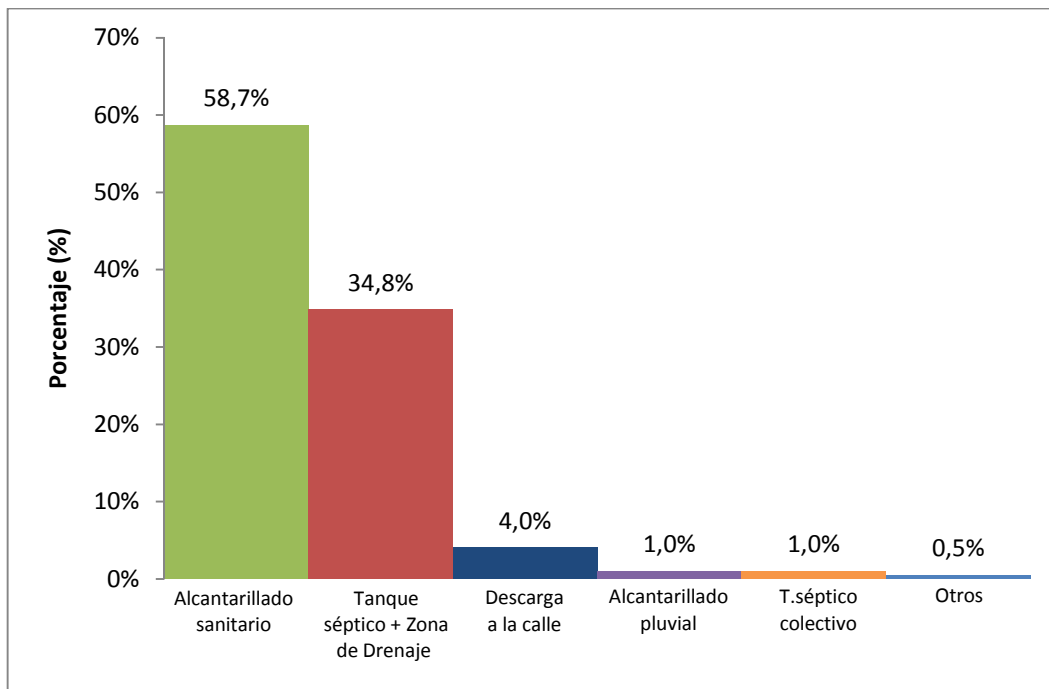


Figura 2.8. Fotografías de los lechos de secado del F.A.F.A. del la urbanización El Mora

Es importante recordar que actualmente se ignora por completo el trazado de las redes de los sistemas periféricos de alcantarillado del distrito de Turrialba.

Debido a la poca inversión realizada en sistemas de tratamiento complejos en Costa Rica y en Turrialba, se ha visto la necesidad de recurrir a sistemas más sencillos e individualizados, tal es el caso de los tanques sépticos con zonas drenaje. El estudio realizado por la empresa GEOTECNICA pone en evidencia la situación actual del funcionamiento estos sistemas. Los datos que se muestran en el gráfico 2.8 son producto de encuestas realizadas a la población del distrito de Turrialba.

Gráfico 2.8. Porcentaje de utilización de los diversos sistemas de disposición de aguas residuales en la ciudad de Turrialba.



Fuente: GEOTÉCNICA S.A, 1997

En cuanto a la ubicación de los tanques sépticos, se menciona que el 84,6 % de ellos se ubica detrás de la casa, situación que representa una limitante importante para el desarrollo de este proyecto. Además el 12,4 % de los usuarios de tanque séptico con zona de drenaje cree que el sistema no funciona adecuadamente ya que presentan problemas de malos olores, rebalse u obstrucciones.

El tanque séptico con zona de drenaje no se aconseja como una solución adecuada al tratamiento de aguas residuales del distrito, ya que por lo general los suelos de esta zona

son muy poco permeables (arcillas, cenizas) generando problemas de operación en estos sistemas (ver sección 2.3.5)

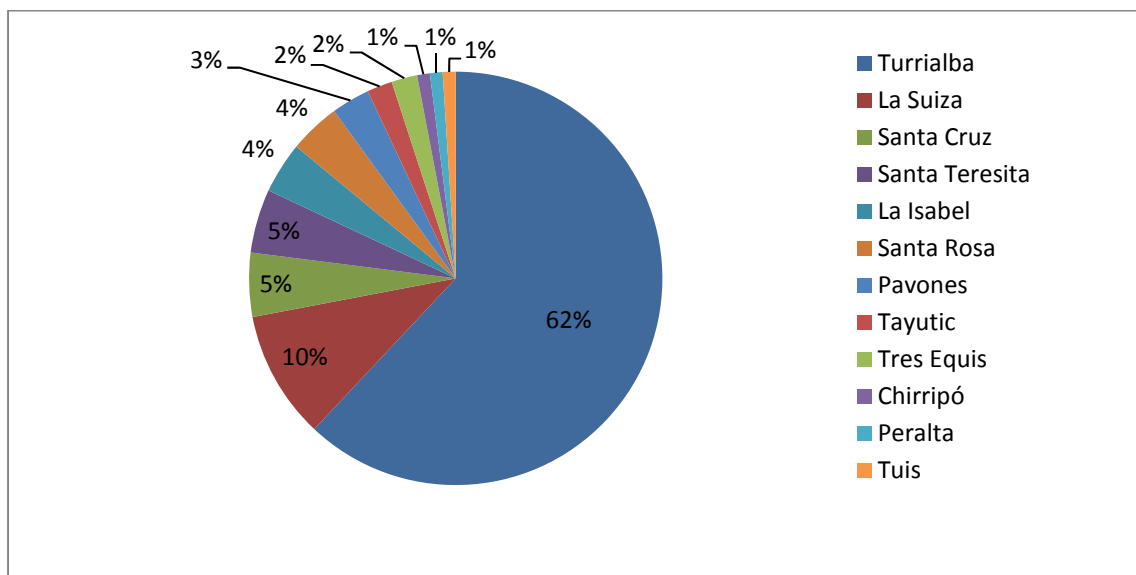
2.8 Aspectos socioeconómicos

Actividades productivas

Como se mencionó anteriormente la ciudad de Turrialba se caracteriza por presentar un uso de suelo urbano de tipo mixto; solamente en el centro del distrito existe diferencia notable entre el uso comercial y residencial, sin embargo ésta se va atenuando en los alrededores del centro en donde existe el predominio del uso de suelo residencial con la presencia de pequeños comercios.

A nivel cantonal Turrialba posee muchos comercios e industrias; en los registros municipales se contabilizan alrededor de 1620 patentes de este tipo (Tapia, 2010). En el Gráfico 2.9. se muestra la distribución de la patentes por distrito.

Gráfico 2.9. Distribución porcentual de patentes en el cantón de Turrialba.



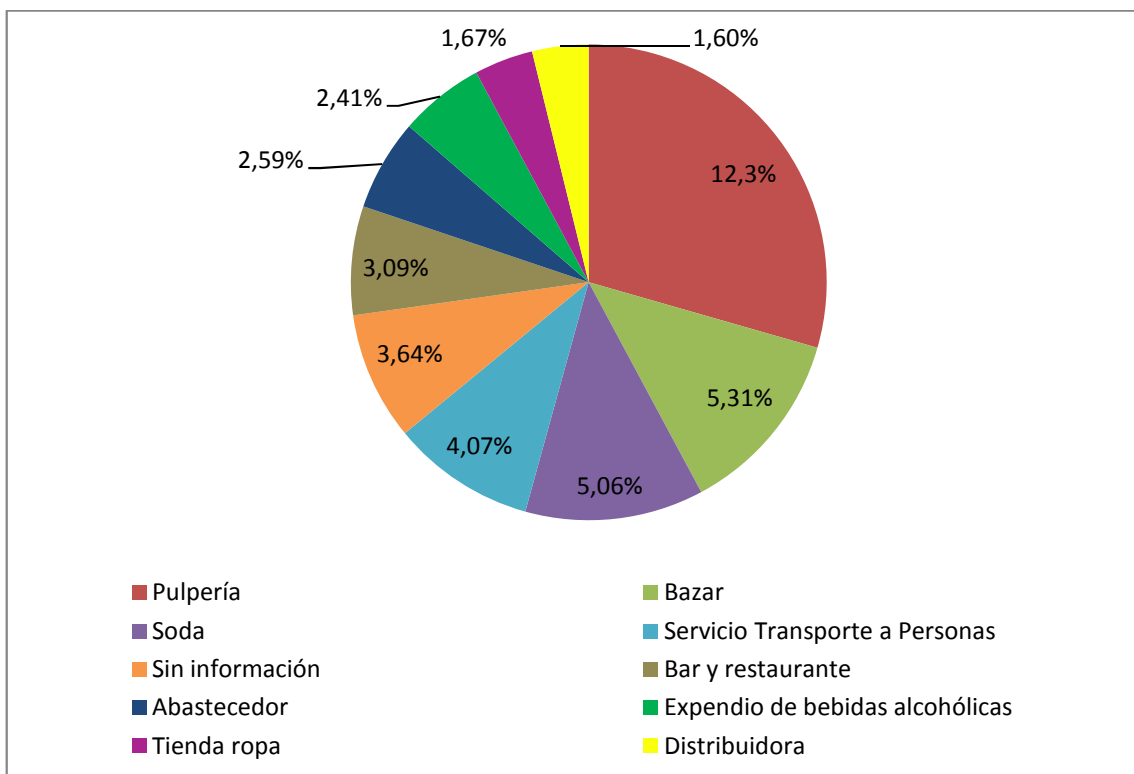
Fuente: Tapia, 2010

Tal y como se observa, es en el distrito de Turrialba donde se concentra la mayoría de las actividades comerciales del cantón, el 62 % de las patentes están registradas en este distrito (1004 patentes), seguido por el distrito de La Suiza con un total de 162 patentes comerciales

(10%). Los distritos que registran un número menor de actividades comerciales son Chirripó, Peralta y Tuis, con aproximadamente 16 patentes cada uno (1%).

La distribución porcentual de las actividades comerciales más frecuentes en el cantón se muestra en el Gráfico 2.10.

Gráfico 2.10. Actividades comerciales predominantes en el cantón de Turrialba.



Fuente: Tapia, 2010

A nivel cantonal predomina el sector terciario de la economía (comercio) con un 44%, este sector se compone mayoritariamente por actividades como las que se muestran en el Gráfico 2.10. El resto de las actividades productivas se distribuyen entre los sectores primario (agricultura y ganadería) y secundario (manufacturas, provisión de servicios, sector de la construcción), con un 35% y 21% respectivamente.

Hay que recordar que la mayoría de estas actividades se concentran en el distrito de Turrialba, estos aspectos así como la concentración de la población en este distrito, mayor presión de demanda por infraestructura del cantón.

2.9 Servicios institucionales

A nivel de infraestructura educativa el cantón de Turrialba cuenta con un número importante de escuelas y colegios, 138 y 15 respectivamente. En el distrito de Turrialba existe una parte importante de estas instituciones con 21 escuelas y 5 colegios (Tapia, 2010).

En educación superior, el cantón cuenta con la presencia de dos instituciones estatales: la Sede del Atlántico de la Universidad de Costa Rica (UCR) y la Universidad Estatal a Distancia (UNED); además cuenta con los servicios de diversas universidades privadas y la sede del Centro Agronómico Tropical de Investigación y Enseñanza (CATIE). Estos tres centros educativos se ubican en el distrito de Turrialba (Tapia, 2010).

En materia de infraestructura de salud, Turrialba cuenta con una buena cobertura de servicios, posee el Hospital William Allen ubicado en el distrito de Turrialba, además cuenta con 17 Equipos Básicos de Atención Integral de Salud (EBAIS). Esta inversión en salud lo posiciona como el segundo cantón de la provincia de Cartago con una cobertura óptima de servicio (Tapia, 2010).

El cantón posee una red vial que incluye unos 74 Km pavimentados y 737 km de caminos vecinales no pavimentados. Además la municipalidad de Turrialba se encarga de velar por satisfacer las necesidades de la población del distrito, por medio de la realización de los siguientes servicios:

- Recolección y disposición de desechos sólidos.
- Abastecimiento de agua potable.
- Reparación de la red vial existente.

CAPÍTULO 3 Marco teórico

La fase de planeación de un proyecto y su proceso de diseño, son factores críticos para el éxito de un adecuado plan de manejo de aguas residuales. Para poder garantizar el éxito del diseño del sistema es importante definir con precisión los siguientes aspectos:

1. Población de diseño
2. Origen y caudal de diseño de las aguas residuales
3. Concentración de los constituyentes a tratar
4. Selección del sistema de tratamiento adecuado
5. Dimensionamiento y distribución espacial de PTAR

3.1 Población de diseño: métodos de proyección

La población del proyecto se obtiene mediante un análisis de proyecciones, que tiene como objetivo estimar la población hasta el año de diseño, este periodo debe de coincidir con el periodo de vida útil definido para el funcionamiento del sistema.

Existen varias metodologías que se utilizan para estimar el comportamiento futuro de las poblaciones; entre los métodos más utilizados se encuentran los matemáticos y los estadísticos. A continuación se describirá brevemente cada uno de ellos.

3.1.1 Modelos matemáticos

Los métodos matemáticos se utilizan con mayor frecuencia ya que su aplicación es más rápida y sencilla. Generalmente estos métodos presentan como único insumo los resultados de censos realizados anteriormente. Estos datos se logran proyectar mediante el uso de ecuaciones matemáticas cuya utilización depende de las tendencias de crecimiento que se perciban en cada caso analizado (CCP & INEC, 2008).

Entre los métodos matemáticos normalmente utilizados se encuentran:

- Método de crecimiento lineal
- Método de crecimiento geométrico

- Método de crecimiento logarítmico

3.1.2 Modelos estadísticos

Existen varios métodos estadísticos utilizados para realizar proyecciones de población, sin embargo el método de componentes demográficos por cohorte (recomendado por el CELADE-ONU) es utilizado por diversas organizaciones a nivel mundial (Banco Mundial, Oficina del Censo de los Estados Unidos) y por la mayoría de oficinas nacionales de estadística (INEC, CCP, MIDEPLAN, DGEC).

En general el método analiza las variables de nacimientos, defunciones, tasas de fecundidad y tasa de formación de hogares separados por sexo y por grupos de edad que normalmente se agrupan en intervalos de 10 años.

El INEC en conjunto con el CCP realiza estas estimaciones centrando el análisis en múltiples datos que influyen directamente en las tendencias que describen la dinámica demográfica de las poblaciones, entre los datos incluidos en el análisis están:

- Registros de nacimientos y defunciones.
- Resultados de censos anteriores.
- Padrón electoral de distintos años y el análisis de sus variaciones
- Estimaciones y proyecciones de la población al año 1996 (CCP-INEC, IICE-UCR).
- Censo de viviendas por segmentos censales.
- Número de medidores residenciales (ICE).
- Estadísticas de matrícula escolar (MEP).
- Ingresos y egresos en las fronteras (Dirección General de Migración y Extranjería).

Sin importar el método que se utilice para obtener la población de diseño del proyecto, es preciso tener claro que el nivel de confianza de los resultados obtenidos, se reduce considerablemente si el periodo de análisis excede más de 30 años a partir de su año base o sea desde el último censo realizado (Sánchez, 2011)

3.2 Clasificación de las aguas residuales

Las aguas residuales presentan una composición y concentración de constituyentes cuyas características varían según el lugar de origen o procedencia. Estas se clasifican en:

- Ordinarias
- Especiales
- Pluviales

Las aguas residuales ordinarias son aquellas que se originan en casas, pequeños comercios e instituciones. Se componen esencialmente de materia orgánica y su concentración depende de las costumbres locales, sin embargo no varían mucho de un lugar a otro (García, 2005).

Por otro lado, las aguas de tipo especial son las que se generan a partir de la realización de actividades industriales. Usualmente tanto la concentración de constituyentes como el caudal generado varían con la época del año y con el tipo de actividad industrial realizada (Tchobanoglous, 2000)

Por último las aguas de tipo pluvial son las que se generan a partir de precipitación. Éstas al llegar a la superficie pueden escurrir sobre la superficie o infiltrarse a través de ella. La escorrentía superficial se recoge por medio del alcantarillado pluvial.

En nuestro país la Reglamentación técnica para el diseño y construcción de urbanizaciones, condominios y fraccionamientos del AyA, establece como caudal de diseño todas las contribuciones de las aguas mencionadas anteriormente, por lo tanto:

$$Q_D = Q_{AR\ Ord} + Q_{AR\ Esp} + Q_{AR\ inf} \quad [3.1]$$

en donde,

Q_D := Caudal de diseño

$Q_{AR\ Ord}$:= Caudal de aguas residuales ordinarias

$Q_{AR\ Esp}$:= Caudal de aguas residuales especiales

$Q_{AR\ inf}$:= Caudal de aguas de infiltración

El caudal de aguas residuales ordinarias se estima a partir del consumo de agua potable, del cual existe una porción que no llega al alcantarillado sanitario, ya sea porque este se destina a actividades de riego, mantenimiento de infraestructura (vertido al alcantarillado pluvial) o por fugas y pérdidas de los diferentes accesorios que componen la red de distribución.

El consumo promedio de agua potable de una población, se denomina dotación y se determina por medio de la siguiente expresión:

$$Dot = Dom + ND + ANC \quad [3.2]$$

donde,

Dot=Dotación (l/hab/d)

Dom= consumo domiciliar (l/hab/d)

ND= Consumo no domiciliar (l/hab/d)

ANC =Agua no controlada (l/hab/d)

La fracción del agua residual ordinaria que llega hasta el sistema de alcantarillado (coeficiente de retorno) constituye entre el 60% y el 80% de la dotación de agua potable (Metcalf & Eddy, Inc., 1996). Sin embargo, para obtener el caudal promedio es común en la práctica utilizar el 80% de la dotación, ya que constituye el caso crítico del intervalo considerado. Por lo tanto el caudal de aguas residuales ordinarias se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{AR\ ord} = [0.8] \cdot Dot \quad [3.3]$$

El caudal de infiltración corresponde a agua que ingresa a la red de alcantarillado a través del material, fisuras, juntas, pozos de registro. Este caudal se incrementa con el aumento en las tasas de precipitación y la disminución de la profundidad del nivel freático. En terrenos muy impermeables las tasas de infiltración son prácticamente nulas, sin embargo en la literatura se puede encontrar que este caudal puede variar entre los 0,2 y los 28 m³/ha-d (Metcalf & Eddy, Inc., 1996).

Otro caudal importante a tomar en cuenta es el de conexiones ilegales, ya que estos caudales pueden causar problemas serios durante la operación de las PTAR. Las conexiones ilegales se presentan con mucha frecuencia en las diversas urbanizaciones de nuestro país. Durante una tormenta es posible que este caudal alcance valores muy altos, que al ingresar al sistema como cargas choque, en el peor de los casos provoca el cese de operaciones de la planta durante un largo periodo que varía dependiendo del proceso de partida del tratamiento biológico afectado.

En cuanto al caudal de consumo doméstico se debe de explicar que presenta variaciones diarias y horarias que dependen específicamente del día y de las diversas actividades realizadas por los habitantes. Generalmente la curva diaria de descarga de aguas residuales presenta un comportamiento similar al de la curva de consumo, solamente que con un ligero atraso temporal (Metcalf & Eddy, Inc., 1996). En la figura 3.1 se muestra el patrón general de la curva descarga de aguas residuales.

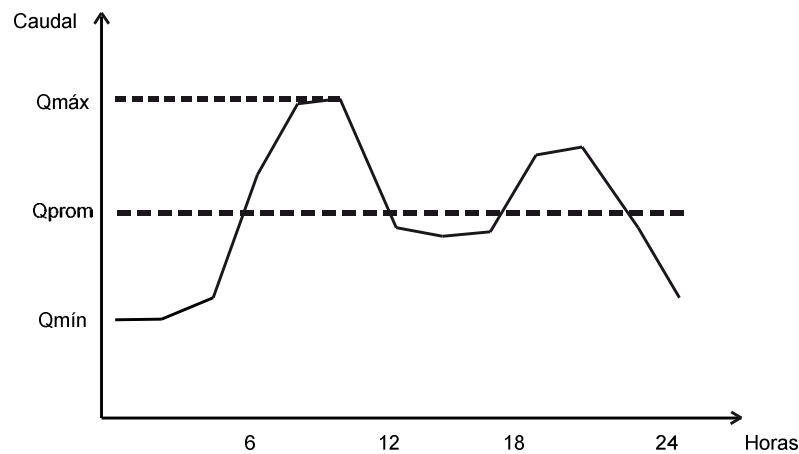


Figura 3.1. Comportamiento típico del flujo de aguas residuales ordinarias

Fuente: Adaptado de von Sperlin, 1996.

Estas variaciones deben de tenerse en cuenta para el diseño de los sistemas de tratamiento y sus conexiones internas por medio de la aplicación de factores pico (FP). La función primordial de estos factores es cubrir estas variaciones temporales con el objetivo de garantizar un adecuado dimensionamiento, asegurando que los sistemas funcionen bajo condiciones críticas de operación.

3.3 Parámetros de calidad de aguas domésticas

Con el objetivo de determinar adecuadamente los procesos de tratamiento necesarios, se debe de conocer la composición y las características de las aguas residuales afluentes al sistema. Su clasificación depende de los parámetros de calidad y se dividen en tres categorías: físicas, químicas y biológicas.

3.4 Características físicas

3.4.1 Sólidos

Todos los parámetros que caracterizan las aguas residuales (principalmente la materia orgánica) son una manifestación directa o indirecta de la cantidad de sólidos presentes. Estos constituyentes se clasifican en subcategorías que se definen por sus características físicas, químicas y biológicas.

En la figura mostrada a continuación se pueden observar las principales diferencias entre las subcategorías en las que se clasifican estas impurezas:

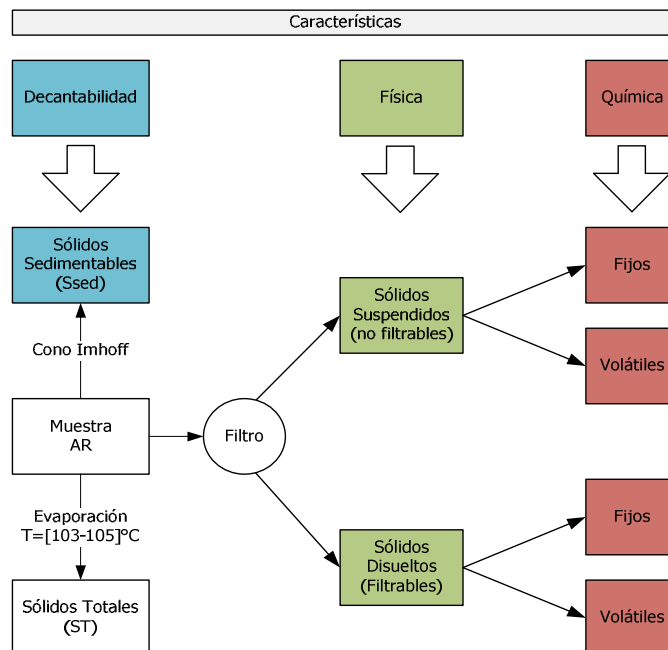


Figura 3.2. Clasificación de los sólidos según sus características.

Fuente: Adaptado de Tchobanoglous, 2000

Las características físicas se basan en el tamaño de los sólidos, es así como estos se clasifican en: 1) sólidos disueltos o 2) sólidos en suspensión. Las características químicas se determinan al someter a los sólidos, tanto los filtrables como los no filtrables, a altas temperaturas ($550^{\circ}\text{C}\pm 50$). La fracción de sólidos volátiles desaparece producto de la combustión, y se asocian a materia orgánica. Los fijos o permanentes se asocian al contenido de materia inorgánica.

3.4.2 Temperatura

Este parámetro es importante en el control de la operación de los sistemas ya que este tiene influencia directa sobre las reacciones químicas y biológicas que suceden dentro de las diferentes unidades de tratamiento. Un aumento de la temperatura produce:

- Incrementos en tasa de degradación de los constituyentes químicos y biológicos,
- Disminución en la concentración de oxígeno disuelto (OD) (insolubilidad de gases que afecta la operación los tratamiento aeróbicos)
- Posible generación de malos olores debido a un aumento en la tasa de transferencia de gases del medio acuoso hacia la atmosfera.

Es normal que las aguas residuales presenten temperaturas mayores a la del aire, situación que se da producto de la realización de las diversas actividades domésticas.

3.4.3 Color

La coloración de las aguas residuales se debe a la presencia de materia orgánica (Vidal, 2010). Este parámetro se puede utilizarse de forma cualitativa para estimar la condición general del agua (Tchobanoglous, 2000), ya que colores claros (gris, café claro) indican que el agua residual es "fresca" y su grado de descomposición es bajo, mientras que aguas con colores oscuros (gris oscuro o negro) indican una fuerte degradación (condiciones sépticas debido a la ausencia de OD). Cuantitativamente el valor de este parámetro se mide en Unidades Hazen (uH).

3.5 Características químicas

3.5.1 Materia orgánica

La materia orgánica presente en el agua residual es el parámetro de mayor importancia en la caracterización de las aguas residuales domésticas. La contaminación y degradación de las aguas se deben a que las bacterias y microorganismos consumen el OD, como parte del proceso metabólico que se lleva a cabo para procesar la materia contaminante y estabilizarla. Los compuestos característicos de la materia orgánica de las aguas ordinarias son: proteínas, carbohidratos, grasas y nutrientes tales como el nitrógeno y fósforo.

Los métodos para cuantificar la cantidad de materia orgánica presente son:

1. Demanda Bioquímica de Oxígeno ($DBO_{5,20^{\circ}C}$)
2. Demanda Química de Oxígeno (DQO)
3. Demanda Carbonácea Total (COT)

Tanto el $DBO_{5,20^{\circ}C}$ como el DQO corresponden a metodologías de cuantificación indirecta de la cantidad de materia orgánica presente en el agua residual, ya que se basan en la demanda de oxígeno que resulta de los procesos de estabilización, tanto por medios biológicos como químicos.

La relación entre los resultados de DBO_5 y DQO sirve como parámetro guía que ayuda a seleccionar el tipo de proceso que se recomienda para tratar el agua residual cruda. Para aguas residuales domésticas los valores de esta relación oscilan entre 0,3 y 0,8. Para cuando $DBO_5/DQO > 0,5$ la mayoría de los constituyentes del agua residual son biodegradables, por lo que se recomienda sistemas de degradación basados en procesos biológicos. En contra parte, se recomienda el uso de sistemas de tratamiento basado en procesos físico químicos si la relación es inferior a 0,3 (Tchobanoglous, 2000).

El parámetro COT determina de forma directa esta cantidad, sin embargo actualmente la mayoría de los procedimientos de dimensionamiento se encuentran expresados en términos de los parámetros de DBO y DQO por ello se prefiere la utilización de los valores dados por ambos métodos.

3.5.2 pH

Este parámetro indica el grado de acidez ($\text{pH}<7$), neutralidad ($\text{pH}=7$) o alcalinidad ($\text{pH}>7$) que caracteriza a un agua residual en función de la concentración de iones de Hidrogeno (H^+). Es importante para verificar el adecuado funcionamiento de los sistemas de depuración biológica. Normalmente el agua residual es alcalina, esta propiedad la adquiere gracias a las aguas de abastecimiento, aguas subterráneas y materiales utilizados para las labores domésticas (Tchobanoglous, 2000).

El intervalo adecuado de pH para permitir la existencia de la mayor parte de vida biológica es estrecho, en general los valores de este parámetro no deben de ser inferiores a 5 ni mayores a 9. Antes de que el efluente de sistema de tratamiento sea vertido al cuerpo receptor es importante ajustar el pH para no afectar las condiciones naturales del cuerpo receptor.

3.5.3 Nutrientes

Estos son elementos necesarios en la digestión microbiológica, de aquí los microorganismos obtienen la energía necesaria para consumir oxígeno y realizar las tareas de estabilización de la materia orgánica. Los nutrientes más comunes en el agua residual son el nitrógeno y el fósforo (von Sperlin, 1996).

Elevadas concentraciones de nutrientes en los cuerpos receptores pueden causar problemas de eutrofización, especialmente en lagos y estanques ya que las algas utilizan este compuesto para la síntesis de proteínas.

3.5.3.1 Nitrógeno

Las formas químicas esenciales del nitrógeno presentes en la aguas residuales se muestran en le figura 3.3.

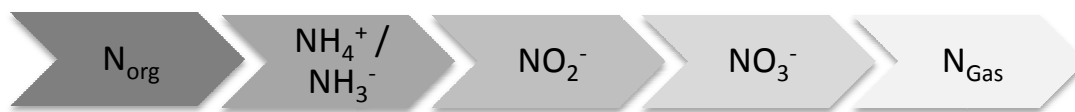


Figura 3.3 Elementos del nitrógeno presentes en el agua residual

La oxidación de este compuesto provee energía que los microorganismos encargados de la descomposición de la materia orgánica, utilizan para su crecimiento y reproducción. El proceso de nitrificación afecta los procesos aeróbicos ya que necesariamente implican una disminución de la concentración del oxígeno disuelto (OD).

En las aguas residuales domésticas el nitrógeno se presenta de dos formas: nitrógeno orgánico (N_2) y nitrógeno amoniacal (NH). La presencia conjunta de estas dos formas se denomina Nitrógeno de Kjeldahl (NTK). Es importante mencionar que el tipo de nitrógeno amoniacal depende del nivel del pH del agua residual: en medios ácidos predomina el ión amonio (NH_4^+) y en medios alcalinos el amoniaco (NH_3), que resulta ser tóxico para la vida acuática presente en el cuerpo receptor (von Sperlin, 1996).

3.5.3.2 Fósforo

Al igual que el nitrógeno, el fósforo es un nutriente importante para que los microorganismos obtengan energía para la síntesis y degradación de la materia orgánica. Existen tres formas en las cuales se puede encontrar este elemento: fósforo, ortofosfatos y los polifosfatos.

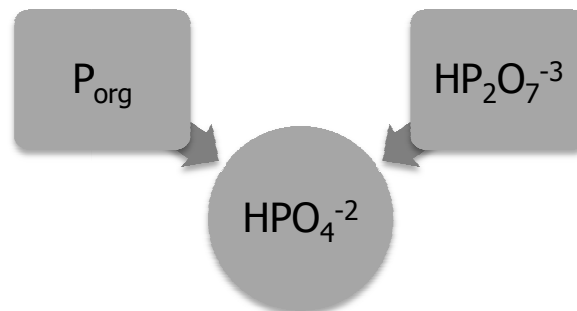


Figura 3.4. Elementos y compuestos del fósforo presentes en el agua residual

El diagrama de la figura 3.4. explica que el fósforo y los polifosfatos requieren ser reducidos a formas más simples (ortofosfatos) para ser utilizados como nutrientes durante el proceso metabólico de los microorganismos.

3.6 Características biológicas

La caracterización biológica de las aguas residuales (tipo de microorganismos) es importante, por dos motivos: 1) son las responsables de la estabilización de la materia orgánica, por lo cual el desempeño de los sistemas de tratamiento dependerán de la cantidad de microorganismos presentes en el agua residual, además 2) microorganismos como los protozoos, bacterias y virus son los responsables de las enfermedades de transmisión hídrica.

El contenido de organismos patógenos se puede determinar de forma indirecta por medio de los llamados organismos indicadores de contaminación fecal. Las bacterias utilizadas como indicadores son las que pertenecen al grupo de los coliformes.

Existen numerosas ventajas en la utilización de organismos indicadores de contaminación fecal, una de ellas es la facilidad de cuantificar la cantidad de organismos presentes mediante pruebas de laboratorio, debido a que la concentración de coliformes es mayor en comparación con la concentración de los organismos patógenos antes mencionados.

Es importante recordar que las características y la concentración de constituyentes de las aguas residuales varían en función de su procedencia. En el cuadro 3.1 se presenta un resumen de los principales constituyentes, su clasificación por características y una medida cualitativa de la cantidad de cada parámetro.

Cuadro 3.1. Principales agentes contaminantes y sus parámetros de calidad.

| Constituyentes | Parámetros | Fuente | |
|-----------------------------------|--|------------|--------------|
| | | Domésticas | Industriales |
| Sólidos | SST | +++ | ± |
| Materia orgánica | DBO, OD, DQO, COT | +++ | ± |
| Nutrientes | Nitrógeno, Fósforo | +++ | ± |
| Organismos patógenos | Coliformes | +++ | ± |
| Materia orgánica no biodegradable | Agroquímicos, Detergentes | - | ± |
| Contaminantes inorgánicos | Elementos específicos (As, Cd, Cu, Hg, Ag) | - | ± |

Indicadores de la tasa de contribución a la contaminación: mucha: +++ Variable: ±

Fuente: Adaptado de von Sperlin, 1996

3.7 Generalidades de los sistemas de tratamiento

Existen diferentes niveles de tratamiento, cuya clasificación se encuentra estrechamente relacionada con el proceso empleado para la remoción de constituyentes y su eficiencia. Así por lo tanto entre mayor sea el nivel del tratamiento, mayor será la eficiencia en remoción de constituyentes. Los niveles o grados de tratamiento se mencionan y describen a continuación:

- Preliminar: se efectúa la remoción de constituyentes que puedan ocasionar problemas de operación y mantenimiento de los procesos siguientes, por ejemplo sólidos gruesos.
- Primario: se eliminan sólidos sedimentables y parte de la materia orgánica presente en el agua residual
- Secundario: consiste en la remoción de materia orgánica, sólidos suspendidos finos y disueltos.
- Terciario: se utiliza para la remoción de materia inorgánica disuelta, patógenos y nutrientes (fosforo, nitrógeno, minerales, metales, etc.).

A su vez, cada nivel de tratamiento está compuesto por diferentes procesos u operaciones que intervienen en la remoción de los diversos contaminantes que componen las aguas residuales, estos se clasifican en:

- Procesos físicos: utilizan elementos externos o recurren a la remoción de constituyentes por medio de la intervención de elementos y fuerzas físicas.
- Procesos biológicos: la remoción de la carga contaminante se lleva a cabo por medio de la actividad biológica.
- Procesos químicos: consiste en uso de productos químicos agregados al agua residual para lograr remover o transformar los contaminantes.

La figura 3.5 muestra los mecanismos que intervienen frecuentemente en cada una de las unidades o procesos. Estos se utilizan según el nivel de tratamiento considerado.



Figura 3.5. Recursos utilizados para la remoción de contaminantes en cada unidad de tratamiento.

Fuente: Adaptado de von Sperlin, 1996

La figura 3.6 muestra el esquema general de los sistemas de tratamiento común. Esta figura resume la clasificación de cada unidad según el nivel de tratamiento y el tipo de constituyente que se elimina normalmente después de cada proceso.



Figura 3.6. Esquema general de los sistemas de tratamiento, tipo de procesos y parámetros de remoción.

Es claro que el conjunto de unidades o procesos conforman los sistemas de tratamiento, y cada uno de ellos presenta una eficiencia característica determinada en función de la

cantidad de materia contaminante removida. La eficiencia se calcula por medio de la ecuación siguiente:

$$E = \frac{C_a - C_e}{C_a} \cdot 100 \quad [3.4]$$

en donde:

E = Eficiencia de remoción (%)

C_a = Concentración del contaminante en el afluente (mg/L)

C_e = Concentración del contaminante en el efluente (mg/L)

Los sistemas de tratamiento secundarios utilizan procesos biológicos. Conformados por reactores, estos emplean bacterias que realizan la síntesis y estabilización de la materia orgánica.

Existen sistemas biológicos aeróbicos y anaeróbicos. Ambos utilizan bacterias para la degradación de contaminantes, sin embargo las condiciones bajo las cuales llevan a cabo las reacciones de estabilización cambian para cada sistema.

3.7.1 Sistemas aerobios

Estos sistemas se caracterizan porque la degradación y estabilización de la materia orgánica afluente al reactor, es efectuada en presencia de oxígeno. De esta forma las bacterias degradan y transforman la materia contaminante a materia estabilizada; durante este proceso adquieren la energía necesaria para crecer y reproducirse.

Generalmente el esquema simplificado del proceso de conversión de materia contaminante a materia estable es como el que se muestra a continuación:

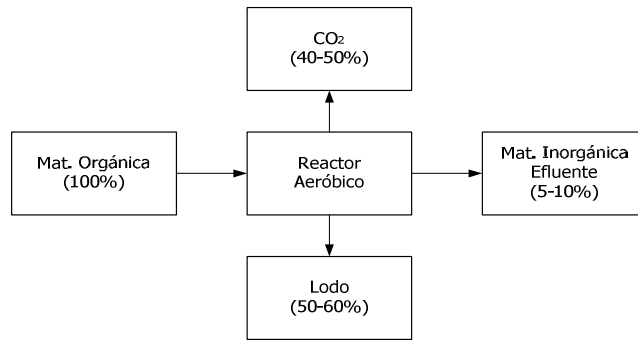


Figura 3.7 Diagrama aerobio de digestión microbiana.

Fuente: Adaptado de Von Sperling, 1996.

Tal y como se observa en la figura 3.7, durante la digestión aerobia los microorganismos presentes en el reactor convierten la materia orgánica (contaminante) en productos finales como dióxido de carbono (gas carbónico en su forma más estable) y lodo (biomasa inestable) que sedimenta al fondo de los reactores y que generalmente requiere un post-tratamiento para su estabilización.

La eficiencia de estos sistemas aumenta con la introducción de mecanismos de aireación, ya que estos aumentan la concentración de oxígeno disuelto en el medio y además permiten un mayor contacto de la biomasa con el sustrato afluente.

3.7.2 Sistemas anaerobios

La degradación de la materia orgánica presente en el reactor es efectuada por biomasa que actúa en ausencia de oxígeno disuelto. Esta biomasa recurre a otros elementos para oxidar la materia orgánica y convertirla en materia estable. El esquema simplificado del proceso de conversión de la materia orgánica llevado a cabo por las bacterias anaerobias es el que se presenta a continuación:

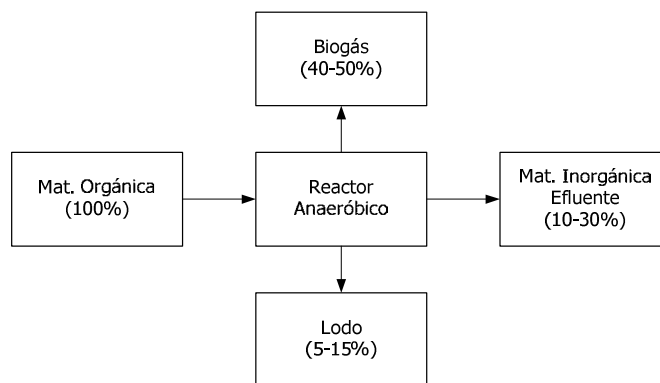


Figura 3.8. Diagrama anaerobio de digestión microbiana.

Fuente: Adaptado de Von Sperling, 1996.

Del diagrama se puede observar que la materia orgánica es convertida principalmente en biogás que sale hacia la atmósfera, este puede ser aprovechado y convertido en energía eléctrica para mejorar la eficiencia del proyecto. Gracias a este aspecto es que la producción de lodos en estos sistemas es muy baja.

La tasa de crecimiento de las bacterias anaerobias es baja en comparación a la de los sistemas aerobios, sin embargo la formación de gránulos en el reactor además de la adición de mecanismos y/o materiales que funcionan como medio de soporte, es una medida de respuesta ante este problema haciendo que el tiempo de retención de biomasa en el reactor sea muy alto, y que por lo tanto la eficiencia del sistema también lo sea.

3.8 Reglamentación de aguas residuales

3.8.1 Normas de vertido

Las normas de vertido existen con el objetivo de preservar la salud, el medio ambiente y la calidad de las aguas utilizadas como cuerpo receptor. Este propósito se logra por medio de la fijación de límites máximos permitidos para los parámetros de las aguas residuales, disminuyendo significativamente el impacto generado por lanzamiento del agua residual sin tratamiento al cuerpo receptor.

En Costa Rica el Reglamento de Vertido y Reúso de las Aguas Residuales, es la norma encargada de definir los límites permisibles que deben de cumplirse para disminuir los efectos nocivos generados por los contaminantes contenidos en las aguas residuales.

Esta norma establece diferentes límites de vertido que aumentan según el lugar al cual se destina el agua residual, por lo tanto existen límites para cuando el vertido se realiza hacia:

- Alcantarillado sanitario
- Cuerpos receptores
- Actividades que reutilizan el agua tratada.

Los límites máximos establecidos para cuando el vertido se realiza hacia el alcantarillado sanitario se muestran en el cuadro 3.2.

Cuadro 3.2. Límites máximos permitidos y parámetros de análisis obligatorio de aguas residuales vertidas en alcantarillado sanitario.

| Parámetro | Límite Máximo |
|--|-----------------|
| - DBO _{5,20} | 300 mg/L |
| - DQO | 750 mg/L |
| - Sólidos suspendidos | 300 mg/L |
| - Sólidos sedimentables | 5 ml/l |
| - Grasas/aceites | 50 mg/L |
| - Potencial hidrógeno | 6 a 9 |
| - Temperatura | 15°C ≤ T ≤ 40°C |
| - Sustancias activas al azul de metileno | 5 mg/L |

Fuente: Reglamento de Vertido y Reuso de Aguas Residuales, 2007

Para cuando las aguas residuales son vertidas a un cuerpo receptor, los sistemas de tratamiento deben de cumplir con los límites máximos permitidos que se muestran en el cuadro 3.3 a continuación:

Cuadro 3.3. Límites máximos permitidos y parámetros de análisis obligatorio de aguas residuales vertidas en cuerpos receptores.

| Parámetro | Límite |
|-----------------------|-----------------|
| DBO _{5,20} | 50 mg/L |
| DQO | 150 mg/L |
| Sólidos suspendidos | 50 mg/L |
| Grasas/aceites | 30 mg/L |
| Potencial hidrógeno | 5 a 9 |
| Temperatura | 15°C ≤ T ≤ 40°C |
| Sólidos sedimentables | 1 ml/L |
| SAAM | 5 mg/L |

Fuente: Reglamento de Vertido y Reuso de Aguas Residuales, 2007

Para determinar estos parámetros, se deben realizar pruebas de laboratorio en periodos semanales o mensuales, es importante mencionar que según la complejidad de la prueba estar podrá ser efectuada por técnicos de la planta o por laboratorios acreditados en el MINSA.

El periodo de realización de las pruebas puede ser semanal o mensual en función de la importancia del parámetro en la operación del sistema y de la complejidad para su determinación.

Existen límites de vertido para las distintas opciones de uso posterior del agua residual tratada. Según el reglamento, existen 7 diferentes tipos usos cuyos límites se vuelven más restrictivos según la actividad a la cual se destine el efluente tratado. El cuadro 3.4 resume los límites que se deben de cumplir para considerar la reutilización del efluente tratado, este se muestra a continuación.

Cuadro 3.4. Límites máximos permitidos y parámetros adicionales de análisis obligatorio de aguas residuales reutilizadas según el tipo de actividad.

| Tipo de Reúso | Comentario al tipo | Parámetros | |
|---------------|---|--|---------------------------------|
| | | Nematodos intestinales promedio (Huevos/L) | Coliformes Fecales (NPM/100 ml) |
| Tipo 1 | Urbano con acceso público (zonas verdes, campos de juego) | 1 | 1 000 |
| Tipo 2 | Riego con acceso restringido (cultivo de césped, silvicultura, etc) | 1 | 10 000 |
| Tipo 3 | Cultivos no procesados previo a la venta | 1 | 1 000 |
| Tipo 4 | Cultivos procesados previo a la venta | 1 | 10 000 |
| Tipo 5 | Cultivos no alimenticios (arboles, pastos, fibras, semillas, etc.) | 1 | ----- |
| Tipo 6 | Recreativo (pesca, navegación, etc.) | 1 | 10 000 |
| Tipo 7 | Paisajístico | 1 | ----- |
| Tipo 8 | Construcción | 1 | 1 000 |

Fuente: Reglamento de Vertido y Reuso de Aguas Residuales, 2007

3.8.2 Aprobación y operación de sistemas de tratamiento.

Así como los sistemas de tratamiento deben de garantizar la protección del medio ambiente y de la salud del ser humano mediante el cumplimiento de los requerimientos mínimos de vertido, también se debe de garantizar una interacción segura entre la población servida y el sistema de tratamiento.

Para alcanzar este objetivo el Reglamento de Aprobación y Operación de Sistemas de Tratamiento, busca regular todo lo relacionado con la ubicación de los diversos sistemas de tratamiento existentes.

Sin embargo es importante destacar que las regulaciones impuestas en este reglamento giran en torno a tres ejes principales que son: ubicación, construcción y operación y mantenimiento.

En cuanto a la ubicación, este reglamento establece diferentes retiros que deben ser tomados en cuenta según tipo de sistema de tratamiento que se esté considerando implementar. En el cuadro 3.5 se muestra los retiros exigidos por el reglamento.

Finalmente, este reglamento destaca en los artículos 17 y 18 que el sitio donde se ubique el sistema, debe de contar con fácil acceso para el personal, estar libre de amenazas o riesgos que atenten contra éste y el funcionamiento los sistemas de tratamiento.

Cuadro 3.5. Retiros mínimos exigidos según el tipo de sistema de tratamiento.

| Tipo de tratamiento | | Retiros mínimos (m) | | | | |
|---|----------|---------------------|----|----|---|---|
| | | 50 | 20 | 10 | 5 | 1 |
| Lagunas Anaerobias | | x | - | - | - | - |
| Lagunas Facultativas aeróbicas y aireadas | | - | x | - | - | - |
| Lodos Activados | | - | - | x | - | - |
| Filtros Biológicos | | - | x | - | - | - |
| Reactores Anaerobios | Abiertos | - | x | - | - | - |
| | Cerrados | - | - | x | - | - |
| Sedimentadores primarios y secundarios | Abiertos | - | x | - | - | - |
| | Cerrados | - | - | x | - | - |
| Tanques sépticos con zona de drenajes ($Q = 14 \text{ m}^3/\text{d}$) | | - | - | - | - | x |
| Sedimentadores con digestores Incorporados ($Q = 3,5 \text{ m}^3/\text{d}$) | Abiertos | - | x | - | - | - |
| | Cerrados | - | - | x | - | - |
| Humedales artificiales | | - | x | - | - | - |
| Floculación | | - | - | x | - | - |
| Lechos de secado | | - | - | x | - | - |
| Digestores aeróbicos | | - | - | x | - | - |
| Laguna de lodos | | x | - | - | - | - |
| Digestores anaeróbicos | Abiertos | - | x | - | - | - |
| | Cerrados | - | - | x | - | - |
| Campos de infiltración | | - | - | - | - | - |
| Sistemas de evaporación | | - | - | x | - | - |
| Cárcamos de bombeo | | - | - | - | x | - |
| Plantas de tratamiento químico | | - | - | - | x | - |
| Tanques de homogenización | | - | - | - | x | - |

Fuente: Reglamento de Aprobación y Ubicación de Sistemas de Tratamiento de Aguas

Residuales , 2003

CAPÍTULO 4 Zonificación distrital y delimitación del área de cobertura del proyecto

Con el propósito de enmarcar un proyecto más atractivo y funcional para la municipalidad y el distrito, este proyecto abarca un área de cobertura mayor a la que se había planteado en un principio. Por lo tanto se busca solucionar el problema de contaminación producto del vertido de aguas residuales de la urbanización Jorge Debravo y un sector cercano a ésta.

Para lograr definir este otro sector, se propuso que las aguas residuales generadas por la población servida serán conducidas hasta la entrada del sistema de tratamiento por medio de la gravedad, o sea, sin necesidad del uso de equipos de bombeo. Esta condición se garantiza por medio de la delimitación de cuencas de drenaje, la cuales incluyen a la urbanización Debravo y los sectores cercanos a ésta.

Las cuencas de drenaje que delimitan el área de estudio se confeccionaron con ayuda del programa ArcGIS, estas fueron generadas a partir del MED con el objetivo de determinar la zona adicional a la urbanización Debravo que verterá sus aguas a la planta de tratamiento planteada.

Dichas cuencas son microcuencas del río Turrialba, y corresponden a las zonas de influencia y contribución de caudal de las Quebradas Túnel y Bomba, los cuales drenan las aguas de la urbanización Jorge Debravo y urbanizaciones cercanas. Es importante señalar que de aquí en adelante se entenderá como microcuencas, a las conformadas por éstas dos cuencas individuales, las cuales definen los límites de la zona estudiada.

4.1 Zonificación territorial

4.1.1 Metodología

El proceso de zonificación tiene como objetivo la delimitación y la clasificación sistemática de un determinado territorio en unidades homogéneas más pequeñas que comparten características comunes. Esta clasificación se realiza en función del tipo de características que

se analicen. En este caso el objetivo final es poder determinar cuáles son las zonas de posible expansión del distrito.

El procedimiento consiste en definir una serie de variables, que al ser superpuestas entre sí ayudan a generar un modelo de clasificación e identificación de los elementos y características que subdividen un territorio. El esquema de la figura 4.1 muestra la metodología empleada y las diversas variables que fueron analizadas para obtener el mapa de zonificación preliminar del distrito.

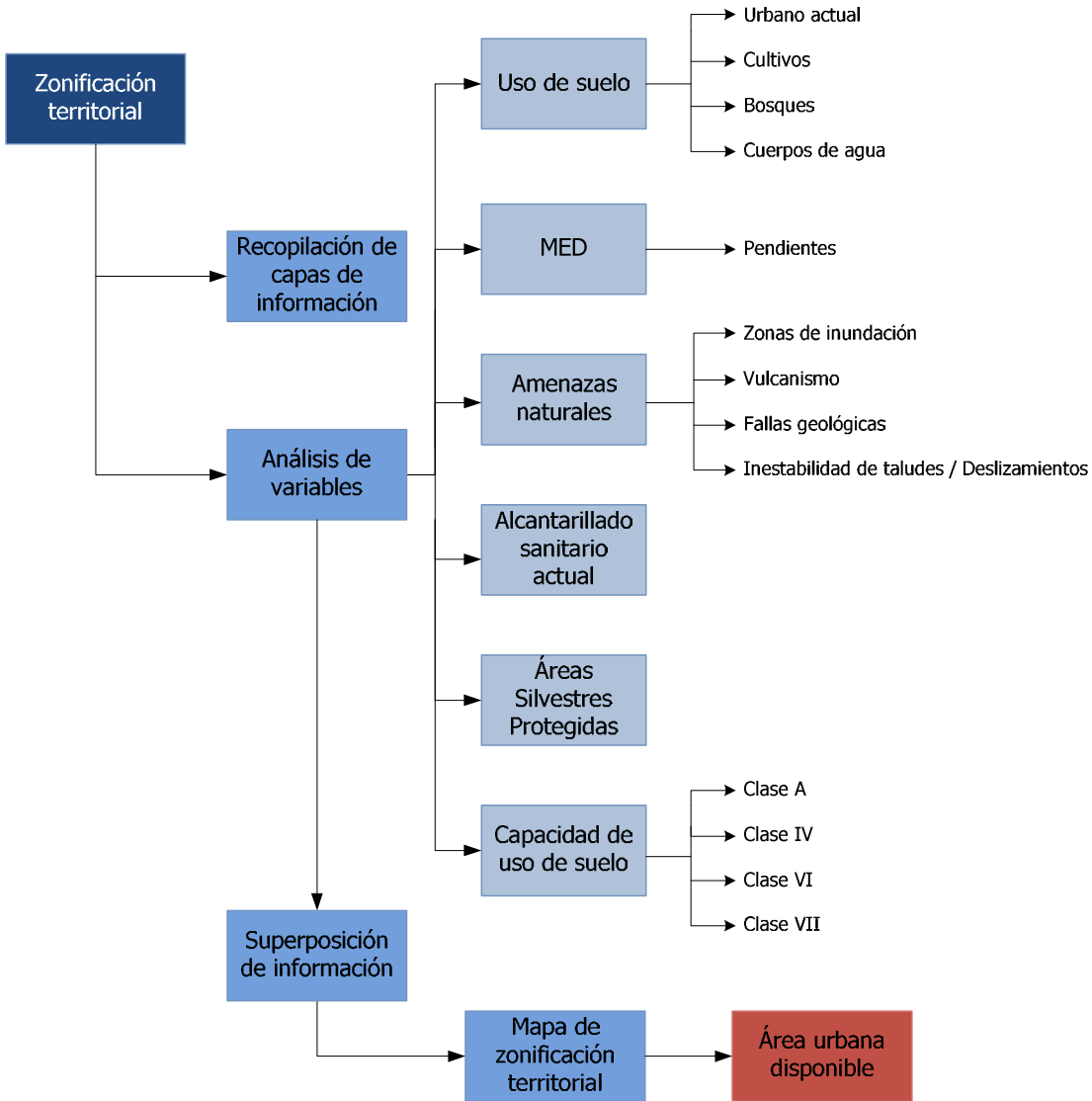


Figura 4.1. Metodología y capas de información consideradas para el proceso de zonificación territorial.

4.1.2 Análisis y consideraciones

Según el Reglamento para Control de Fraccionamientos y Urbanizaciones, las zonas donde se permita el fraccionamiento deben de cumplir con ciertas consideraciones básicas, las cuales se mencionan a continuación:

1. Que los usos establecidos sean conformes con las normas de zonificación del respectivo Plan Regulador.
2. Que la zona fraccionada esté libre de amenazas o riesgos de inundación, derrumbes y deslizamientos.
3. Que los lotes originados sean de un tamaño aceptable, con un adecuado acceso a la vía pública.
4. Que los lotes tengan accesibilidad a servicios básicos indispensables.

Actualmente el distrito no cuenta con un Plan de Ordenamiento Territorial que le permita regular los diferentes usos de la tierra. Es importante aclarar que el proceso de zonificación y su resultado, consiste en una propuesta preliminar que la Municipalidad de Turrialba podría tomar en cuenta dado a que fue realizada bajo las consideraciones anteriores.

Las variables mostradas en la figura 4.1, delimitan el crecimiento de cualquier territorio y son las que se utilizan comúnmente para obtener este tipo de resultados. A continuación se detalla la importancia que toma cada una de ellas dentro del proceso de zonificación del distrito.

4.1.2.1 Uso de suelo

La capa de uso de suelo contiene información sobre la distribución de las actividades que se desarrollan en el distrito; en el capítulo 2 se describió ampliamente este tema con la información necesaria. Para identificar las zonas de posible crecimiento fueron descartadas las zonas ocupadas por el uso urbano actual, bosques (altas pendientes) y cuerpos de agua, ya que no se pueden considerar como zonas aptas para el crecimiento del distrito.

Para definir la zona de protección de los ríos, se recurrió a la Ley Forestal N° 7575. Básicamente esta ley define los límites y zonas de protección de los cursos de agua, ésta establece en el capítulo IV que en terrenos planos, se debe dejar libre una franja de 15 m para zona rurales y 10m en zonas urbanas a ambos lados de los ríos, quebradas o arroyos; en caso de ser un terreno con pendientes altas se debe respetar una franja de 50 m a cada lado. En el mapa 4.1 "A" se pueden observar las zonas de protección de los ríos del distrito.

4.1.2.2 Pendientes

La capa de curvas de nivel es el insumo principal para determinar el MED y poder así obtener las pendientes de la totalidad del distrito. Esta capa de información fue obtenida gracias a la colaboración del AyA, producto del Plan de Regularización y Catastro.

A nivel de planificación territorial, existen intervalos de pendientes en los cuales no se recomienda urbanizar. Según el Reglamento para el Control Nacional de Fraccionamientos y Urbanizaciones (INVU, 1982) se considera que sectores con pendientes mayores al 20% corresponden a zonas restringidas para la construcción de obras habitacionales. Además este reglamento detalla en su Capítulo 3, artículo III.3.2.9 lo siguiente:

"[...] En terrenos con pendientes mayores del 30% se deberá presentar el estudio de estabilidad del terreno. Dichos terrenos deberán ser arborizados de acuerdo con un plan aprobado por la Dirección General Forestal del Ministerio de Recursos Naturales, Energía y Minas"

El cuadro 4.1 resume la forma en que se agruparon las pendientes del distrito y respectiva su vocación urbanística.

Cuadro 4.1. Clasificación de las pendientes del distrito

| Intervalos de Pendientes (%) | Clasificación |
|------------------------------|--------------------------|
| 0 - 20 | Urbanizable |
| 20 - 30 | No se aconseja urbanizar |
| > 30 | No urbanizable |

4.1.2.3 Amenazas naturales

En el capítulo 2 se describió con detalle las amenazas presentes en el distrito. Sin embargo es importante recordar que el distrito es afectado con mayor frecuencia por constantes inundaciones, principalmente por el desbordamiento de los cauces de los ríos Colorado, Aquiares, Turrialba y de las quebradas Túnel y Bomba. En el mapa 4.1 "A" se puede observar que la CNE determinó varias manchas de inundación que afectan varias urbanizaciones y poblados, entre ellos la Urbanización Jorge Debravo.

Estas áreas de inundación fueron descartadas como zonas aptas para el crecimiento de la futura población del distrito, siendo esto consecuente con las disposiciones que indica la normativa establecida por el reglamento del INVU para el control de fraccionamientos, aunque se puede observar que muchas de ellas se encuentran pobladas, situación que no debería ser así.

Las demás amenazas naturales se encuentran fuera de la zona analizada por lo cual estas no afectaron directamente el resultado obtenido del proceso de zonificación. El mapa de amenazas se presenta en el capítulo 2 (Ver mapa 2.10.)

4.1.2.4 Alcantarillado sanitario

Esta capa de información se utilizó para determinar la porción del área potencialmente urbanizable que cuenta con las facilidades de conexión al sistema de alcantarillado actual.

4.1.2.5 Áreas Silvestres Protegidas

Dentro del cantón existen dos áreas silvestres protegidas: el Monumento Nacional Guayabo y el Parque Nacional Volcán Turrialba. Estos se encuentran a una distancia considerable del centro del distrito, por lo cual su área no influye el resultado del proceso de zonificación empleado.

4.1.2.6 Capacidad de uso de suelo

La capacidad de uso de suelo evalúa la vocación edafológica de los distintos suelos que componen un territorio. Para su caracterización se toman en consideración características físicas y químicas que lo hacen apto o no para actividades agrícolas.

Con el fin de tener un mejor panorama de la composición físico-química de los suelos del distrito, se tomaron en cuenta los mapas de capacidad de uso de suelo del Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG) y la Fundación Neotrópica Costarricense.

Con base en esta información, se agruparon los tipos de suelo que componen el distrito. Las primeras tres clases de suelos se agrupan en una sola categoría (Clase A). En el cuadro 4.2 se describen brevemente las características que rigen sobre cada tipo de suelo y su uso recomendado en función de las pendientes del distrito.

Es importante recordar que a nivel de planificación territorial, los terrenos con pendientes entre 20% y 30% no se consideran recomendables para urbanizar, por tal motivo los suelos Clase A ubicados dentro de este rango de pendientes fueron descartadas para dicho fin.

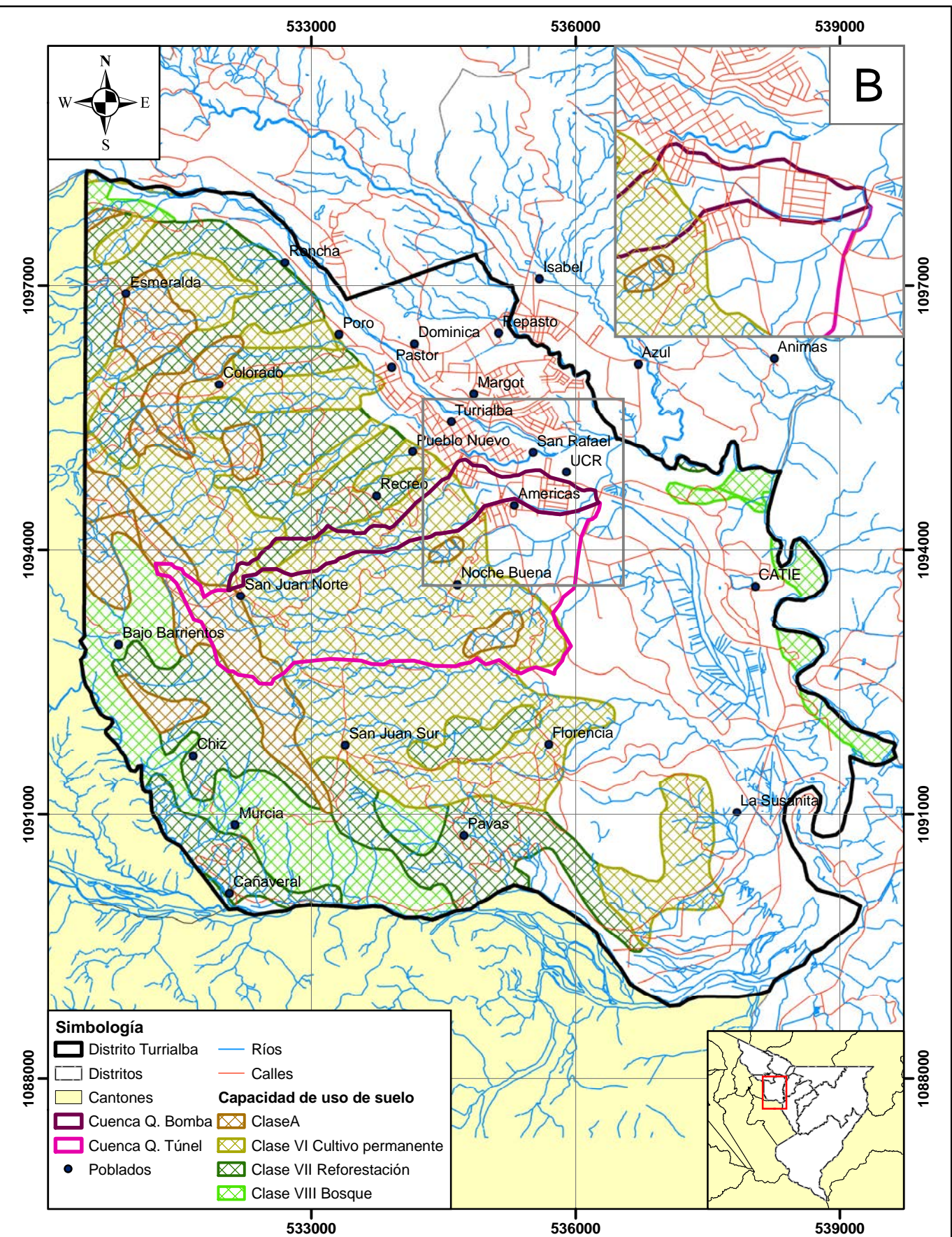
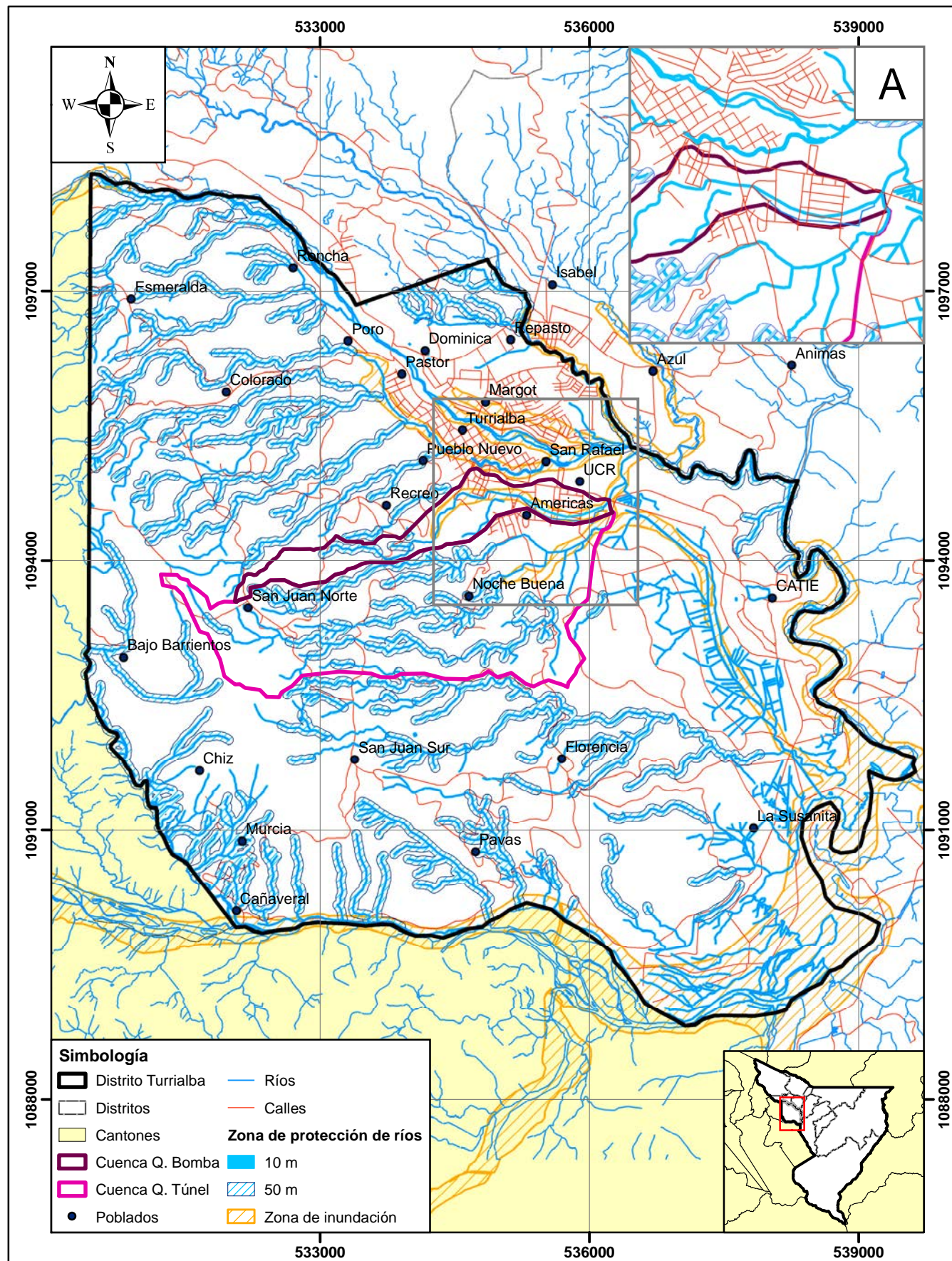
El mapa 4.1 "B" muestra la distribución espacial que ocupan los diferentes tipos de suelo según su capacidad. Finalmente, la superposición de las variables analizadas tiene como resultado el mapa de zonificación preliminar del distrito. Este se puede observar en el mapa 4.2.

Cuadro 4.2. Clasificación edafológica de tipos de suelo y su influencia sobre el proceso de zonificación.

| Tipos de suelo | Características | Pendientes (%) | Uso recomendado |
|----------------|--|----------------|-----------------|
| Clase I | Suelos aptos para actividades agropecuarias. Suelos con pendientes muy bajas | 0 – 20 | Urbanizable |
| | | 20 – 30 | Urbanizable* |
| | | > 30 | No urbanizable |
| Clase II | Limitaciones productivas Relieve ligeramente ondulado, expuesto a procesos de erosión | 0 – 20 | Urbanizable |
| | | 20 – 30 | Urbanizable* |
| | | > 30 | No urbanizable |
| Clase III | Mayores limitaciones productivas. Relieve moderadamente ondulado, expuesto a procesos de erosión mayores. Apto para cultivos con tratamientos especiales | 0 – 20 | Urbanizable |
| | | 20 – 30 | Urbanizable* |
| | | > 30 | No urbanizable |
| Clase IV | Relieve ondulado, altas tasas de erosión Aptos para cultivos de tipo semipermanentes y permanentes (Agroforestales). | > 30 | No urbanizable |
| Clase VI | Aptos para cultivos permanentes (20 años o más) o producción forestal. Relieve fuertemente ondulado, procesos de erosión severa. | > 30 | No urbanizable |
| Clase VII | Solo aptos para manejo forestal y regeneración natural de la vegetación. Relieve escarpado, procesos de erosión severa. | > 30 | No urbanizable |
| Clase VIII | Zonas de preservación de flora y fauna, protección de recarga acuífera y sitios de belleza escénica | > 30 | No urbanizable |

* No es aconsejable urbanizar

Fuente: MAG, 1995.

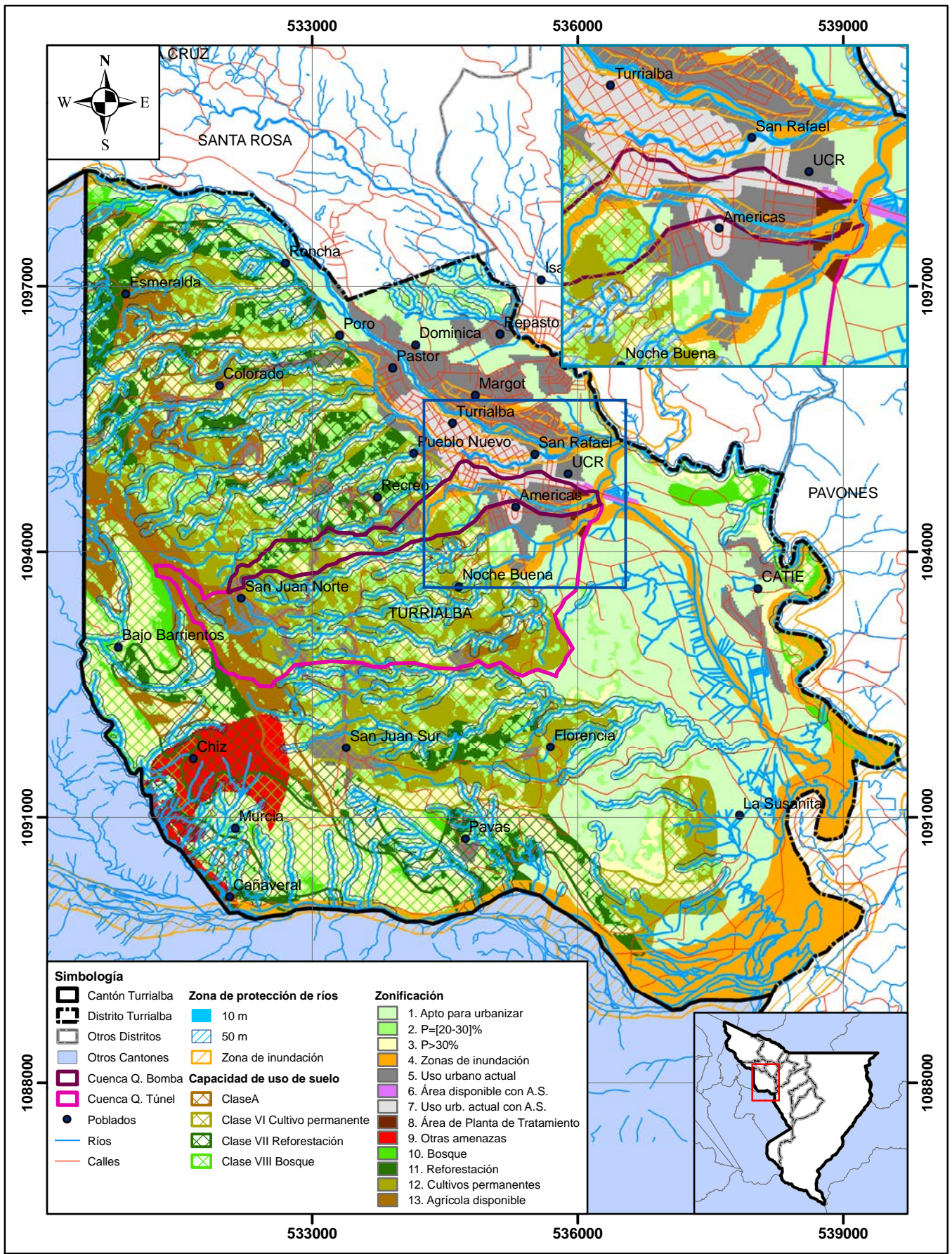


Mapa 4.1. Zonas de protección de ríos (A) y capacidad de uso de suelo (B) del distrito de Turrialba

0 1 2
Kilómetros
Coordenadas CRTM05
Escala 1:60.000

Fuente: Mapas IGN, Esc: 1:50.000;
MAG 1:200.000; Neotropica 1;50.000;
CNE, 2010; ProDUS-UCR, 2010.



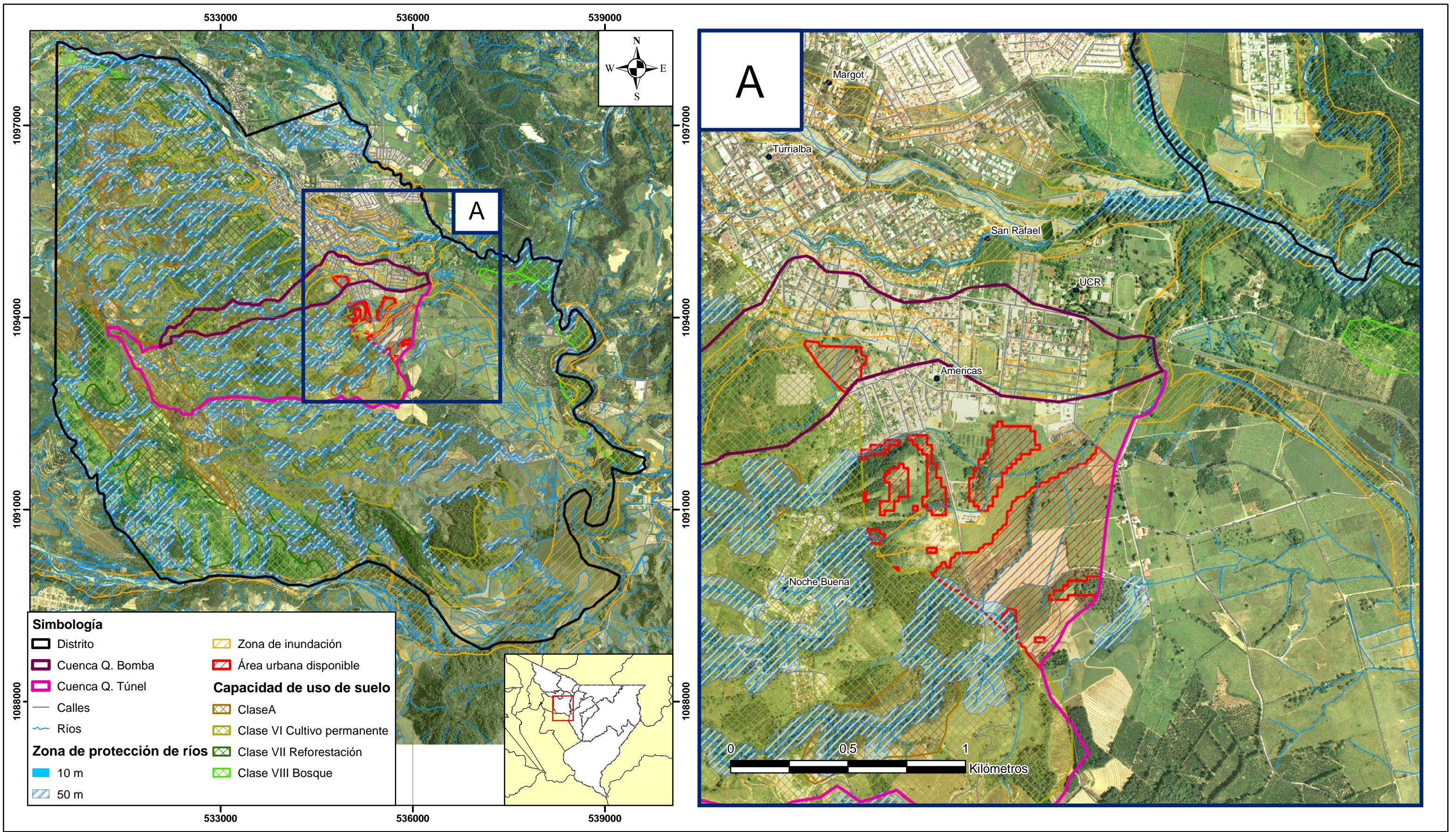


Mapa 4.2. Zonificación preliminar del distrito de Turrialba

Los resultados muestran las diferentes unidades que rigen el distrito. Se observa una concentración de pendientes menores al 20% hacia los sectores sur y suroeste. A pesar de este resultado, en estos sectores se destacan algunas zonas que reúnen los requisitos necesarios para ser consideradas como áreas potencialmente urbanizables. Estas zonas no se consideraron como tal, debido a las siguientes razones:

- La construcción de cualquier tipo de infraestructura (servicios básicos), resulta más costosa en comparación con la construcción en espacios con pendientes menos pronunciadas. Aquí son decisivos los costos en materia de movimientos de tierras y estabilización de terrenos.
- Además estas zonas se encuentran relativamente lejos del centro de la ciudad. Se sabe que los proyectos urbanísticos son más atractivos a medida que estos se encuentren más cerca de los centros urbanos, ya que en estos existe una mayor concentración de la población y de los servicios básicos. Este principio busca promover la densificación de la población.

En el mapa 4.3 se puede ver con detalle la ubicación y delimitación de las áreas y las cuencas mencionadas. Dentro del área limitada por las cuencas, las zonas de posible crecimiento comprenden un área de aproximadamente 43.2 ha y el área urbana actual posee un área de 84 ha aproximadamente. En el capítulo 5 se define la población que podrá ocupar el área habitable delimitada por dichas cuencas.



Mapa 4.3. Zonas de posible crecimiento urbano dentro de las microcuencas delimitadas

CAPÍTULO 5 Población de la zona de estudio y periodo de diseño del sistema de tratamiento

5.1 Periodos de diseño

Esta es la primera consideración que se debe definir al momento plantear un proyecto de manejo de aguas residuales. Un diseño adecuado, acorde con las limitaciones y las potencialidades de una localidad específica, debe garantizar facilidades en los procesos de operación y mantenimiento del sistema planteado durante toda su vida útil.

La definición del periodo de vida útil debe contemplar aspectos de factibilidad económica y constructiva, además analizar las tendencias que experimenta la dinámica poblacional del lugar donde se construirá el sistema.

Existen periodos de diseño recomendados para las diferentes estructuras hidráulicas, que se emplean a menudo en la práctica y que dependen de la complejidad del proceso constructivo y del crecimiento de la población abastecida. Estos se muestran en el cuadro 5.1.

Cuadro 5.1. Periodos de diseño recomendados para sistemas de aguas residuales

| Tipo de estructura | Características especiales | Periodo de diseño (años) |
|---------------------------|--|--------------------------|
| Alcantarillas principales | Difíciles de intervenir y costosas | 40-50 |
| Sistemas de tratamiento | Población con bajas tasas de crecimiento | 20-25 |
| | Población con altas tasas de crecimiento | 10-15 |

Fuente: Fair, 1997

5.2 Análisis demográfico

El periodo de diseño de los sistemas de tratamiento, y de una parte importante de las obras hidráulicas, tienen relación directa con la cantidad de usuarios a los que se prestará el servicio. Más adelante se define que el diseño del sistema de tratamiento propuesto tendrá una vida útil de 25 años, o sea que se proyectó su capacidad hasta el año 2035. (ver sección 5.3.2)

En particular para los sistemas hidráulicos se debe garantizar que su capacidad sea la adecuada para cumplir con la demanda generada, tanto al inicio como al final del proyecto. Para cumplir con tal objetivo es necesario estimar la población que ocupará la zona de análisis hasta el año de diseño.

Específicamente en este caso se realizaron estimaciones basadas en la información disponible de investigaciones y estudios de proyección realizados por el INEC-CCP; dichas proyecciones se basan en la metodología estadística de componentes demográficos por cohorte.

El motivo de esta elección se debe a que los métodos estadísticos evalúan gran cantidad de variables socio-económicas que son determinantes al momento de estimar el comportamiento dinámico de las poblaciones.

Un proceso adecuado para analizar el comportamiento demográfico del distrito de Turrialba, consiste en examinar el panorama demográfico general del país (análisis macro), seguido de una análisis micro el cual describe la tendencia general de la población del cantón de Turrialba (Sánchez, 2011).

El crecimiento natural de la población es la herramienta estadística seleccionada para este fin, esta es una metodología simplificada que se utiliza para analizar las tendencias de crecimiento basándose en dos variables: los nacimientos (tasas de natalidad) y las defunciones (tasas de mortalidad) en un determinado periodo, su diferencia da como resultado la tendencia general que sigue el crecimiento poblacional.

Este parámetro estadístico está sujeto a variables sociales, económicas y culturales. Finalmente se aclara que dicho procedimiento explica el comportamiento demográfico aproximado del distrito, ya que no evalúa la afectación de la tasa de migración sobre la tendencia de la población.

5.2.1 Análisis macro de la dinámica de población

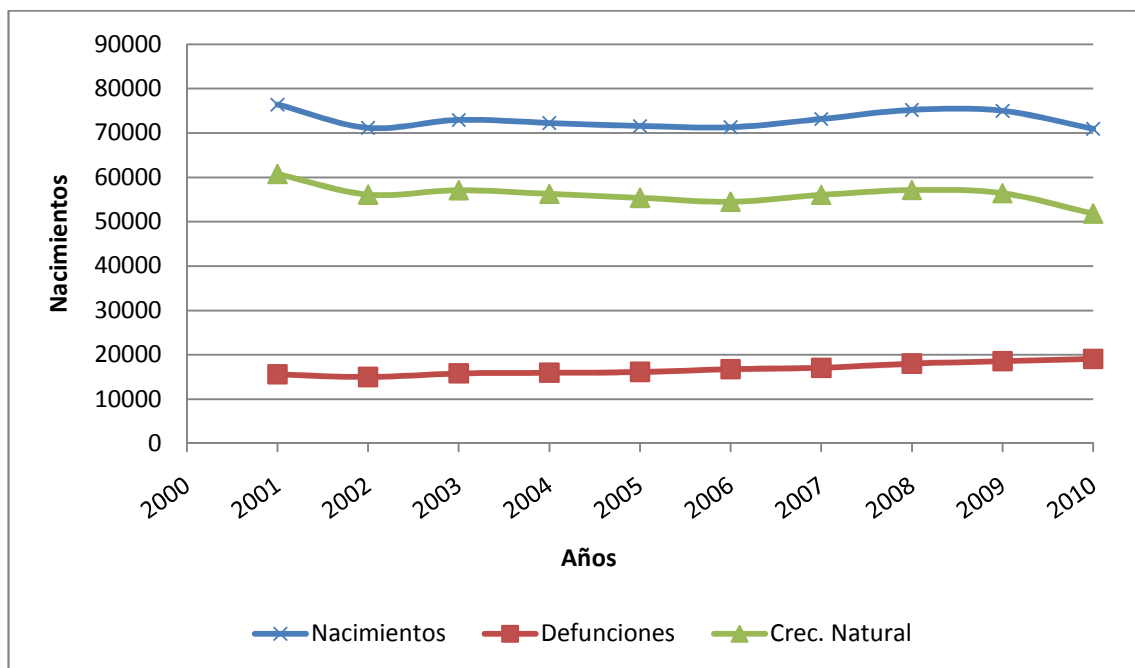
Según datos obtenidos del INEC, en Costa Rica la tasa de crecimiento ha experimentado una leve disminución en últimos 10 años (2000-2010). En el gráfico 5.1 se puede observar que el

número total de defunciones por año está aumentando, provocando una mayor disminución en la tasa de crecimiento natural de la población.

Además del incremento en las defunciones, esta reducción también se atribuye una serie de cambios sociales, económicos y culturales que en cierta parte han obligado a la mayoría de la población a tomar la decisión de postergar la llegada de más hijos, como por ejemplo: incrementos en el costo de la vida, inestabilidad laboral o también a la creciente competitividad de un mercado que exige mejores niveles de preparación académica (Pérez, 2011)

La caída en la tasa de natalidad (años 2002 y 2009) se debe también a aspectos como la entrada en vigencia de la Ley de paternidad responsable (2002) y a las repercusiones de la crisis económica sufrida (2009-2010) (Villegas, 2011). (ver gráfico 5.1)

Gráfico 5.1. Crecimiento natural de la población de Costa Rica



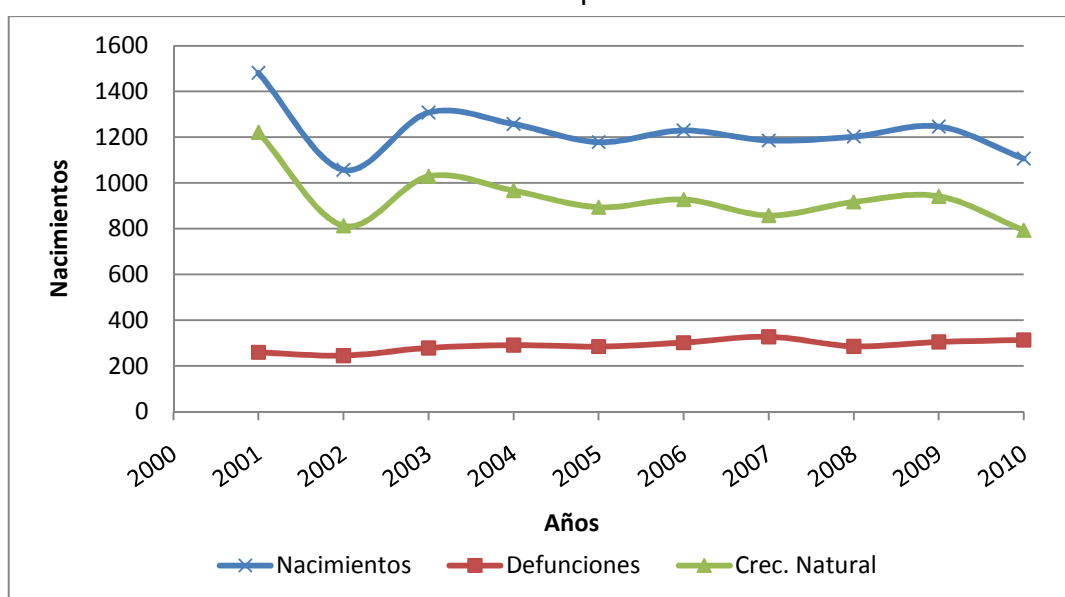
Fuente: INEC, 2011

Estas circunstancias han provocado que la tasa de fecundidad haya disminuido considerablemente, (actualmente es de 1.8 niños por cada mujer en edad fértil) por lo que se está experimentando una generalizada reducción de la tasa de crecimiento, y

paralelamente se da un incremento relativo de la población vieja con respecto a la población joven (Villegas, 2011).

En el gráfico 5.2 se puede observar que la tendencia demográfica del cantón de Turrialba presenta una tendencia similar a la del país, el cual se debe en general posiblemente a los mismos eventos históricos mencionados anteriormente, por ejemplo en los años 2002 y 2009 se presentan las mayores caídas en la tasa. La situación del cantón puede resultar más crítica debido a una serie de factores socioeconómicos sucedidos a través de su historia.

Gráfico 5.2 Crecimiento natural de la población del cantón de Turrialba



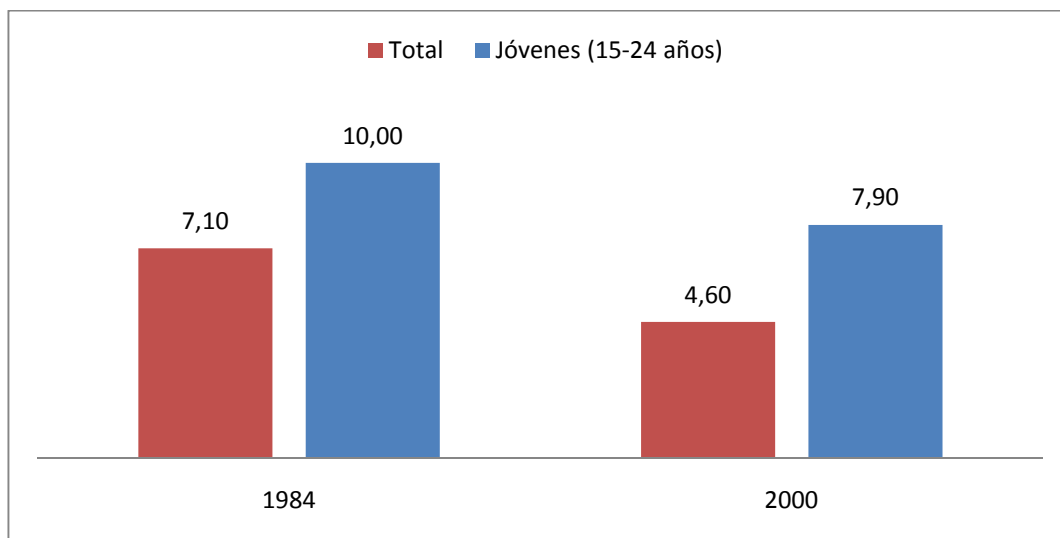
Fuente: INEC, 2011.

Los autores Cedeño y Aguilar (2009), explican que a principios de los años 80's la depresión económica y empresarial incidió fuertemente en el crecimiento de la población del cantón. Hechos como el cierre del ferrocarril al atlántico, la crisis cafetalera sucedida en la última década del siglo XX, el cierre de varios ingenios azucareros y diversas políticas económicas que han incentivado la sustitución del sector primario por el sector terciario de la economía, ayudan a entender el comportamiento demográfico.

Según estadísticas del CCP el tema del desempleo es crítico en el cantón, los gráficos 5.3 y 5.4 muestran una comparación entre la situación general del país y la del cantón de

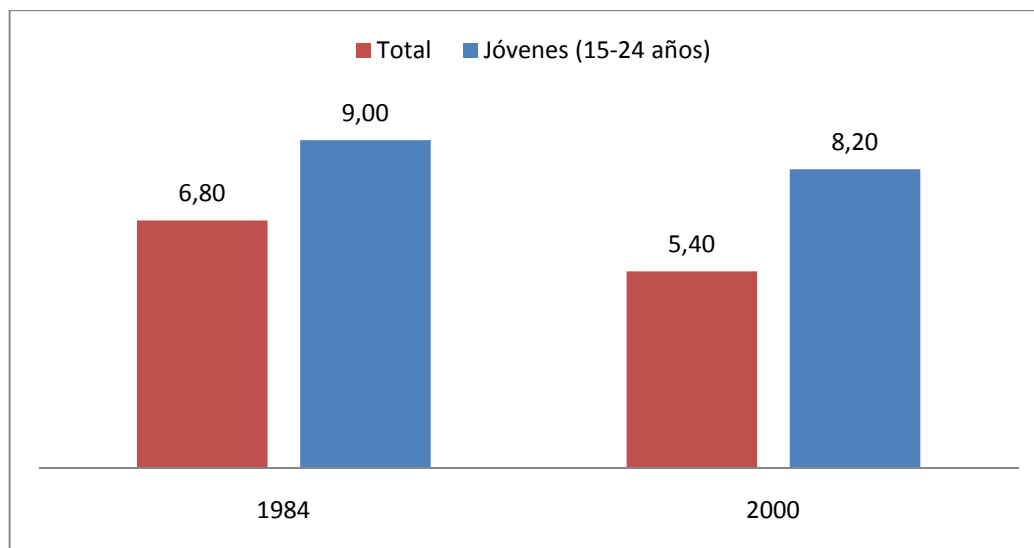
Turrialba. A partir de dicha información se observa que la tasa de desempleo del cantón ha mejorado en relación con la existente en el año 1984, sin embargo es mayor que la tasa nacional de desempleo.

Gráfico 5.3. Tasa de desempleo abierto total y en jóvenes en Costa Rica.



Fuente: CCP, 2011.

Gráfico 5.4. Tasa de desempleo abierto total y en jóvenes en el cantón de Turrialba.

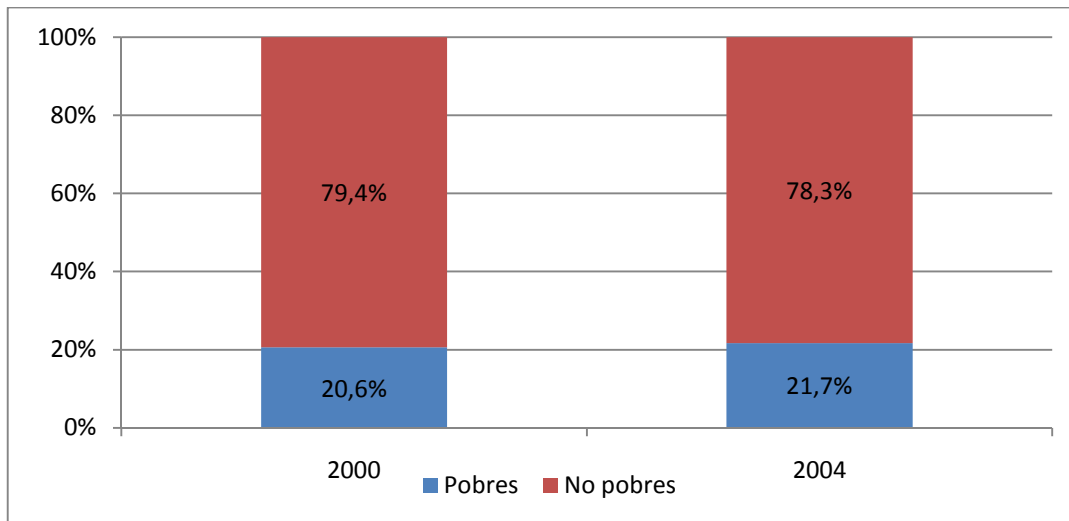


Fuente: CCP, 2011.

Para confirmar la situación se observa que el índice de pobreza (parámetro íntimamente relacionado con la tasa de desempleo) presenta una tendencia similar a dicha tasa. En los

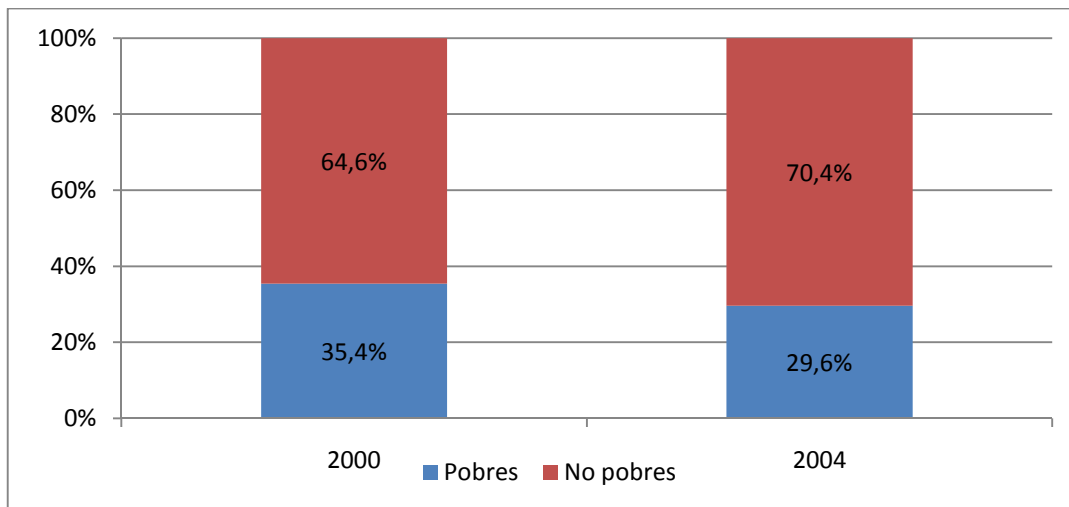
gráficos 5.5 y 5.6 se observa que, en los últimos años, ha existido cierta disminución de la pobreza, sin embargo el panorama es más crítico que el del país.

Gráfico 5.5. Porcentaje de hogares pobres en Costa Rica



Fuente: CCP, 2011.

Gráfico 5.6. Porcentaje de hogares pobres en el cantón de Turrialba.



Fuente: CCP, 2011.

Las condiciones socioeconómicas mencionadas, son causas directas de otro factor que contribuye a la reducción de la población: la migración. Para el año 2000, esta variable indica que el crecimiento de la población del cantón presenta un panorama desfavorable, ya que

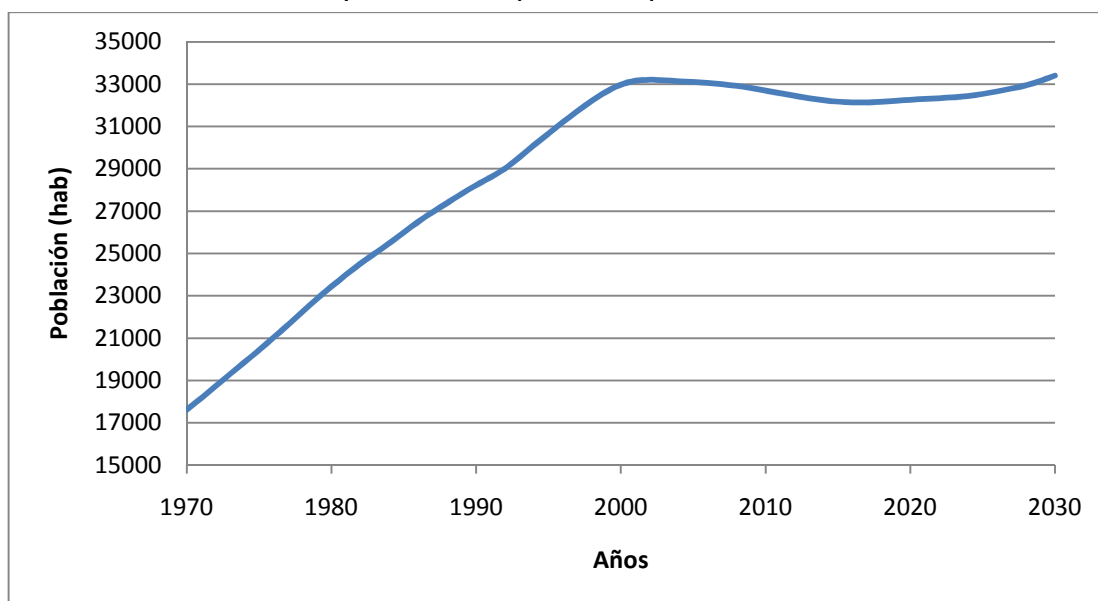
este se sitúa en el puesto número 22 de los 35 cantones con mayores tasas de migración del país, la cual corresponde a 4.8 personas al año por cada mil habitantes (CCP, 2011).

Observando las tendencias demográficas generales del país y del cantón de Turrialba, es de esperar que en el futuro las tasas de crecimiento de la población del distrito de Turrialba sean bajas e incluso decrecientes.

5.2.2 Análisis de población a nivel micro: Distrito de Turrialba

El gráfico 5.7 muestra comportamiento demográfico que ha experimentado y se proyecta para el futuro en el distrito de Turrialba, en el se observa que de conformidad con la tendencia general del cantón y del país, este distrito muestra un comportamiento similar a estos. En el gráfico se muestra que la población está cerca de estabilizar su crecimiento.

Gráfico 5.7. Proyecciones de población para el distrito de Turrialba



Fuente: CCP, 2011.

Tomando en cuenta que el último censo realizado fue en el año 2000, es importante recordar que el nivel de confianza de los resultados se reduce considerablemente si la extrapolación de los datos supera los 30 años de predicción. Además del gráfico se observa que para el año 2030 la población del distrito tendrá un máximo de 33400 habitantes.

5.3 Cálculo de población de microcuencas

Con la delimitación de las áreas urbana actual y potencialmente urbanizable, contenidas por las microcuencas de las quebradas Túnel y Bomba, surge la necesidad de definir la cantidad de habitantes que ocuparán dichos sectores durante la vida útil del proyecto (2010-2035).

Brevemente se explica que para estimar la cantidad de habitantes de la zona delimitada, se calculó la población de saturación que eventualmente podría albergar las microcuencas definidas, con el objetivo de verificar si la población proyectada al año 2035 se encuentra dentro de un rango de valores lógicos. Además el valor de saturación ayuda a estimar si en un futuro se requerirán módulos de tratamiento adicionales y su cantidad.

Para obtener la población máxima que habitará dentro de las microcuencas, fue necesario determinar los siguientes parámetros:

- Área efectiva de saturación.
- Número máximo de viviendas.
- Número de personas por vivienda.

Ante la ausencia de un Plan de Ordenamiento Territorial, el área efectiva de saturación se obtuvo tomando en cuenta diferentes criterios establecidos por el reglamento del INVU (1982) para el control de urbanizaciones, para garantizar una adecuada interacción entre los habitantes y los elementos que compondrán el nuevo desarrollo.

El diagrama mostrado en la figura 5.1, resume el proceso metodológico seguido con el objetivo de obtener la población de las microcuencas, sin embargo la descripción de la metodología empleada se presenta en las secciones que van de la 5.2.2.2 a la 5.2.2.4.

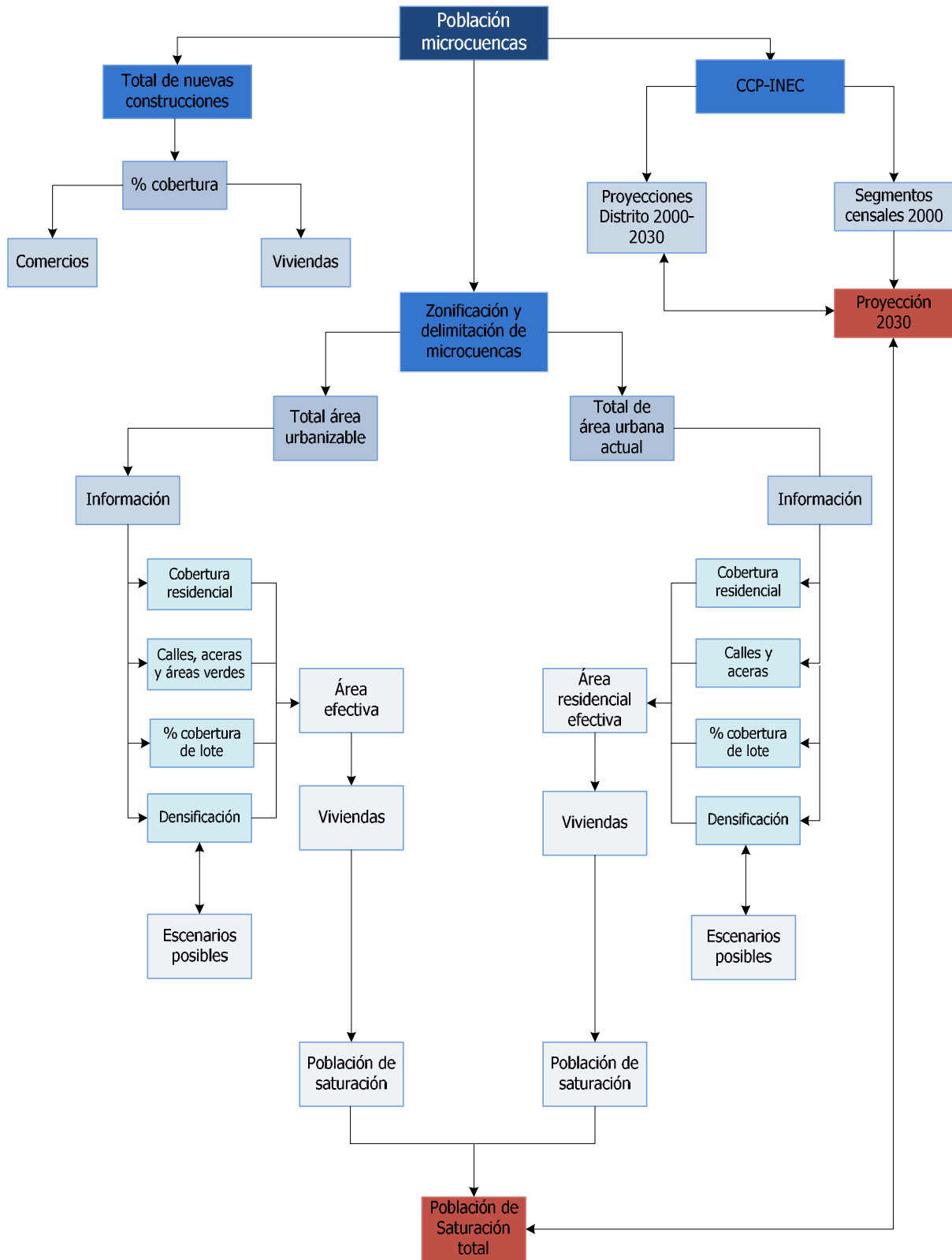


Figura 5.1. Esquema metodológico para obtener la población de las microcuencas.

5.3.1 Población de saturación

5.3.1.1 Área potencialmente urbanizable

Se analizaron dos posibles escenarios con el objetivo de encontrar un valor máximo de población de saturación (escenario crítico). Tal y como se observa en el diagrama de la figura 5.1 los escenarios presentan tres variables en común:

- 1) Porcentaje de cobertura residencial,
- 2) Cobertura de calles y aceras, y
- 3) Porcentaje de cobertura de lote para las viviendas de la zona.

Por lo tanto, en este caso la criticidad del escenario se define a partir de si será contemplada o no la posibilidad de densificar la zona analizada, mediante la construcción de soluciones habitacionales de altura (vivienda vertical).

El primer escenario descarta la posibilidad de densificar el área potencialmente urbanizable, por lo cual se supone que todas las viviendas serán unifamiliares. Se aclara que con esta suposición no se descarta la posibilidad de encontrar viviendas de dos plantas (máximo número de pisos permitido), en este caso se restringe la cantidad de familias por vivienda.

Para el segundo escenario se supuso que un 5% del área disponible, será ocupada por apartamentos cuya altura máxima es de dos pisos (un apartamento por piso, situación que duplica la cantidad en el sector de renovación). Para el resto del área se supone que las viviendas serán unifamiliares sin importar el tipo (horizontal o vertical respetando las condiciones de altura definidas).

El porcentaje de cobertura residencial se obtuvo al analizar la información de una base de datos suministrada por ProDUS para las nuevas construcciones realizadas en el distrito durante el periodo 2000-2008.

En dicha base se encontró que un 80% de las nuevas construcciones realizadas en el distrito, durante ese periodo, corresponden a viviendas. A su vez se determinó que el 20% restante

corresponde a otros usos dentro de los cuales están: comercial (10%), institucional, educativo y recreativo (10%).

Para efectos de este modelo, se supuso que el área urbanizable de las microcuencas presentarán la misma distribución que describe al distrito en general (80% residencial y 20% comercial, institucional y recreativo), previendo un uso mixto con el equipamiento urbano necesario para suplir la mayoría de las necesidades de la población futura.

Se debe recordar que modelo tiene como propósito principal estimar la población de saturación máxima que pueda soportar la zona analizada, y no el caudal máximo posible de aguas residuales generado. Por este motivo la población de saturación será calculada para el 80% del área potencialmente urbanizable, el cual corresponde al uso de suelo residencial de la zona.

En relación al tipo de aguas residuales esperadas en la zona se debe explicar que es claro que todos los usos mencionados producen aguas residuales ordinarias, ya que anteriormente se determinó en el distrito predomina el uso de suelo residencial y además se tiene que la actividad comercial predominante se caracteriza por ser baja intensidad (sector terciario).

Considerar que 100% de los usos que componen las microcuencas estarán contribuyendo simultáneamente a la generación de aguas residuales, es un caso crítico con bajas probabilidades de ocurrencia. Contemplar dicha posibilidad solamente sobredimensionaría el problema de generación de aguas residuales, lo cual incrementaría los costos del sistema por aumentos innecesarios en su capacidad hidráulica.

Esta situación justifica la consideración realizada para el modelo en donde el 100% de las viviendas, o sea el 80% del área disponible, se encuentran ocupadas y generando aguas residuales. Sin embargo se aclara que al realizar estos supuestos no se descarta que los comercios contribuyan a la producción de aguas residuales; lo que sucede es que durante la mayor parte del día, las actividades económicas (comercio e institucional) generan cierta atracción de la población residencial, trasladando así el punto de generación de aguas residuales de la población fija o doméstica hacia estos usos.

En resumen, simplemente lo que sucede es que la tasa de generación de aguas residuales domésticas será trasladada hacia las aguas producidas por la actividad comercial e institucional, estableciendo de esta forma una especie de equilibrio, que hará que no se supere el caudal generado por el número de habitantes que ocupan el total de las viviendas del área.

En relación al equipamiento urbano básico el Reglamento para Control Nacional de Fraccionamientos y Urbanizaciones, destaca que para nuevos desarrollos se debe destinar cerca de un 20% para las calles y aceras del desarrollo, y además se debe ceder un 10% para áreas verdes y recreativas; ambos porcentajes dados en relación al área total urbanizable.

Además de supuso un porcentaje de cobertura de lote (impermeabilización) del 75%, ya que esta es una zona con suelos de tipo arcilloso lo cual limita la tasa de infiltración del agua (ver capítulo 2). Por lo que no se aconseja utilizar porcentajes de cobertura muy elevados.

Ante la ausencia de plan regulador urbano el Reglamento de Nacional de Fraccionamientos plantea, en su artículo IV.2.2.3, que para viviendas de 1 a 2 pisos se recomiendan porcentajes de cobertura de 70% a 60% respectivamente. Se plantea una mayor cobertura debido a que la zona delimitada contará con alcantarillado sanitario.

Luego de haber aplicado los criterios de cobertura considerados al área urbana total disponible (43.2 ha) se obtuvo que para el primer escenario ésta se redujo a 18.7 ha (aprox. 43%) y a 19.6 ha para el segundo escenario contemplado (aprox 45.4%). (ver cuadro 5.2)

Cuadro 5.2. Criterios y porcentajes de cobertura utilizados para la determinar el área efectiva urbanizable a partir del área potencialmente urbanizable.

| Área total (ha) | Escenario | % Cobertura | | % de impermeabilización | % Renovación (densificación) | Área efectiva (ha) |
|-----------------|-----------|-------------|-----------------|-------------------------|------------------------------|--------------------|
| | | Residencial | Infraestructura | | | |
| 43,2 | 1 | 80 | Calles y aceras | 75 | NA | 18,7 |
| | | | 20 | | | |
| | | | Áreas verdes | | | |
| | 2 | 80 | Calles y aceras | 75 | 5 | 19,6 |
| | | | 20 | | | |
| | | | Áreas verdes | | | |
| | | | 10 | | | |

Con estos resultados se procede a obtener la población de saturación, para lo cual primero fue necesario obtener la cantidad máxima de viviendas. La ecuación [5.1] muestra como se obtuvo dicho valor:

$$Viv = \frac{A_{efectiva}}{A_{vivienda}} \quad [5.1]$$

Debido a la falta de un plan de ordenamiento territorial, el distrito de Turrialba presenta una marcada heterogeneidad en los tamaños de vivienda, por lo que el análisis se realizó para diferentes tamaños recomendados por la legislación urbana vigente.

Luego, con el factor de hacinamiento (FH) obtenido para el distrito de Turrialba (3.9 hab/vivienda, INEC 2010), y mediante la aplicación de la ecuación [5.2] se obtiene la población de saturación.

$$Pob_{sat} = Viv \cdot FH \quad [5.2]$$

Los resultados obtenidos se muestran por tamaño de vivienda por cada escenario considerado, estos se pueden observar en el cuadro 5.3.

Cuadro 5.3. Resultado de población para el área urbana disponible.

| Escenario | Tamaño vivienda (m ²) | Nº viviendas equivalentes | Habitantes |
|-----------|-----------------------------------|---------------------------|------------|
| 1 | 72 | 2579 | 10058 |
| | 90 | 2075 | 8094 |
| | 120 | 1557 | 6070 |
| | 150 | 1245 | 4856 |
| | 180 | 1038 | 4047 |
| 2 | 72 | 2708 | 10563 |
| | 90 | 2180 | 8500 |
| | 120 | 1635 | 6375 |
| | 150 | 1308 | 5100 |
| | 180 | 1090 | 4250 |

En resumen se observa que para ambos modelos la población del sector no sobrepasa los 10000 habitantes en el caso de mayor criticidad (viviendas de 72 m²), sin embargo existe cierta diferencia entre los resultados de los modelos generados, gracias al porcentaje de densificación considerado. Se debe aclarar que estas diferencias, son relativamente bajas para cuando el tamaño de vivienda es mayor o igual a 150 m².

5.3.1.2 Área urbana actual

Para el análisis de población de saturación de esta zona se tomaron en cuenta las mismas consideraciones y parámetros que para el área potencialmente urbanizable. Hay que mencionar que las diferencias más importantes entre los parámetros de ambas zonas están en los porcentajes de cobertura residencial, cobertura de áreas verdes y densificación.

Existe cierta dificultad para determinar con exactitud estos porcentajes, debido a la ausencia de un plan de ordenamiento territorial que regule y organice el crecimiento de esta zona. Esto hace que exista cierta incertidumbre y variabilidad, entre los valores recomendados por Reglamento Nacional para el Control de Fraccionamientos y Urbanizaciones y los que en realidad se puedan encontrar actualmente en el distrito.

Dada la incertidumbre conocida, con el fin de proyectar un escenario más conservador se supuso que el porcentaje de áreas verdes dentro del distrito es prácticamente nulo. Esta

medida hace que el escenario sea aún más crítico al suponer que este espacio está ocupado por viviendas.

El área urbana actual se localiza más cerca del centro de la ciudad de Turrialba, por lo que es posible que el porcentaje del área total ocupada por viviendas sea menor en comparación con el caso anterior; es decir esta se concibe como una zona de transición que se caracteriza por presentar una mayor cantidad de comercios y uso institucional.

Debido a la incertidumbre asociada se plantean dos escenarios distintos: el primero considera que el uso residencial representa un 70% del área urbana total y el segundo establece que este uso constituye un 75% de la misma.

Para definir un porcentaje de densificación razonable, se utilizó el criterio encontrado en las propuestas de zonificación del Plan Regulador del cantón de Alajuela (ProDUS, 2010), en donde establece que el porcentaje de renovación de la ciudad deberá ser del 10% del área urbana actual. El proceso de renovación sugiere la demolición del 5% del área urbana actual, con el fin sustituir lo existente por apartamentos de dos pisos (lo cual duplica el área habitable).

Finalmente es importante aclarar que de forma similar a la situación anterior, se considera que la condición crítica es aquella en la cual el uso residencial se encuentra ocupado en su totalidad, por lo cual la población de saturación se obtendrá a partir del número de viviendas equivalentes que se ubican dentro del área residencial (75% ó 70% según sea el caso).

Luego de haber aplicado los porcentajes de cobertura correspondientes, se obtiene el dato de área efectiva para cada escenario. Los resultados se muestran en el cuadro 5.4.

Cuadro 5.4. Criterios y porcentajes de cobertura utilizados para la determinar el área efectiva urbanizable a partir del área urbana actual.

| Área total (ha) | Escenario | % Cobertura | | % de impermeabilización | % Renovación (densificación) | Área efectiva (ha) | |
|-----------------|-----------|-------------|-----------------|-------------------------|------------------------------|--------------------|------|
| | | Residencial | Infraestructura | | | | |
| 84,0 | 1 | 70 | Calles y aceras | 75 | 10 | 40,3 | |
| | | | 20 | | | | |
| | | | Áreas verdes | | | | |
| | | | NA | | | | |
| | 2 | 75 | 75 | Calles y aceras | 75 | 10 | 42,9 |
| | | | | 20 | | | |
| | | | | Áreas verdes | | | |
| | | | | NA | | | |

De igual forma, utilizando las ecuaciones 5.1 y 5.2 se obtiene la población de saturación en función del número de viviendas equivalentes que ocupan el área efectiva de la zona. Los resultados se obtuvieron para varios tamaños de vivienda, estos se pueden observar a continuación en el cuadro 5.5

Cuadro 5.5. Resultado de población para el área urbana actual.

| Escenario | Tamaño vivienda (m ²) | Nº viviendas equivalentes | Habitantes |
|-----------|-----------------------------------|---------------------------|------------|
| 1 | 72 | 5570 | 21722 |
| | 90 | 4482 | 17480 |
| | 120 | 3362 | 13110 |
| | 150 | 2689 | 10488 |
| | 180 | 2241 | 8740 |
| 2 | 72 | 5918 | 23079 |
| | 90 | 4762 | 18572 |
| | 120 | 3572 | 13929 |
| | 150 | 2857 | 11143 |
| | 180 | 2381 | 9286 |

Para las dos áreas delimitadas, se define como caso crítico el que plantea el Escenario 2 ya que este considera un mayor incremento de la población debido a políticas de densificación. Ambos escenarios buscan promover una mejor administración de las ciudades y de sus recursos ya que se promueve la reubicación de cierto porcentaje de la población a sitios más cercanos a los puntos de mayor demanda (trabajo, comercios, servicios, etc.). Además los gastos incurridos por la administración, en relación al préstamo de servicios (acueductos,

alcantarillados, servicios institucionales, recolección y tratamiento de desechos sólidos y líquidos, etc.) se logran disminuir al concentrar a la población en lugares más accesibles.

Finalmente por medio de la suma del número de habitantes de cada área analizada para el Escenario 2, se obtiene como resultado la población de saturación que podría ocupar el área total de las zonas delimitadas por las microcuencas. En el cuadro 5.6 se muestran los resultados obtenidos.

Cuadro 5.6. Número total de habitantes de saturación de las microcuencas

| Tamaño vivienda (m ²) | Habitantes |
|-----------------------------------|------------|
| 72 | 33642 |
| 90 | 27073 |
| 120 | 20304 |
| 150 | 16244 |
| 180 | 13536 |

Con el objetivo de tomar en cuenta cada uno de los tamaños de vivienda considerados en el análisis, se realizó el promedio ponderado de los resultados mostrados en el cuadro 5.6. El resultado de la operación establece que la población de saturación de las microcuencas es de 18048 habitantes.

Para que sea posible ubicar esta población es necesario que se cumpla con un máximo de 4628 viviendas equivalentes cuyo tamaño promedio ronda los 135 m² y un tamaño de lote de 180 m².

5.3.2 Población de diseño

La población de saturación es un valor teórico correspondiente a una condición límite, su mayor desventaja es que se desconoce el tiempo que tomará alcanzar dicho valor. Anteriormente se verificó que el crecimiento de la población del distrito se está estabilizando, de forma tal que el crecimiento describe una condición próxima a la nulidad, por lo que es posible predecir que la población de saturación será un valor difícil de alcanzar.

Es necesario recordar que el periodo de vida útil de los sistemas de tratamiento dependen de la tendencia de crecimiento que presenta la población de diseño; en el caso del cantón de Turrialba las tasas de crecimiento son bajas y se reducen considerablemente con el paso de los años, por lo que con base en lo establecido en el cuadro 5.1, para el primer módulo de tratamiento se establece como vida útil un periodo de 25 años.

Por lo tanto el objetivo del siguiente análisis será determinar si la población de saturación se alcanzará durante el periodo de diseño definido para el sistema de tratamiento propuesto (25 años), y poder así definir la población de diseño que verterá sus aguas residuales al primer modulo de tratamiento.

Por lo tanto, se estimará la población de las microcuencas hasta el año 2035, proyectándola a partir de la información base de los segmentos censales (INEC,2000) que componen el área de las microcuencas, suponiendo que las tasas de crecimiento anual seguirán el mismo patrón que presenta el distrito.

A partir de la información de segmentos censales del año 2000 facilitada por ProDUS, se determinó que la población de las microcuencas para el año 2000 fue de 3966 habitantes. Esta cantidad representa un 12% de la población total del distrito, para ese mismo año.

Esta condición corresponde al primer escenario de cinco realizados, con los cuales se estima la respuesta de esta zona ante la implementación de nuevas políticas socioeconómicas y el establecimiento de un plan regulador, el cual puede definir este sitio como apto para el crecimiento del distrito.

Esto se logra mediante la regulación los aspectos de tamaños de lote mínimo y porcentajes de cobertura del mismo a favor del desarrollo, situación que incrementa el valor de la tierra y hace más atractiva la inversión.

Los escenarios buscan determinar si se logra alcanzar la población de saturación calculada. Se llega hasta un 30% de participación porque para que sucedan incrementos mayores a este, se deben de dar condiciones o eventos extremos difíciles de predecir y que se

encuentran alejados de la realidad demográfica del país (Sánchez, 2011). Los resultados se muestran en el cuadro 5.6 y en el gráfico 5.8.

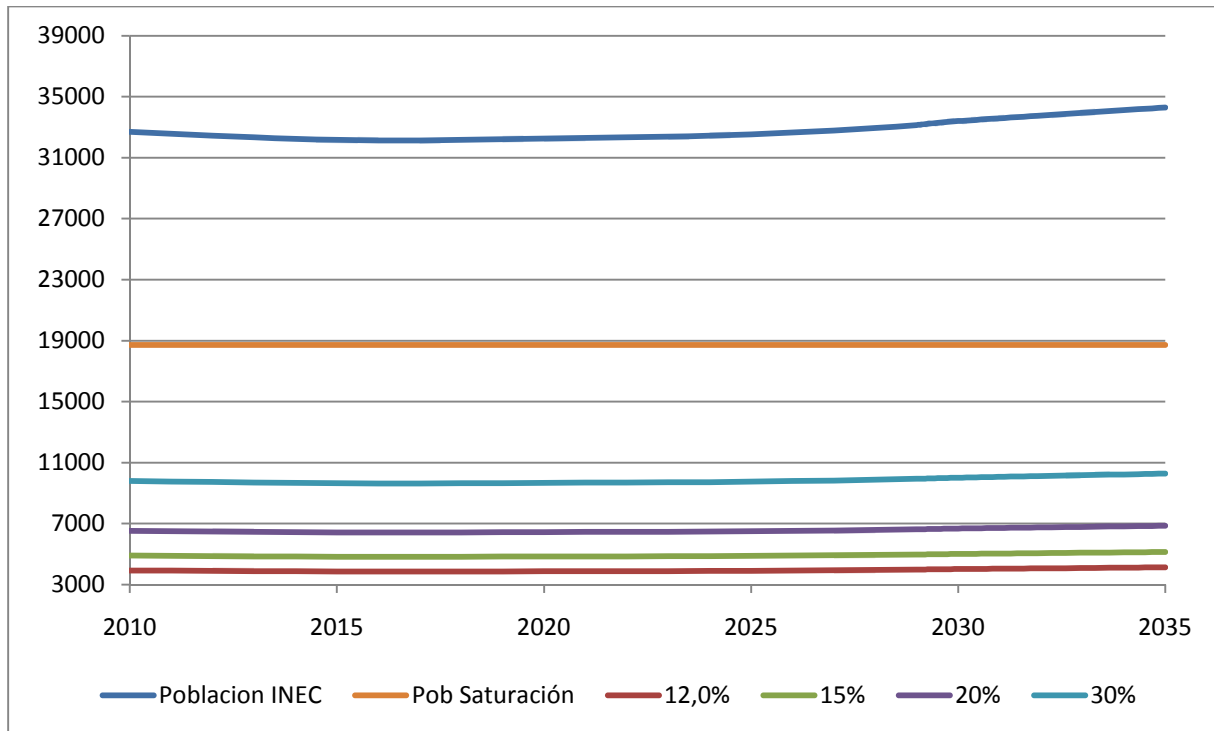
Cuadro 5.7. Resultados de población de microcuencas según escenarios de crecimiento.

| Año | Población distrital | Tasa de crecimiento | Población (hab) | | | | |
|------|---------------------|---------------------|-----------------------------|------|------|------|-------|
| | | | Escenarios de participación | | | | |
| | | | 12% | 15% | 20% | 25% | 30% |
| 2010 | 32691 | -0,086% | 3932 | 4904 | 6538 | 8173 | 9807 |
| 2015 | 32170 | -0,321% | 3869 | 4826 | 6434 | 8043 | 9651 |
| 2020 | 32261 | 0,057% | 3880 | 4839 | 6452 | 8065 | 9678 |
| 2025 | 32533 | 0,168% | 3913 | 4880 | 6507 | 8133 | 9760 |
| 2030 | 33402 | 0,529% | 4018 | 5010 | 6680 | 8351 | 10021 |
| 2035 | 34294 | 0,529 | 4125 | 5144 | 6859 | 8574 | 10288 |

Tal y como se explicó anteriormente, el primer escenario supone que el porcentaje de participación de la población se mantiene tal cual es actualmente y este prácticamente se mantiene hasta la etapa final del proyecto. Dicho escenario corresponde a un escenario de crecimiento nulo y supone que muy poca gente poblará este sector. Esto se puede ver en los resultados proyectados, en donde se puede notar que la población máxima llegará a ser de 4125 (193 habitantes nuevos)

Los demás escenarios plantean un incremento gradual del porcentaje de participación de la población en las zonas delimitadas, el cual es atraído hacia la nueva zona a ser desarrollada. Las variables que intervienen para que esto suceda son inciertas y no se pueden predecir con facilidad, sin embargo es normal que esto se atribuya ciertos aspectos como cambios en las políticas socio-económicas actuales, atracción de la inversión nacional y extranjera, generación de nuevos empleos, diversificación de las actividades económicas y comerciales, además de la implementación de un plan de reordenamiento territorial.

Gráfico 5.8. Proyección de la población de las microcuencas



Tal y como se observa en el gráfico 5.8, ninguno de los escenarios planteados alcanza el valor de la población de saturación estimado, debido a que como se demostró en las secciones 5.2.1 y 5.2.2, la población presenta una tendencia de crecimiento casi nula.

Es importante recordar que el resultado correspondiente a la población de saturación, es un valor teórico basado en indicadores demográficos, área disponible y datos estadísticos (tamaño de vivienda, factor de hacinamiento (FH)) que buscan aproximar o reproducir las condiciones reales del distrito, y que busca obtener la población total que puede llegar a ocupar una zona.

Este parámetro sirve para definir un valor límite, con el fin de comparar los resultados de las proyecciones de población y asegurarse de que estos sean valores que se encuentren dentro de una posible realidad.

Actualmente la Municipalidad no cuenta con un plan de ordenamiento territorial que impulse el crecimiento del distrito de Turrialba, por lo cual si se mantienen esas condiciones actuales

es de esperar un escenario de crecimiento similar al nulo o que aumente ligeramente la población ya que actualmente esta zona no se encuentra totalmente poblada, por lo cual puede existir un leve incremento en el número de habitantes.

Finalmente, para efectos del diseño del primer modulo de tratamiento, se define que el escenario actual no variará de forma significativa, sin embargo con el fin de ser conservador se define que la población de diseño para el tratamiento de las aguas residuales de la zona será de 5000 habitantes, el cual corresponde al escenario de participación del 15% de la población total del distrito.

En caso de que eventualmente se dé una combinación de factores a favor del crecimiento del sitio, la población podría llegar a alcanzar un valor de aproximadamente 10000 habitantes para el caso del escenario más optimista (30% de participación), para lo cual será necesario la construcción de un segundo módulo que cubra esta demanda adicional de 5000 habitantes en relación al caso escogido para el primer modulo de tratamiento (15% de participación).

CAPÍTULO 6 Definición de parámetros de diseño del sistema

6.1 Caudales de diseño

6.1.1 Caudal ordinario y comercial

Debido a las limitaciones físicas y de funcionamiento existentes en el alcantarillado del distrito (carencia de planos constructivos y de dispositivos de medición), no fue posible determinar con exactitud la dotación promedio de agua potable del distrito.

Sumado a estas limitaciones se tiene también la inexistencia de registros locales, por lo cual se puede recurrir a otras formas conocidas para estimar el valor de dotación, las cuales son: 1) utilizar valores de consumo encontrados en diferentes fuentes bibliográficas, 2) adoptar datos reales de localidades cercanas que presenten características similares, tanto físicas como socio económicas, a la zona en cuestión (Metcalf & Eddy, Inc., 1996)

Dado a que la primera alternativa puede generar resultados que no reflejan la realidad de la zona, se optó por utilizar la segunda opción planteada ya que el uso de datos existentes para localidades con características similares genera resultados satisfactorios. Se sabe que el consumo de agua potable depende de diversos factores entre ellos el clima, calidad del servicio de abastecimiento, nivel socioeconómico de la población, cantidad de actividades comerciales y costo del servicio.

Los resultados de la metodología seleccionada son aplicables siempre y cuando la escogencia de datos sea fundamentada en el análisis de todos los factores de consumo citados anteriormente, con la finalidad de determinar una correlación satisfactoria entre ellos y la zona de estudio.

Sin embargo existe una limitación importante ya que analizar todos los factores influyentes en el consumo de agua es una tarea extensa y compleja, por lo que se analizaron solamente las dotaciones promedio de las localidades que comparten características climatológicas y socioeconómicas similares a las del distrito de Turrialba. Es importante recordar que el distrito se caracteriza por presentar zonas de vida Bosque húmedo y muy húmedo tropical transición a premontano (Ver mapa 2.12).

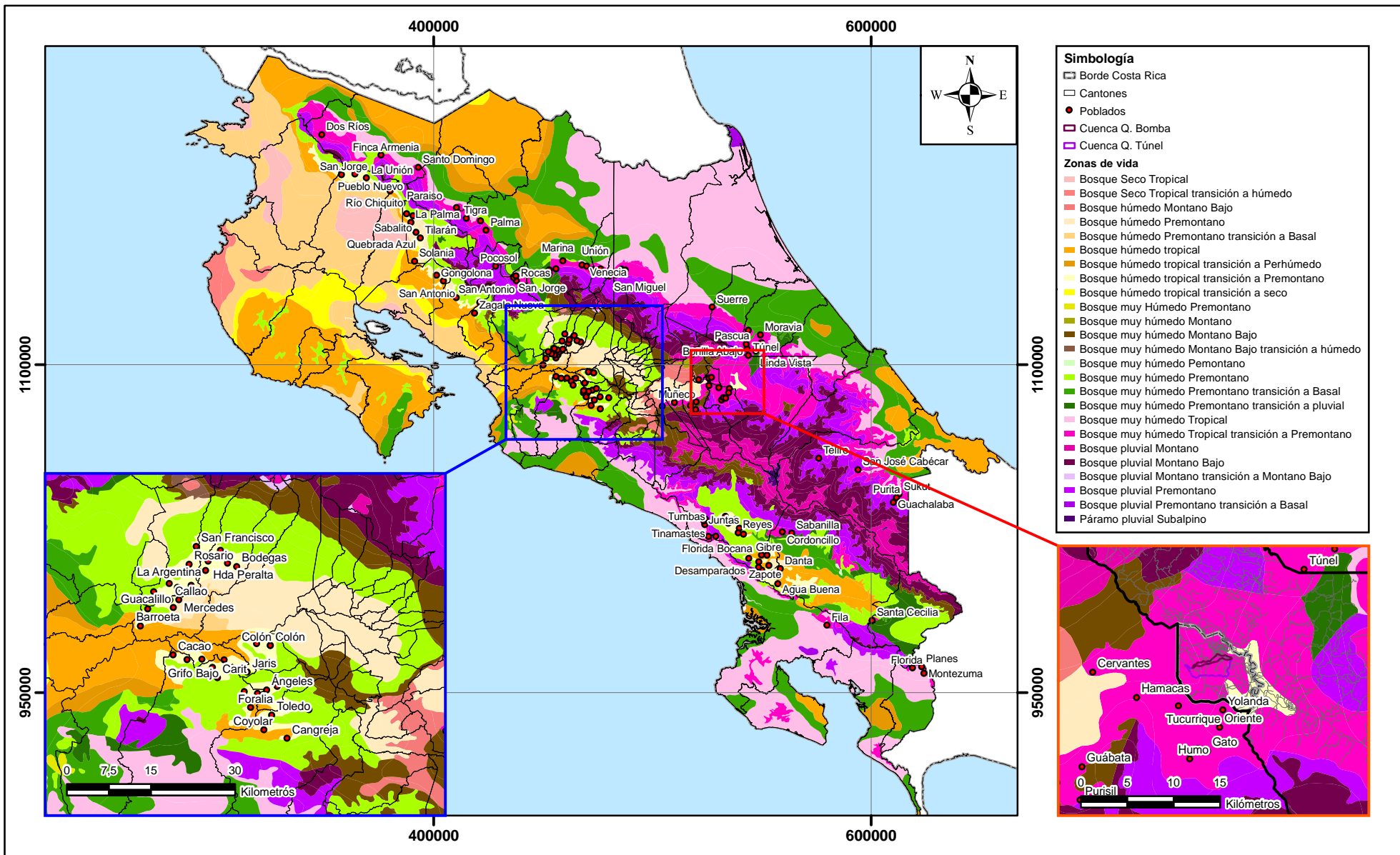
Primero, mediante el *software* ArcGIS, se analizó la información contenida en los archivos digitales de zonas de vida, cantones, distritos y poblados de Costa Rica (ProDUS, 2011), las cuales fueron combinadas para poder determinar las localidades que poseen características climatológicas similares a las del distrito. En el mapa 6.1 se muestran estos resultados junto con la ubicación de los poblados de aquellos cantones que presentan características similares a las del distrito de Turrialba.

El resultado inicial muestra que cerca de 29 cantones del país poseen regiones que presentan las mismas zonas de vida localizadas en el distrito analizado, sin embargo se cuenta solamente con las dotaciones de 12 de ellos, por lo que el resultado final se reduce a 12 cantones en total (ver anexo 2).

La información de consumo fue obtenida a partir del Diagnóstico Sistemas de Agua Potable de las ciudades más importantes de ciertos cantones del país, realizado para el periodo 2004-2025 por el Departamento de Optimización de Sistemas del AyA (AyA, 2002-2005). En dichos informes se presenta tanto la dotación domiciliar, comercial y bruta de los sistemas evaluados. De nuevo en el anexo 2, se puede observar el cuadro con los 12 cantones obtenidos a partir del análisis anteriormente descrito, así como las dotaciones de los sistemas correspondientes, hasta el año 2025.

Es importante explicar que el anexo 2 muestra los poblados de los cantones que cuentan con la misma zona de vida que el distrito de Turrialba; sin embargo dichos poblados se presentan solamente como una referencia espacial para tener una idea aproximada de cuan exacta puede ser la similitud existente entre los factores de consumo de estos y los del distrito.

En el mapa 6.1 se puede observar la ubicación espacial de las distintas zonas de vida que componen al país, además de las localidades seleccionadas con zonas de vida similares a las del distrito de Turrialba.



Mapa 6.1. Zonas de vida de Costa Rica y poblados con clima similar al distrito de Turrialba.

Fuente: Mapas IGN, Esc: 1:50.000;
 MAG 1:200.000; Neotropical 1:50.000;
 ProDUS-UCR, 2010;
 Centro Científico Tropical (CCT).



Finalmente con base en la caracterización realizada de la zona de estudio y visitas de campo efectuadas, se pudo observar el predominio de actividades comerciales pequeñas (ver capítulo 2) y de una población mayoritariamente de clase media. Con base en esta caracterización y recomendaciones realizadas (Vidal, Zamora, & Bonilla, 2010) se escogen los cantones que presentan una mayor similitud con las características del distrito de Turrialba.

El cuadro 6.1 muestra finalmente los sitios seleccionados y sus respectivos valores de dotación, correspondientes a los estimados para el año 2025 dado a que este es el año más cercano al periodo de vida útil de la PTAR (año 2035).

Cuadro 6.1. Dotaciones promedio estimadas para el 2025.

| Provincia | Cantón | Distrito | Dotación Domiciliar (l/p/d) | Dotación No domiciliar (l/p/d) | Dotación Total (l/p/d) |
|------------|---------------|---------------|-----------------------------|--------------------------------|------------------------|
| San José | Puriscal | Santiago | 198,5 | 40,6 | 239,1 |
| | Mora | Colón | 210 | 25,2 | 235,2 |
| | Pérez Zeledón | San Isidro | 209 | 41,4 | 250,4 |
| Alajuela | San Ramón | Peñas Blancas | 187,3 | 22,3 | 209,6 |
| | Atenas | Santa Eulalia | 211 | 21,5 | 233,5 |
| Guanacaste | Liberia | Curubandé | 193,8 | 32,4 | 226,2 |
| | Tilarán | Tilarán | 206 | 38,5 | 244,5 |

Fuente: AyA.

Se utilizan solamente valores de consumo de los cantones de las provincias de San José, Alajuela y Guanacaste; descartando la información de las provincias de Puntarenas y Limón debido a que usualmente los factores que influyen en el consumo de localidades costeras presentan comportamientos atípicos que hacen que los patrones de consumo sean diferentes a los experimentados en los lugares relativamente altos.

Para obtener la dotación promedio de consumo del distrito, se obtuvo el promedio de los datos mostrados en el cuadro 6.1. Se hizo la separación entre dotación domiciliar y comercial previendo que las cargas contaminantes de cada actividad son diferentes; esto se tratará con mayor detalle en la sección 6.2. El cuadro 6.2 muestra los resultados obtenidos para el distrito.

Cuadro 6.2. Dotación promedio estimada para el distrito de Turrialba

| Dotación | Valor promedio (l/hab/d) | Proporción |
|-----------|--------------------------|------------|
| Domestica | 202.4 | 86.4% |
| Comercial | 31.8 | 13.6% |
| Total | 235 | 100% |

Claramente existen incertidumbres producto de las suposiciones realizadas para estimar los valores de consumo. Por este motivo se considera adecuado incrementar el valor de dotación total, con el fin de ser un tanto conservador en el diseño de la PTAR, ya que el dimensionamiento de ésta depende directamente del caudal de agua residual a tratar. Por tanto las dotaciones de consumo finalmente utilizadas se muestran en el cuadro 6.3.

Cuadro 6.3. Dotación promedio final considerada para el distrito de Turrialba

| Dotación | Valor promedio (l/hab/d) |
|-----------|--------------------------|
| Domestica | 216 |
| Comercial | 34 |
| Total | 250 |

Es importante explicar que el cálculo de la estimación cada uno de los valores mostrados en el cuadro 6.3 se efectúa guardando la misma proporción que presentan los valores del cuadro 6.2 con respecto a la dotación total.

A partir de la metodología de zonificación descrita en el capítulo 5, se determinó que la población máxima que ocupará el sector delimitado por las microcuencas será de 5000 habitantes para el año 2035 (ver sección 5.2.2.4). El caudal de diseño generado por la población total se logra obtener con base en los datos calculados anteriormente, tal y como se muestra a continuación:

$$Q_{prom\ AR} = \frac{FR \cdot (Dot \cdot Pob)}{86400} \quad [6.1]$$

donde;

$Q_{prom\ AR}$:= Caudal promedio de aguas residuales (l/s)

FR := Factor de Retorno (0.8)

Dot := Dotación promedio de agua potable (l/hab/d)

Pob := Población (hab)

Cuadro 6.4. Caudales promedio estimados de aguas residuales generados en el distrito de Turrialba.

| Tipo de caudal | Caudal promedio (l/s) |
|----------------|-----------------------|
| Doméstico | 10.0 |
| Comercial | 1.60 |
| Total | 11.6 |

Debido a que los resultados mostrados en el cuadro 6.4 corresponden a valores de caudal promedio, es importante utilizar los factores pico (FP) para garantizar un adecuado funcionamiento del sistema durante eventos críticos (caudales máximos y mínimos).

Para determinar el caudal máximo se utilizaron los factores recomendados por la Reglamentación Técnica para el Diseño y Construcción de Urbanizaciones, Condominios y Fraccionamientos (AyA, 2007) tales valores se muestran en el cuadro 6.5.

Cuadro 6.5. Factores pico (FP) recomendados para el diseño

| Variación | FP recomendado |
|----------------------|----------------|
| Máximo diario (FMD) | 1.5 |
| Máximo horario (FMH) | 1.5 |

Fuente: AyA, 2010

Según la norma de diseño del AyA el caudal máximo se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{Máx} = Q_{prom\ AR} \cdot FMH \cdot FMD \quad [6.2]$$

Para determinar el caudal mínimo de diseño, es necesario determinar el factor pico de variación mínima de caudal, y para ello se puede utilizar la formula de Giff (von Sperlin, 1996) que se muestra a continuación:

$$FP_{min} = 0.2 \cdot P_{ob}^{0.16} \quad [6.3]$$

en donde:

FP_{min} := Factor pico mínimo.

P_{ob} := Población en miles de habitantes.

Según el autor, esta ecuación puede ser aplicada para determinar el comportamiento de la variación de caudal característica de pequeñas poblaciones ($pob < 200000$ hab). La ecuación [6.3.] fue utilizada ya que la población máxima estimada para las microcuencas fue de 5000 habitantes. De esta forma se tiene que el valor del factor pico mínimo es:

$$FP_{min} = 0.2 \cdot 5^{0.16}$$

$$FP_{min} = 0.26$$

Finalmente, el caudal mínimo de diseño se obtiene por medio de la siguiente expresión. Se debe especificar que según el reglamento de diseño del AyA, este debe de ser mayor a 1.5 l/s.

$$Q_{min} = FP_{min} \cdot Q_{prom\ AR} > 1.5 \text{ l/s} \quad [6.4]$$

Cuadro 6.6. Caudales de diseño para actividad domestica y comercial

| Tipo de caudal | Caudales de diseño (l/s) | |
|----------------|--------------------------|--------|
| | Mínimo | Máximo |
| Doméstico | 2.6 | 22.5 |
| Comercial | 0.406 | 3.53 |
| Total | 3.01 | 26.03 |

Tomando como referencia las recomendaciones del AyA, se observa que el caudal mínimo total cumple con lo establecido en dicha norma, ya que este es mayor al caudal mínimo establecido de 1,5 l/s.

6.1.2 Caudal de infiltración

Corresponde a aquel que se infiltra en la red de alcantarillado sanitario debido a factores como la profundidad del nivel freático, su cercanía a la red y al estado en el que ésta se encuentre (edad, material empleado, procedimiento constructivo, tipo de mantenimiento, etc.).

Este caudal tampoco fue posible determinarlo con exactitud debido a limitaciones diversas y además no existen investigaciones que hayan sido realizadas anteriormente en el distrito con el fin de determinar su valor.

Dado a que no se cuenta con datos reales, se puede recurrir a: 1) normas de diseño 2) valores encontrados en fuentes bibliográficas o 3) datos de investigaciones locales realizadas anteriormente para el distrito.

Normalmente los valores comúnmente utilizados para el diseño y recomendados en diversas fuentes bibliográficas se encuentran entre los 0,3 y 0,5 l/s/km de tubería existente (von Sperlin, 1996). Sin embargo el valor adoptado para el distrito de Turrialba fue de 0,25 l/s/km de tubería, ya que es el que en nuestro país recomienda el AyA (AyA, 2007)

Se observa que este valor es un tanto más bajo que los encontrados en fuentes bibliográficas. Dado a que dentro de las zonas delimitadas por las microcuencas existen áreas actualmente ocupadas y otras que son aptas para la construcción de nuevas urbanizaciones, se debe de seguir las siguientes recomendaciones en relación al alcantarillado sanitario, para poder esperar un bajo valor de infiltración:

1. La red existente deberá de ser renovada, ya que por su antigüedad (45 años) y falta de mantenimiento se encuentra bastante deteriorada.
2. Para la nueva red, se debe utilizar materiales nuevos para su construcción con el objetivo de disminuir la tasa de infiltración a través de la tubería y,
3. El método constructivo del alcantarillado (red de colectores y pozos de registro) será el óptimo, de esta forma se contribuye con la disminución las infiltraciones producto de juntas mal confeccionadas.

Debido a que dentro de las microcuencas existe un área no construida pero potencialmente urbanizable, existe una limitación al momento de aplicar el valor unitario de caudal de infiltración considerado, ya que en dicho sector aún no existe equipamiento urbano básico construido (calles y tuberías).

Por lo tanto se optó por cambiar el enfoque del parámetro utilizado, es decir, de un caudal unitario por longitud de tubería a determinar un caudal unitario por unidad de área ocupada por la red vial de las microcuencas. Para cumplir con este objetivo se recurrió nuevamente a la utilización de información digital disponible en ProDUS y al sistema de información geográfica ArcGIS

Para lograr el cambio de unidades del parámetro en cuestión, se supuso que la longitud de alcantarillado total será igual a la longitud total de las calles que compondrán la red vial de las microcuencas. Esta metodología es válida ya que se plantea brindar el servicio a la totalidad de los habitantes de la zona delimitada.

Primeramente se obtuvo el caudal generado para la zona actualmente construida, por medio de la cuantificación de la longitud de la red de calles existe en la zona. Con dicha longitud y el caudal unitario seleccionado, se obtiene el caudal de infiltración generado por la zona que se encuentra actualmente urbanizada. Los resultados se muestran en el cuadro 6.7.

Cuadro 6.7. Caudal de infiltración estimado para el área urbana actual

| Parámetro | Valor |
|--|-------|
| Caudal unitario de infiltración (l/s/Km) | 0,25 |
| Longitud total de calles actuales (Km) | 13,5 |
| Caudal de Infiltración (l/s) | 3,4 |

Para determinar el área ocupada por los 13,5 Km de red vial, se supuso que la urbanización Jorge Debravo y sus alrededores se componen de calles tipo secundarias, las cuales deben de tener un ancho mínimo de 3,5 m por carril y 1,0 m de por acera (art. III.2.6.3, Reglamento para el Control de Fraccionamientos y Urbanizaciones) (INVU, 1982)

Por lo tanto, el caudal de infiltración por área de calles generado por el área urbana actual se obtuvo de la siguiente forma:

$$q_u = \frac{Q_{inf}}{A_{cv}} \quad [6.5]$$

$$A_{cv} = \frac{L_c \cdot B_{cv}}{10000} \quad [6.6]$$

en donde:

| | |
|--|--|
| q_u := Caudal de infiltración unitario (l/s/ha) | A_{cv} := Área de cobertura vial (ha) |
| Q_{inf} := Caudal de infiltración (l/s) | L_c := Longitud de la red o calles (m) |
| | B_{cv} := Ancho de calles y aceras (m) |

Aplicando la ecuación [6.6] se obtiene.

$$A_{cv} = \frac{13500 \cdot [(3.5 + 1.0) \cdot 2]}{10000}$$

$$A_{cv} = 12.15 \text{ ha}$$

Sin embargo el algoritmo utilizado por el programa ArcGIS estima que el área ocupada por el derecho de vía es menor al obtenido por medio de la ecuación [6.6]. Este dato es más preciso porque el programa elimina los traslapes de área que se generan en las intersecciones y que claramente incrementan el valor de cobertura vial. Por lo tanto finalmente se tiene:

$$A_{cv} = 9.96 \text{ ha}$$

El cálculo del caudal de infiltración por unidad de área se obtiene por medio de la ecuación [6.5], tal y como se muestra a continuación:

$$q_u = \frac{3.4}{9.96}$$

$$q_u = 0.341 \text{ (l/s/ha)}$$

Es importante recordar que para nuevos desarrollos se supuso que el área correspondiente a calles y aceras corresponde al 20% del área total disponible para urbanizar (ver capítulo 5). El cuadro 6.8 muestra un resumen de los valores de cobertura obtenidos:

Cuadro 6.8. Área aproximada de calles y aceras del sector potencialmente urbanizable

| Área potencialmente urbanizable (ha) | % de calles y aceras | Área de calles y aceras (ha) |
|--------------------------------------|----------------------|------------------------------|
| 43.2 | 20 | 8.64 |

Finalmente para estimar el valor de caudal de infiltración total aproximado para la cuenca, se aplica el valor de q_u obtenido al área total de calles del sector analizado. El resultado final se muestra a continuación:

$$A_{c\ Total} = 9.96 + 8.64 \quad [6.7]$$

$$A_{c\ Total} = 18.6 \text{ ha}$$

$$Q_{inf\ Total} = q_u \cdot A_{c\ total} \quad [6.8]$$

$$Q_{inf\ Total} = 0.341 \cdot 18.6 \text{ ha}$$

$$Q_{inf\ Total} = 6.34 \text{ (l/s)}$$

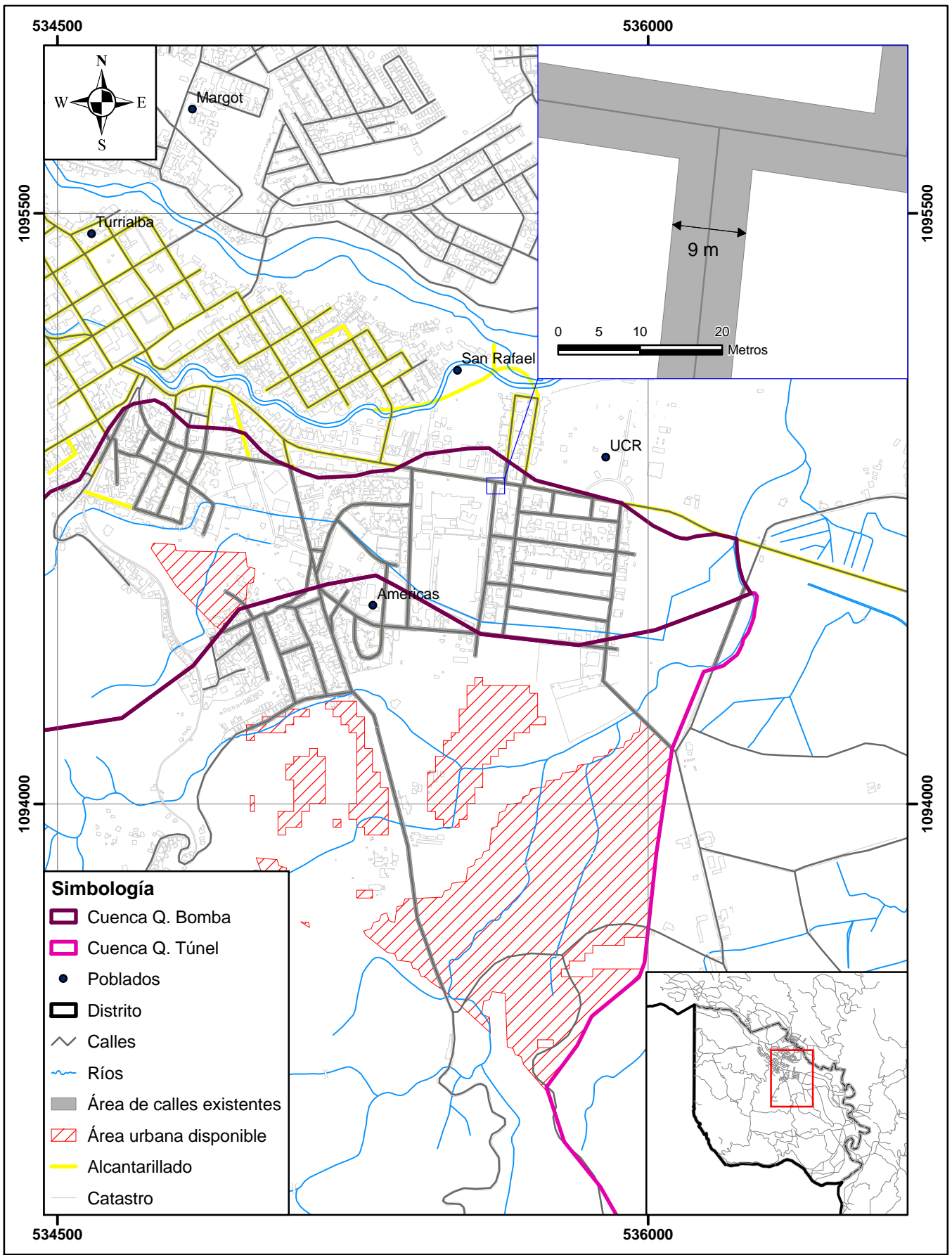
donde:

$A_{c\ Total}$:= Área de calles total (ha)

$Q_{inf\ Total}$:= Caudal de infiltración total (l/s)

q_u := Caudal de infiltración unitario (l/s/ha)

El mapa 6.2 muestra los datos espaciales obtenidos como parte del procedimiento realizado para obtener el área de cobertura vial actual y el área disponible para urbanizar (achurado rojo) dentro de las microcuencas delimitadas para el proyecto.



Mapa 6.2. Área disponible para urbanizar y cobertura vial dentro de las microcuencas

6.1.3 Caudal de conexiones ilícitas

El tema de las conexiones ilícitas en nuestro país es bastante discutido y controversial, debido a que estos caudales pueden causar serios problemas durante la operación de las PTAR. Se denominan conexiones ilícitas ya que en Costa Rica la legislación no permite la combinación de los sistemas de desagüe pluvial y sanitario, por razones de tipo económico y funcional, ya que esta práctica incrementa los costos de los sistemas de tratamiento y recolección de aguas residuales, además de complicar la operación de las PTAR.

Sin embargo en nuestro país esta práctica es bastante común y no considerarla puede provocar la falla de los sistemas. Es común encontrar conexiones de este tipo en el alcantarillado sanitario el distrito de Turrialba y sus alrededores. Según Alexander Arguedas, encargado de la ASADA de la urbanización El Mora, un caso real se presenta en la planta de tratamiento dicha urbanización.

Un estudio técnico elaborado por el AyA, cuyo objetivo fue la caracterización de las aguas residuales de 5 cuencas piloto pertenecientes a la GAM, logró determinar que durante la época lluviosa las conexiones ilícitas provocan variaciones de caudal entre 70% y 110% respecto a los valores obtenidos en la época seca (Navarro, 2001).

Además se logró confirmar que este problema es real en el distrito, ya que al recolectar muestras de aguas residuales en la entrada de la PTAR del El Mora, se logró detectar un aumento de caudal producto de las lluvias generadas durante el muestreo.

Para determinar este caudal se pueden utilizar varios modelos basados en datos de precipitación y superficie de escorrentía. Sin embargo por simplicidad se prefiere utilizar el Método Racional, que además genera resultados muy satisfactorios y se recomienda utilizarlo para áreas menores a 1300 ha (Lopez, 1999).

Este método establece que el caudal de escorrentía superficial depende de tres variables y se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{360} \quad [6.9]$$

en donde;

Q := caudal de escorrentía (m³/s)

C := coeficiente de escorrentía

i := intensidad de lluvia (mm/hr)

A := área superficial (ha)

En las microcuencas, tal y como se explicó en el capítulo 5, se cuenta con un desarrollo predominantemente residencial con un sector mixto (hacia el oeste, cercano al centro de la ciudad) compuesto por viviendas y actividades comerciales pequeñas.

Para el coeficiente de escorrentía (C) se utilizó un valor de 0.75; su elección se fundamenta en las siguientes consideraciones: 1) el coeficiente de escorrentía depende del tipo de uso de suelo y del porcentaje de cobertura que presente éste dentro de la cuenca; 2) el análisis de zonificación realizado, muestra que la cuenca presenta un uso de suelo mixto en donde el 80% del uso urbano se compone de viviendas; y 3) en dicho análisis se propone que para los nuevos desarrollos domésticos, el porcentaje de cobertura de lote no superará el valor de 75%.

De los datos de precipitación promedio facilitados por el CATIE (ver capítulo 2, cuadro 2.6), se observa que la precipitación máxima registrada en un periodo de 24 horas fue de 288,3 mm/d (12,01 mm/hr), valor correspondiente al mes de diciembre.

Para la estimación del caudal de conexiones ilícitas, se realizó un análisis que reproduce diferentes escenarios que posiblemente se puedan dar dentro de la zona de estudio. Dichos escenarios tienen como objetivo principal, determinar el caudal máximo total que deberá soportar el sistema durante eventos de precipitación máxima sin que la PTAR experimente daños operacionales importantes.

Para ello se varió el porcentaje de cantidad de conexiones ilícitas que posiblemente se encuentren en las 62.4 ha que componen el área total efectiva (construida y construible) de las microcuencas. El análisis permite determinar el número de viviendas equivalentes que

podrían estar presentando conexiones ilícitas, tomando en cuenta que el tamaño de vivienda promedio obtenido fue de 135 m². Los resultados se muestran en el siguiente cuadro:

Cuadro 6.9. Posibles caudales generados por conexiones ilícitas en las microcuencas analizadas.

| Parámetro | Porcentaje del área total efectiva con conexiones ilícitas | | | |
|-----------------------------------|--|--------|-------|-------|
| | 1,5% | 2% | 5% | 10% |
| Área de c.ilícitas (ha) | 0,937 | 1,2492 | 3,123 | 6,246 |
| Área de c. ilícitas (m2) | 9369 | 12492 | 31230 | 62460 |
| Viviendas equivalentes conectadas | 69 | 92 | 231 | 462 |

Utilizando el Método Racional (ecuación [6.9]) fue posible obtener el caudal generado en cada escenario durante la época lluviosa. Se dividen los resultados por estación climatológica y estos se muestran en el cuadro 6.10.

Cuadro 6.10. Caudales de las microcuencas estimados para las épocas seca y lluviosa

| Época | Seca | | | | Lluviosa | | | |
|--------------------------------|------|------|------|------|----------|------|-------|-------|
| | 1,5% | 2,0% | 5% | 10% | 1,5% | 2,0% | 5% | 10% |
| % C. Ilícitas | 1,5% | 2,0% | 5% | 10% | 1,5% | 2,0% | 5% | 10% |
| Q _{máx Dom} (l/s) | 22,5 | 22,5 | 22,5 | 22,5 | 22,5 | 22,5 | 22,5 | 22,5 |
| Q _{máx Com} (l/s) | 3,53 | 3,53 | 3,53 | 3,53 | 3,53 | 3,53 | 3,53 | 3,53 |
| Q _{infil} (l/s) | 6,34 | 6,34 | 6,34 | 6,34 | 6,34 | 6,34 | 6,34 | 6,34 |
| Q _{c. ilícitas} (l/s) | 0 | 0 | 0 | 0 | 23,4 | 31,3 | 78,1 | 156,3 |
| Q _{máx total} (l/s) | 32,4 | 32,4 | 32,4 | 32,4 | 55,8 | 63,6 | 110,5 | 188,7 |

Para elegir cuál de los escenarios presentados se aproxima a la realidad de nuestro país, fue necesario obtener el porcentaje de variación de caudales que se genera entre las estaciones

seca y lluviosa. Dicho porcentaje fue obtenido haciendo uso de la ecuación [6.10] y los resultados se muestran en el cuadro 6.11.

$$\%V = \frac{Q_{m\acute{a}x\ ll_i} - Q_{m\acute{a}x\ s_i}}{Q_{m\acute{a}x\ s_i}} \quad [6.10]$$

en donde,

$\%V$:= porcentaje de la diferencia entre caudales

$Q_{m\acute{a}x\ ll_i}$:= caudal máximo estimado de la época lluviosa para el escenario "i"

$Q_{m\acute{a}x\ s_i}$:= caudal máximo estimado de la época seca para el escenario "i"

Cuadro 6.11. Porcentaje de variación de caudal entre estaciones para cada escenario considerado

| % C. Ilícitas | 1.5% | 2.0% | 5% | 10% |
|-----------------------|-------|-------|--------|--------|
| % Variación de caudal | 72.4% | 96.6% | 241.4% | 482.8% |

Tal y como se mencionó anteriormente, del análisis de resultados obtenidos para las 5 cuencas piloto de la GAM se pudo determinar que las variaciones de caudal entre estaciones varían entre 70% y 110%.

Estos datos fueron utilizados solamente como referencia para la elección final del mejor escenario, esto porque comparativamente las condiciones de las cuencas varían significativamente entre sí (densidad poblacional, intensidad del uso de suelo, tipos de uso de suelo, tipo de suelos, área y coberturas de cuencas, etc.), por lo cual no se considera adecuado extrapolar estrictamente los resultados de caudal obtenidos para la GAM.

Los resultados del cuadro 6.11 muestran que aceptar más del 2.0% de conexiones ilícitas dentro del área urbanizable total produciría incrementos de caudal excesivos que resultan ser mayores que los obtenidos para la GAM, por este motivo fue descartada la posibilidad de adoptar dichos escenarios.

Finalmente, el escenario escogido es el que considera que un 1.5% de las viviendas totales equivalentes descargarán sus respectivas aguas pluviales al alcantarillado sanitario. Por lo tanto, se puede observar que el margen de variación máximo permitido dentro de las microcuencas será de 73% el cual es similar al mínimo obtenido para las cuencas de la GAM analizadas ($V \approx 70\%$).

Si bien es cierto este parámetro no se debe de incluir dentro del cómputo final del caudal de agua residual a tratar por la PTAR, no considerarlo puede causar problemas en la eficiencia y operación del sistema propuesto. En otras palabras, conociendo que la situación es real dentro del distrito, este valor resulta ser un margen de seguridad adoptado con el objetivo de garantizar una adecuada operación del sistema de tratamiento.

Es importante que la Municipalidad de Turrialba, como ente administrador y regulador de los permisos de construcción de las obras realizadas en el cantón, supervise el cumplimiento de las normas establecidas y evitar que este problema de conexiones aumente con las nuevas construcciones. Este caudal genera impactos económicos importantes sobre el costo final del tren de tratamiento, ya que considerar un valor mayor implica un aumento del volumen de todas las unidades implementadas; por otro lado no contemplarlo puede provocar problema de operación en la PTAR, afectando negativamente el ambiente y la salud de la población en general.

6.1.4 Caudal total de diseño

El dimensionamiento de la PTAR se debe de realizar teniendo como criterio de diseño crítico el caudal máximo de entrada (Tchobanoglous, 2000), ya que se debe de garantizar que el sistema funcione de manera adecuada durante eventos de caudal máximo.

En muchas ocasiones el mal funcionamiento de los sistemas se debe a la subestimación de cargas choques (von Sperlin, 1996), que provocan la salida de la biomasa junto con el caudal efluente tratado, lo cual disminuye la eficiencia del sistema y en el peor de los casos provoca la salida de operación del mismo por un tiempo que depende del tipo de sistema considerado (aerobio o anaerobio), situación que trae como consecuencia el detrimento de la calidad del cuerpo receptor.

El caudal máximo que recibirá constantemente el sistema se obtiene mediante la suma de los caudales obtenidos, tal y como se muestra a continuación:

$$Q_{AR \text{ máx diseño}} = Q_{AR \text{ Dom máx}} + Q_{AR \text{ Com máx}} + Q_{inf} \quad [6.11]$$

$$Q_{AR \text{ máx diseño}} = 22.5 + 3.53 + 6.34$$

$$Q_{AR \text{ máx diseño}} = 32.4 \text{ l/s}$$

El resultado de la ecuación [6.11] muestra que finalmente el caudal de diseño considerado para el dimensionamiento del sistema será de 32.4 l/s.

En lo que respecta al caudal de conexiones ilícitas, se plantea utilizar un tanque de amortiguación de caudales a la entrada de la planta. Este sistema es muy utilizado en pequeñas poblaciones, que experimentan variaciones significativas entre el caudal promedio y el caudal máximo de aguas residuales (Tchobanoglous, 2000). En el capítulo 8 se detallan los beneficios que brinda la utilización de este tanque para la operación del tren de tratamiento de aguas residuales.

Este tanque deberá soportar el caudal pico máximo de ingreso a la planta, que se producirá durante eventos de precipitación al incluir el caudal de conexiones ilícitas que ingresará a la red. Este caudal es el resultado de la suma de todos los valores obtenidos anteriormente; el cálculo del mismo se muestra a continuación.

$$Q_{AR \text{ máx esperado}} = Q_{AR \text{ máx diseño}} + Q_{C.ilicitas} \quad [6.12]$$

$$Q_{AR \text{ máx esperado}} = 32.4 + 23.4$$

$$Q_{AR \text{ máx esperado}} = 55.8 \text{ l/s}$$

6.2 Concentración orgánica de diseño

6.2.1 Concentración orgánica domiciliar

Para estimar la concentración de los contaminantes presentes en las aguas residuales de las microcuencas, fueron efectuadas dos campañas de muestreo en la entrada de la PTAR de la urbanización El Mora. Sin embargo los resultados obtenidos no fueron satisfactorios, posiblemente gracias a la dilución de la concentración producto del caudal excedente por conexiones ilegales (ver anexo 3).

Para estimar la concentración de diseño, se debe obtener el valor de la carga orgánica correspondiente. Es importante mencionar que los valores de carga orgánica obtenidos, dependen del tipo de actividad de la cual provenga el agua residual analizada. Por la escasez de datos locales, se consideraron valores típicos de carga provenientes de diversas fuentes.

Específicamente, para la estimación de carga orgánica doméstica se utilizaron como referencia valores típicos recomendados por fuentes bibliográficas. Cabe destacar que estos fueron calibrados siguiendo recomendaciones realizadas por el Ing. José Navarro, el cual participó en el proyecto de saneamiento propuesto para la GAM. Los valores considerados se muestran a continuación.

Cuadro 6.12. Valores de carga orgánica per cápita domiciliar utilizados.

| Parámetros de diseño | Cargas unitarias de diseño (q_U) |
|----------------------|--------------------------------------|
| | g/hab-d |
| SST | 65 |
| DBO | 55 |
| DQO | 110 |
| NTK | 8 |
| P | 2,5 |
| Grasas y aceites | 10 |

Fuente: Adaptado von Sperlin, 1996.

La carga orgánica domiciliar total se obtuvo por medio de la siguiente ecuación:

$$Carga_{diseño} = \frac{q_u \cdot P_{ob}}{1000} \quad [6.13]$$

en donde,

q_u ::= Carga unitaria de diseño (g/hab/d)

P_{ob} ::= Población total de diseño (hab)

$Carga_{diseño}$::= carga orgánica media diaria (Kg/d)

Para la población de diseño determinada (5000 hab) el valor de carga orgánica total diario obtenido para cada uno de los componentes del agua residual domestica se muestra a continuación:

Cuadro 6.13. Valores de carga orgánica promedio diaria para 5000 habitantes.

| Parámetros de diseño | Carga orgánica |
|----------------------|----------------|
| | Kg/d |
| SST | 325 |
| DBO | 275 |
| DQO | 550 |
| NTK | 40 |
| P | 12,5 |
| Grasas y aceites | 50 |

La concentración orgánica media diaria correspondiente a cada uno de los constituyentes del agua residual doméstica se obtuvo por medio de la ecuación siguiente,

$$C = \frac{Carga_{diseño}}{Q_{AR\ Dom\ prom}} \quad [6.14]$$

En la ecuación [6.14] el valor de la carga de diseño debe de estar ir expresada en mg/s y el caudal medio diario en unidades de l/s. Los resultados producto de la aplicación de la ecuación se muestran en el cuadro 6.14.

Cuadro 6.14. Concentración orgánica promedio de aguas residuales domiciliarias

| Parámetros de diseño | Concentración |
|----------------------|---------------|
| | mg/l |
| SST | 376 |
| DBO | 318 |
| DQO | 636 |
| NTK | 46 |
| P | 14 |
| Grasas y aceites | 58 |

6.2.2 Concentración orgánica comercial

Las cargas orgánicas generadas producto de las actividades comerciales son más difíciles de estimar e incluso se recomienda tener mucho cuidado al momento de utilizar datos obtenidos a partir de fuentes bibliográficas, esto porque existe una amplia variabilidad ligada a la variedad de actividades comerciales que pueden ocupar las microcuencas.

Para solventar este problema se recurrió a lo establecido por la norma de vertido, ya que esta define límites máximos en la concentración de los parámetros para cuando se hace la descarga al alcantarillado sanitario. Como estas actividades verterán sus aguas al alcantarillado sanitario, las mismas deben de cumplir con el límite establecido. Esta condición permite definir que la concentración media fijada de para estas actividades, sea la establecida por dicha norma. Los valores se muestran a continuación para cada parámetro considerado.

Cuadro 6.15. Concentración orgánica promedio de aguas residuales comerciales vertidas a alcantarillado sanitario

| Parámetros de diseño | Concentración |
|----------------------|---------------|
| | mg/l |
| SST | 300 |
| DBO | 300 |
| DQO | 750 |
| NTK | 50 |
| P | 14 |
| Grasas y aceites | 50 |

Fuente: Reglamento de Vertido y Reuso de Aguas Residuales, 2007

6.2.3 Concentración orgánica total de diseño

A pesar de que las concentraciones provienen de lugares y actividades diferentes, estas tienen como punto final de reunión el colector que las conducirá la PTAR. En dicho colector y también a lo largo de diferentes puntos de la red de alcantarillado sanitario, las aguas residuales se mezclan y los valores de concentración cambian ligeramente, en función la cantidad de caudal de agua residual del cual provengan.

Para contemplar esta mezcla y la mencionada variación de concentración, el cálculo final se consigue realizando un promedio ponderado de las concentraciones en función de caudal respectivo, tal y como muestra la ecuación siguiente:

$$C_{total} = \frac{\sum_i (C_i \cdot Q_{i_{prom}})}{\sum_i Q_i} \quad [6.15]$$

en donde,

C_{total} := concentración orgánica total de entrada a la PTAR (mg/l)

C_i := concentración de contaminantes provenientes de la actividad "i" (mg/l)

$Q_{i_{prom}}$:= caudal de agua residual promedio proveniente de la actividad "i" (l/s)

Finalmente, las concentraciones de entrada de las aguas a tratar en la PTAR resultarán de la aplicación de la ecuación [6.15], los valores obtenidos se muestran a continuación:

Cuadro 6.16. Concentraciones finales a tratar por la PTAR.

| Parámetros de diseño | Concentración |
|----------------------|---------------|
| | mg/l |
| SST | 366 |
| DBO | 316 |
| DQO | 652 |
| NTK | 47 |
| P | 14 |
| Grasas y aceites | 57 |

Los resultados del cuadro 6.16 fueron comparados con diversas caracterizaciones de aguas residuales de otras localidades del país, entre ellas las realizadas por el Laboratorio Nacional

de Aguas en las lagunas de estabilización de Pérez Zeledón (Lotz, 2010) y además de las realizadas para las 5 cuencas de la GAM (Navarro, 2001).

En el anexo 4 se presentan los resultados de los análisis realizados a las aguas residuales de las lagunas de estabilización de Pérez Zeledón, se puede observar que los resultados del cuadro 6.16 son similares a los mostrados en el anexo.

CAPÍTULO 7 Elección del sistema y terreno adecuado para el tratamiento de las aguas residuales.

7.1 Sistemas de tratamiento considerados

Los sistemas de tratamiento que se analizaron como posibles opciones para la depuración de las aguas generadas por la población de las microcuencas se muestran en el cuadro 7.1

Es importante recordar que para la depuración de las aguas residuales existen tres tipos de procesos o unidades cuya utilización se justifica según los niveles de calidad de efluente que se quieran alcanzar, estos se clasifican en:

- Procesos físicos
- Procesos biológicos
- Procesos químicos

Normalmente en Costa Rica se utilizan solamente los dos primeros, ya que la eficiencia conjunta de estos procesos es suficiente para obtener resultados satisfactorios, de acuerdo con las exigencias establecidas por la legislación de vertido existente.

Los procesos químicos se utilizan con mayor frecuencia para el tratamiento de efluentes provenientes de actividades industriales (von Sperlin, 1996) ya que estas aguas presentan características que pueden llegar a generar un ambiente adverso para las bacterias presentes en los sistemas biológicos, principalmente por una alta toxicidad.

El cuadro 7.1 muestra que, dentro de las opciones consideradas para el tratamiento de las aguas generadas en la microcuencas, fueron analizados solamente sistemas biológicos, ya que la zona presentará un uso de suelo mixto con un perfil bajo desde el punto de vista de generación de aguas residuales tóxicas.

Cuadro 7.1. Sistemas de tratamiento considerados para el análisis

| Sistema de tratamiento | | Aerobio | | Anaerobio | |
|--------------------------|-----------------------------|----------------------|------------------|--------------------|------------------|
| | | Crecimiento disperso | Medio de soporte | Lecho fluidificado | Medio de soporte |
| Lagunas | Facultativa | x | | x | |
| | Anaerobia-Facultativa | x | | x | |
| | Aireada-Facultativa | x | | x | |
| | Mezcla completa-Decantación | x | | x | |
| Lodos Activados | Convencional | x | | | |
| | Aireación prolongada | x | | | |
| | Flujo intermitente | x | | | |
| Filtros | Biológico (baja carga) | | x | | |
| | Biológico (alta carga) | | x | | |
| | Biodisco | | x | | x |
| Reactores Anaerobios | R.A.F.A | | | x | x |
| | F.A.F.A | | | | x |
| Infiltración en el suelo | Lenta | | x | | |
| | Rápida | | x | | |
| | Subsuperficial | | x | | |
| | Escurrimiento | | x | | |

Fuente: Adaptado de von Sperling, 1996

Los procesos biológicos se pueden clasificar en aerobios o anaerobios dependiendo de las características que presentan las microbacterias (biomasa) y de las condiciones de funcionamiento de cada reactor. En el cuadro 7.1 se muestra la clasificación de cada sistema desde este punto de vista.

7.2 Proceso de selección del sistema de tratamiento

Para elegir cuál de las tecnologías mostradas es la que mejor se adapta a las condiciones locales del distrito de Turrialba, fue necesario analizar las diferentes variables que generalmente envuelven a este tipo de proyectos.

En los países en vías de desarrollo se considera que las variables críticas para la toma de decisión final, se relacionan con aspectos económicos (costos de operación, mantenimiento y espacio disponible), de simplicidad operacional y de desempeño del sistema a lo largo de su vida útil (confiabilidad del sistema) (von Sperlin, 1996).

El anexo 5 muestra un cuadro comparativo que evalúa de forma cualitativa y cuantitativa el comportamiento de cada uno de los reactores considerados en el cuadro 7.1 en relación a cada aspecto evaluado. Para realizar la toma de decisión final, se realizó un análisis multicriterio que se basó en la información mostrada en este cuadro.

Para efectuar el análisis, primeramente se eligieron las variables consideradas críticas para el proyecto y la importancia que estas tienen dentro de la elección del sistema. Esta evaluación fue realizada de manera subjetiva, ya que el valor de cada criterio fue asignado de forma arbitraria, sin embargo se realizó teniendo en mente los alcances y limitaciones de la Municipalidad de Turrialba, lo cual garantiza un proyecto funcional y económico para la zona.

Las variables que se consideran críticas para el proyecto así como el peso o importancia asignado se muestran en el cuadro 7.2. Se observa que las variables mostradas involucran aspectos económicos y técnicos. Además, indirectamente se evalúa el grado de simplicidad operacional de los sistemas, según los requerimientos energéticos de cada tecnología.

Los requerimientos de energía están relacionados con la cantidad de equipos necesarios para garantizar un adecuado funcionamiento; entre mayor sea el costo energético relativo, es posible que la cantidad de equipo necesario para la operación de los sistemas presente una tendencia similar, y por lo tanto mayor es la dificultad para operar el sistema.

Cuadro 7.2. Aspectos críticos considerados para la elección final del sistema de tratamiento.

| Aspecto / Característica | Peso |
|--|------|
| Costos de implementación | 100% |
| Costos de operación y mantenimiento | 100% |
| Eficiencia en remoción de DBO | 95% |
| Eficiencia en remoción de N | 80% |
| Resistencia a variaciones caudal | 100% |
| Resistencia a variaciones carga orgánica | 100% |
| Requisitos de área | 100% |
| Requisitos de energía | 90% |

Para elegir el sistema de tratamiento adecuado, se empleó una metodología basada en la obtención de puntajes para cada sistema, considerando solamente las variables mostradas

en el cuadro 7.2 y sus respectivos pesos. La ecuación siguiente resume la metodología aplicada:

$$P_{final} = \frac{\sum P_i \cdot C_i}{\sum P_i \cdot C_{m\acute{a}x}} \quad [7.1]$$

en donde,

P_{final} := puntaje final obtenido (%)

P_i := valor del peso dado a la característica "i"

C_i := valor relativo de la característica "i"

$C_{m\acute{a}x}$:= valor máximo posible relativo de la característica "i"

Tal y como se mencionó anteriormente el cuadro del anexo 5 fue fundamental para realizar el análisis. Estos fueron obtenidos a partir de resultados producto de estudios, investigaciones y experiencias previas de plantas de tratamiento piloto ubicadas en diferentes partes del mundo, y que han sido recopiladas y sintetizadas por diversos autores.

Los valores observados en este cuadro corresponden a los valores de C_i utilizados en la ecuación [7.1]. Es importante observar que el puntaje final obtenido para cada sistema se encuentra expresado en términos de porcentaje.

Para obtener dicho porcentaje los valores del numerador de la ecuación [7.1] fueron comparados con el caso máximo posible, que resulta de aplicar los pesos considerados a los valores máximos de cada característica (ver anexo 5).

Los valores máximos de cada rubro se observan a en el cuadro 7.3, además se muestra el valor obtenido luego de haber aplicado los pesos asignados para cada categoría y el resultado total obtenido, el cual corresponde al denominador de la ecuación [7.1].

Cuadro 7.3. Valores máximos para cada característica analizada.

| Aspecto / Característica | Valor máximo | Peso (%) | Valor final |
|--|--------------|----------|-------------|
| Costos de implementación | 4 | 100 | 4.0 |
| Costos de operación y mantenimiento | 5 | 100 | 5.0 |
| Eficiencia DBO | 5 | 95 | 4.8 |
| Eficiencia N | 4 | 80 | 3.2 |
| Resistencia a variaciones caudal | 4 | 100 | 4.0 |
| Resistencia a variaciones carga orgánica | 4 | 100 | 4.0 |
| Requisitos de área | 5 | 100 | 5.0 |
| Requisitos de energía | 5 | 90 | 4.5 |
| Total | | | 34.5 |

A continuación se muestra un ejemplo de cálculo en donde se puede observar con mayor facilidad el procedimiento descrito anteriormente; el cálculo corresponde al caso de lagunas facultativas.

$$P_{final} = \frac{\sum P_i \cdot C_i}{\sum P_i \cdot C_{m\acute{a}x}}$$

$$\sum P_i \cdot C_i = P_{DBO} \cdot C_{DBO} + P_N \cdot C_N + P_A \cdot C_A + P_E \cdot C_E + P_{CI} \cdot C_{CI} + P_{COM} \cdot C_{COM} + P_{VQ} \cdot C_{VQ} + P_{VCO} \cdot C_{VCO}$$

$$\sum P_i \cdot C_i = 0.95 \cdot 3 + 0.8 \cdot 2 + 1 \cdot 1 + 0.9 \cdot 5 + 1 \cdot 3 + 1 \cdot 5 + 1 \cdot 4 + 1 \cdot 4$$

$$\sum P_i \cdot C_i = 25.9$$

Del cuadro 7.3 se obtuvo que el valor de $\sum P_i \cdot C_{m\acute{a}x}$ fue de 34.5; por lo tanto el puntaje para el caso analizado es de:

$$P_{final} = \frac{25.9}{34.5}$$

$$P_{final} = 75\%$$

Tal y como se observa en el procedimiento, el proceso de selección de tecnología es realizado mediante una metodología aditiva, en donde entre mayor sea el resultado mejor será la tecnología analizada. Esta condición también aplica para poder realizar una comparación directa entre cada variable analizada.

7.3 Análisis de resultados

7.3.1 *Sistemas descartados*

Los resultados obtenidos a partir de la metodología aplicada se muestran en el cuadro 7.4. A partir de estos fueron descartadas las opciones con puntaje más bajo. En el cuadro se puede observar que las primeras unidades eliminadas son las que se mencionan a continuación:

- Lagunas
 - Mezcla completa y decantación

- Lodos Activados
 - Convencional
 - Aireación prolongada
 - Flujo intermitente

- Filtros biológicos
 - Baja carga
 - Alta carga
 - Biodisco

Cuadro 7.4. Resultados del análisis multicriterio para los sistemas de tratamiento considerados

| Sistema de tratamiento | Eficiencia de remoción | | Economía | | | | Capacidad de resistencia a variaciones | | Resultado | | |
|--------------------------------|------------------------|------------|------------|---------|----------------|-------------|--|----------------|-----------|----|-------------|
| | | | Requisitos | | Costos | | Caudal | Carga orgánica | | | |
| | DBO | Nutrientes | Área | Energía | Implementación | Op .y Mant. | | | Valor | % | Preferencia |
| L. Facultativa | 2.9 | 1.6 | 1.0 | 4.5 | 3.0 | 5.0 | 4.0 | 4.0 | 26.0 | 75 | +++ |
| L. Anaerobia-Facultativa | 2.9 | 1.6 | 2.0 | 4.5 | 4.0 | 5.0 | 4.0 | 4.0 | 28.0 | 81 | ++++ |
| L. Aireada-Facultativa | 2.9 | 1.6 | 2.0 | 2.7 | 3.0 | 4.0 | 4.0 | 4.0 | 24.2 | 70 | +++ |
| L. Mezcla completa-Decantación | 2.9 | 1.6 | 3.0 | 2.7 | 3.0 | 3.0 | 3.0 | 4.0 | 23.2 | 67 | ++ |
| LA. Convencional | 3.8 | 2.4 | 4.0 | 1.8 | 1.0 | 2.0 | 3.0 | 3.0 | 21.0 | 61 | ++ |
| LA. Aireación prolongada | 4.8 | 2.4 | 4.0 | 0.9 | 2.0 | 1.0 | 4.0 | 4.0 | 23.1 | 67 | ++ |
| LA. Flujo intermitente | 3.8 | 2.4 | 4.0 | 0.9 | 1.0 | 1.0 | 4.0 | 4.0 | 21.1 | 61 | ++ |
| F. Biológico (baja carga) | 3.8 | 2.4 | 3.0 | 3.6 | 1.0 | 3.0 | 3.0 | 2.0 | 21.8 | 63 | ++ |
| F. Biológico (alta carga) | 3.8 | 1.6 | 4.0 | 2.7 | 2.0 | 3.0 | 4.0 | 3.0 | 24.1 | 70 | ++ |
| Biodisco | 3.8 | 1.6 | 4.0 | 2.7 | 1.0 | 3.0 | 3.0 | 3.0 | 22.1 | 64 | ++ |
| R.A.F.A | 2.9 | 0.8 | 5.0 | 4.5 | 4.0 | 5.0 | 2.0 | 2.0 | 26.2 | 76 | +++ |
| Tanque Imhoff - F.A.F.A | 2.9 | 0.8 | 5.0 | 4.5 | 4.0 | 5.0 | 3.0 | 3.0 | 28.2 | 82 | ++++ |
| I. Lenta | 4.8 | 3.2 | 1.0 | 4.5 | 3.0 | 5.0 | 4.0 | 4.0 | 29.5 | 85 | ++++ |
| I. Rápida | 4.8 | 3.2 | 2.0 | 4.5 | 4.0 | 5.0 | 4.0 | 4.0 | 31.5 | 91 | +++++ |
| I. Sub-superficial | 4.76 | 3.19 | 2.0 | 4.52 | 4.0 | 5.0 | 4.0 | 4.0 | 31.5 | 91 | +++++ |
| I. Escurrimiento | 4.76 | 2.39 | 2.0 | 4.52 | 4.0 | 5.0 | 4.0 | 4.0 | 30.7 | 89 | ++++ |

Fuente: Adaptado de von Sperlin, 1996

| Escala de preferencia | | | |
|-----------------------|-----|------|-------|
| Muy baja | 0% | 60% | + |
| Baja | 61% | 70% | ++ |
| Intermedia | 71% | 80% | +++ |
| Alta | 81% | 90% | ++++ |
| Muy alta | 91% | 100% | +++++ |

7.3.1.1 Lagunas

Las lagunas de mezcla completa constituyen una variante de las lagunas aireadas con la diferencia de que las primeras requieren de una mayor cantidad de energía por unidad de volumen, condición que las hace relativamente más eficientes para la remoción de contaminantes ya que estas requieren menos superficie que las anteriores (von Sperlin, 1996).

La introducción de un mayor grado de energía las vuelve más complicadas para su operación y los costos energéticos son mayores en comparación con el resto de lagunas. Por este motivo fue descartado este sistema. El esquema general que describe el tren de tratamiento que constituyen las lagunas de mezcla completa se muestra a continuación.

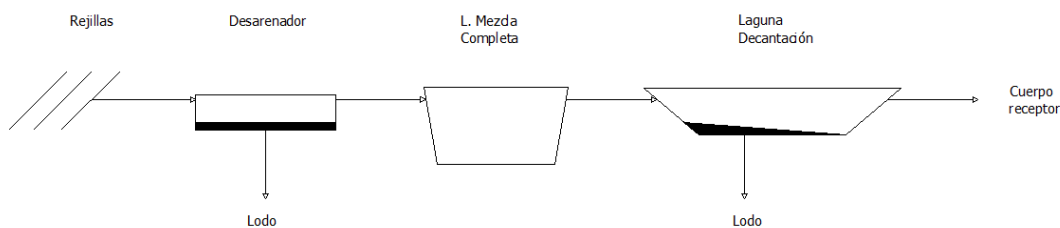


Figura 7.1. Configuración general de laguna de mezcla completa.

Fuente: Adaptado de von Sperlin, 1996

7.3.1.2 Lodos Activados

Los lodos activados convencionales funcionan como reactores de mezcla completa en donde el uso de elementos mecánicos como los aireadores es muy importante para la eficiencia del sistema. Los requerimientos de área son relativamente bajos si se les compara con los de las lagunas en general, esto se debe a que el tiempo de retención hidráulico (TRH) es bastante bajo, con la ventaja de que el tiempo de retención de sólidos (Φ_c) es mayor (4 a 10 d) (von Sperlin, 1996).

Los aireadores proveen al sistema de oxígeno disuelto y además una mayor mezcla dentro del reactor, situación que incrementa el contacto biomasa sustrato y por ende también la eficiencia del sistema. Aspectos económicos son los que hacen que este sistema no tenga un perfil adecuado para el distrito, ya que la utilización de dispositivos mecánicos para la

aireación hace que los costos de implementación y los de operación y mantenimiento sean relativamente altos. La configuración general del sistema de lodos activados se muestra en la figura siguiente.

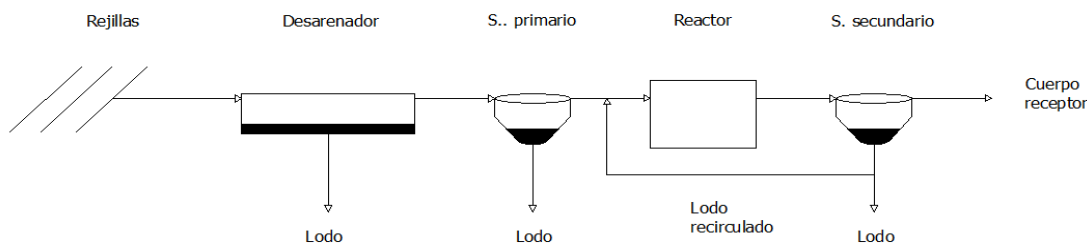


Figura 7.2. Configuración general de lodos activados

Fuente: Adaptado de von Sperlin, 1996

La situación que se describe para lodos activados convencionales, es similar para las demás variantes del sistema, tanto para lodos activados de aireación extendida como para el sistema de flujo intermitente, ya que para estos también el aspecto económico normalmente es muy elevado en comparación con otras opciones (von Sperlin, 1996).

Del diagrama de flujo característico del sistema de lodos activados de flujo intermite (figura 7.3) se observa que, a diferencia del sistema de lodos convencional, este sistema no requiere de las fases de sedimentación ya que el reactor funciona por medio de ciclos intermitentes, es decir el reactor realiza, en forma discontinua, la decantación de los lodos y la digestión de la materia contaminante.

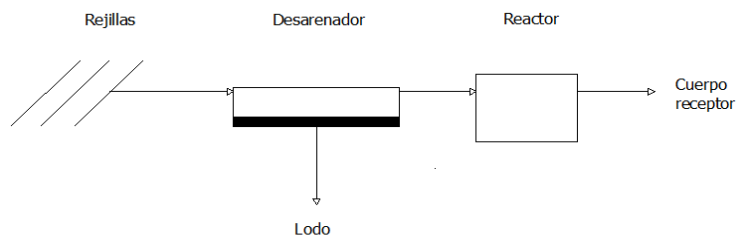


Figura 7.3. Configuración general de lodos activados de flujo intermitente

Fuente: Adaptado de von Sperlin, 1996

7.3.1.3 Filtros biológicos

Los filtros biológicos, tal y como se indicó en el cuadro 7.1, son sistemas aerobios. El principio de funcionamiento de estos sistemas se basa en la utilización de materiales inertes que realizan la función de medio de soporte para el crecimiento de la biomasa en el reactor; este medio de soporte puede estar compuesto de grava o materiales sintéticos.

La ventaja de utilizar un material filtrante radica en que el tiempo de retención de la biomasa (Φ_C) es mayor con respecto al de los otros sistemas analizados, por lo tanto existe una acumulación de biomasa activa por un periodo de tiempo mayor. Este sistema no utiliza aireación mecánica, ya que el oxígeno requerido por la biomasa es obtenido del aire que circula por los espacios vacíos entre las partículas del filtro (von Sperlin, 1996).

En el cuadro 7.4 se puede observar que la debilidad de estos sistemas recae sobre el aspecto económico, ya que generalmente los costos de implementación resultan ser muy elevados. Aunque los costos de operación y mantenimiento son relativamente más bajos que los de lodos activados, estos son costos intermedios si se comparan con los de otras tecnologías.

El esquema general que siguen los filtros biológicos de alta carga se muestra en la figura 7.4. Los sistemas de baja carga orgánica se diferencian por presentar un mayor volumen de filtro debido a la baja disponibilidad de sustrato. Además el sistema de baja carga no requiere recircular el efluente del decantador secundario, debido a que la biomasa perdida en el efluente es poca.

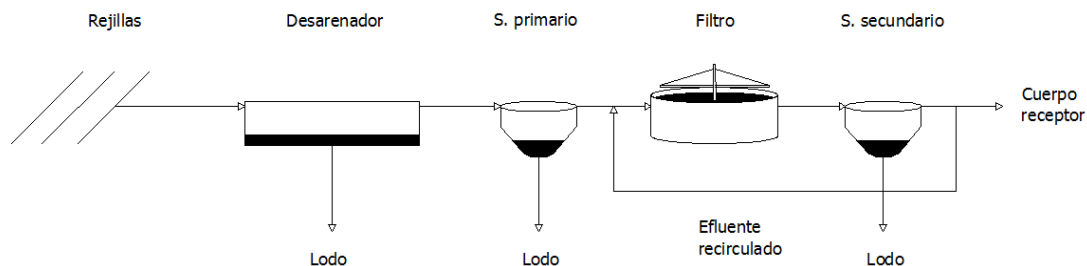


Figura 7.4. Configuración general del filtro biológico de alta carga

Fuente: Adaptado de von Sperlin, 1996

La opción de utilizar biodiscos fue descartada debido a que es un sistema costoso tanto en su construcción como en su operación. Estos sistemas funcionan mediante la rotación de dos discos como máximo por unidad, estos son soportados por ejes horizontales que son impulsados por medio de motores, lo cual hace que su operación sea más complicada. El flujograma general de este sistema se muestra a continuación.

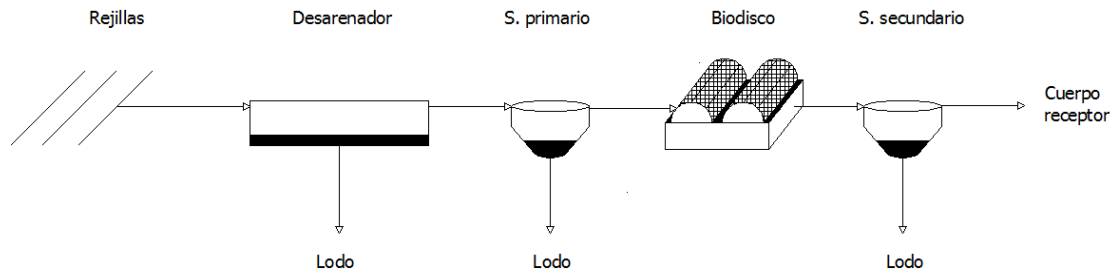


Figura 7.5 Configuración general de Biodiscos

Fuente: Adaptado de von Sperlin, 1996

7.3.2 *Proceso de selección final*

Del cuadro 7.4 se puede observar que las tecnologías más adecuadas al perfil requerido para las microcuencas, son las que se enumeran a continuación.

- Lagunas
 - Facultativa
 - Anaerobia-Facultativa
 - Aireada-Facultativa

- Reactores anaerobios
 - Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (R.A.F.A)
 - Tanque Séptico + Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (F.A.F.A)

- Sistemas de infiltración en superficie

Finalmente para seleccionar la mejor opción entre estas tecnologías adicionalmente analizó la información mostrada en el cuadro del anexo 6. Este cuadro muestra rangos de valores máximos y mínimos típicos para varias características importantes de cada sistema.

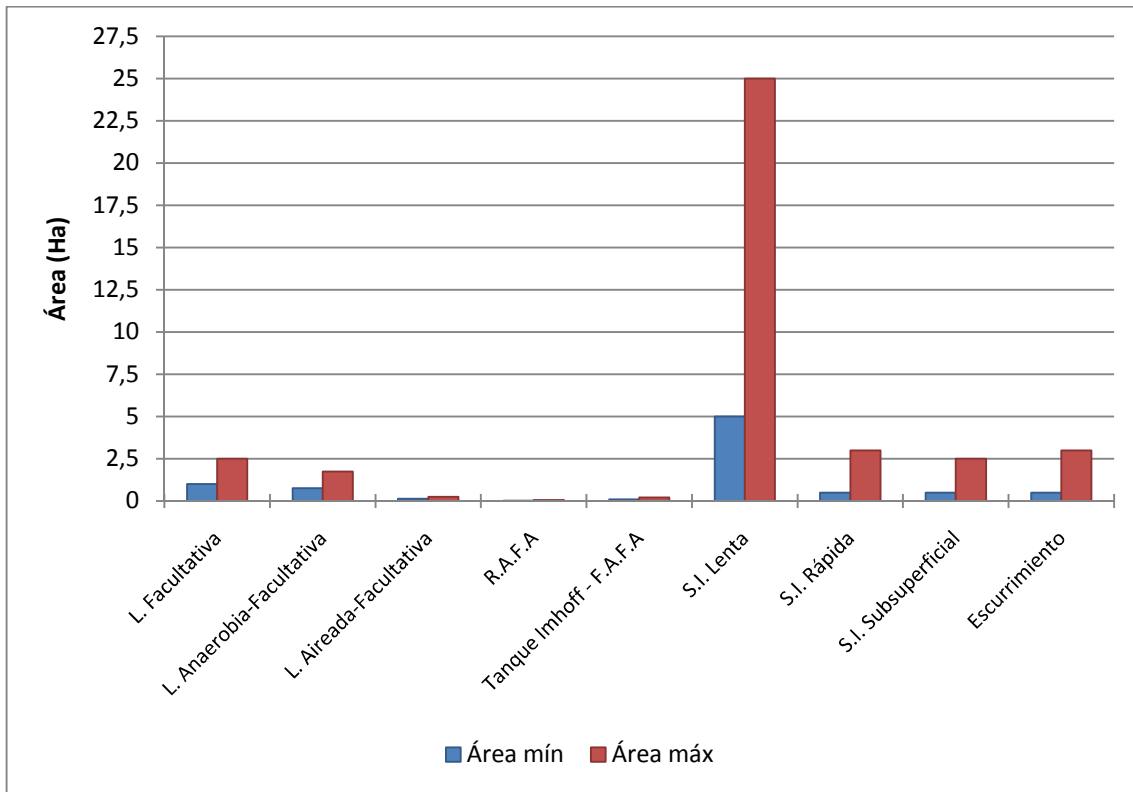
Aprovechando que el cuadro del anexo 6 muestra información de requisitos de área, energía y costos de implementación expresados por cantidad de habitantes, se realizó un análisis económico aproximado basado en el criterio financiero de valor actual neto (VAN).

Para el cálculo del VAN se adoptó un valor de tasa de corte de 12%, durante un periodo de 25 años equivalente la vida útil del sistema. Los costos dados en dólares fueron obtenidos utilizando un tipo de cambio fijado en $\$510$ por el Banco Central, a la fecha de realización de este proyecto.

Considerando que la población máxima servida al final de la vida útil del sistema se estimó en 5000 hab, se puede determinar el rango de valores en los que posiblemente se encuentre el valor final para cada uno de estos rubros. Los resultados obtenidos se muestran en los siguientes gráficos, y con base en ellos fue seleccionado el sistema que mejor se adecua a las necesidades locales.

El grafico 7.1 muestra el intervalo de valores dentro del los cuales se espera que se encuentre el área que será ocupada por los sistemas considerados, para una población de 5000 hab.

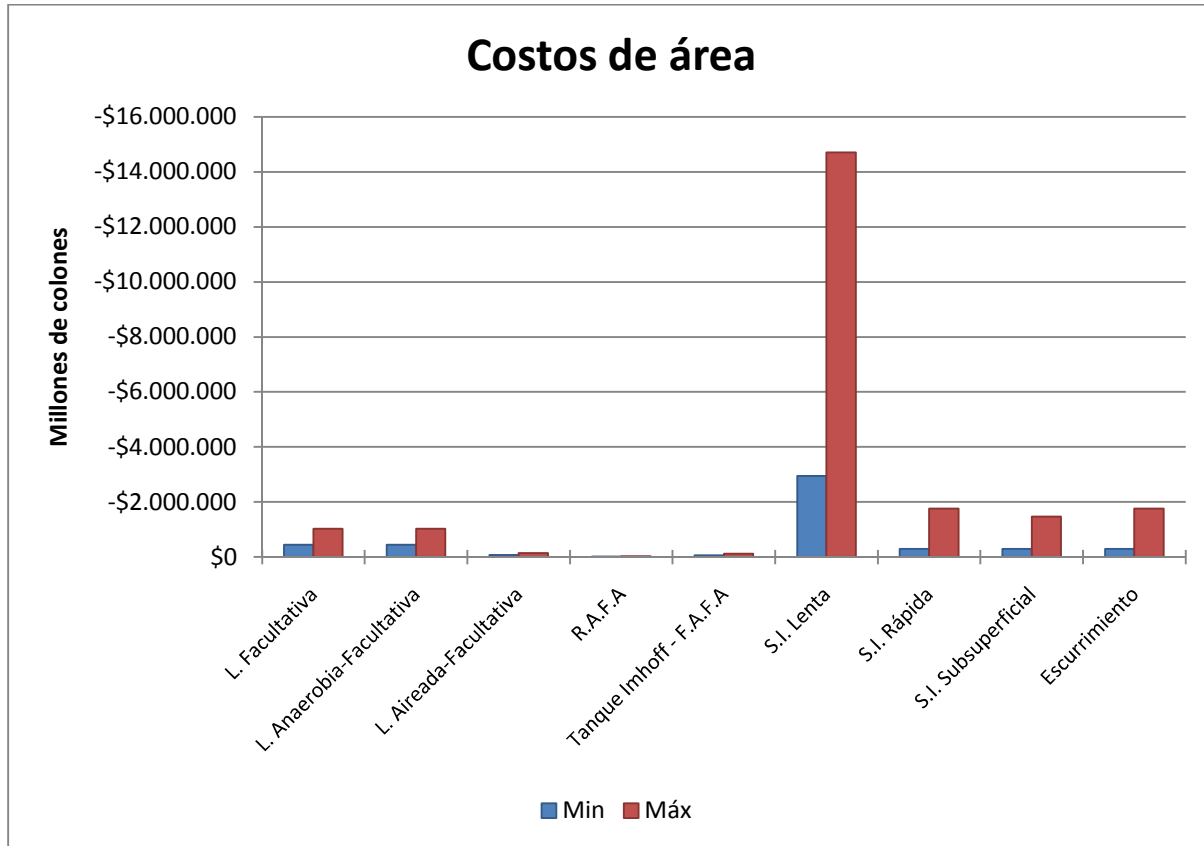
Gráfico 7.1. Requerimientos de área esperados para el diseño de los sistemas considerados para 5000 habitantes.



El costo por metro cuadrado ($\$/m^2$) de terreno en el distrito varía entre $\$12000$ ($\$24/m^2$) y $\$40000$ ($\$79/m^2$) (Rodríguez, 2011) sin embargo para calcular el costo aproximado del área requerida por cada sistema se adoptó un valor medio de $\$30000$ por metro cuadrado ($\$59/m^2$).

Los resultados se muestran en el gráfico 7.2. Este presenta la misma tendencia al gráfico anterior puesto que el costo es proporcional a la cantidad de espacio requerido.

Gráfico 7.2. Costos aproximados del área que posiblemente ocuparían los sistemas de tratamiento analizados, para 5000 habitantes.



Los resultados muestran que los requerimientos de área de los sistemas de disposición directa en el terreno son muy altos, lo cual justifica su alto costo. Específicamente para el sistema de infiltración lenta, que consiste en la aplicación de las aguas residuales directamente sobre la superficie del terreno, el costo mínimo es de aproximadamente \$2,900,000 y el máximo de aproximadamente de \$14,700,000. Este es seguido por los demás sistemas de aplicación en el terreno cuyos costos oscilan entre \$300,000 y \$1,760,000.

Además estos son sistemas abiertos y aunque la norma de aprobación y ubicación no es clara respecto a los retiros que se deben de guardar, se espera que estos se encuentren entre los 20 m y 50 m, aspecto que los pone en desventaja en relación a los demás sistemas, dada la poca disponibilidad de espacio dentro del distrito. En la sección 7.4 se detalla con mayor profundidad el tema del espacio disponible para la construcción de los sistemas considerados.

De igual forma que los anteriores, las lagunas requieren una cantidad importante de espacio, menor en comparación con los sistemas de disposición en el terreno pero mayor que los sistemas anaerobios considerados. El costo de área aproximado para estos sistemas varía entre \$73,500 y \$1,030,000. Para su localización se establece que se debe de guardar un retiro de 20 m a lo largo de todo el perímetro del terreno considerado

En cuanto a los requisitos y costos de área aproximados los sistemas anaeróbicos tienen ventaja sobre los demás. El costo del RAFA se estima entre \$100,000 y \$200,000, mientras que para el T. Séptico + FAFA \$150,000 a \$400,000. Esto se debe a un aspecto técnico de funcionamiento que está directamente relacionado con aspectos como el tiempo de retención hidráulico (TRH) y el tiempo de residencia celular (θ_c) en el sistema.

En sistemas donde la biomasa crece suspendida en el reactor, se debe garantizar que ésta no vaya a ser evacuada del sistema sin antes haberse reproducido y por ende adaptado a las características del agua residual a tratar, por lo cual el TRH es el criterio que rige el diseño de estos sistemas y este debe de ser mayor al tiempo medio de reproducción celular (De Lemos, 2000)

$$TRH = \frac{V}{Q} \geq \theta_c \quad [7.2]$$

Si se considera que el tiempo de permanencia mínimo debe de ser mayor al tiempo de duplicación de la biomasa, se tiene que:

$$\theta_c \geq t_{dup} = \frac{\ln 2}{\mu} \quad [7.3]$$

donde,

TRH := tiempo de retención hidráulica (d)

t_{dup} := tiempo de duplicación de biomasa

V := volumen de reactor (m³)

(d)

Q := caudal afluyente (m³/d)

μ := tasa de crecimiento (d⁻¹)

θ_c := tiempo de residencia celular (d)

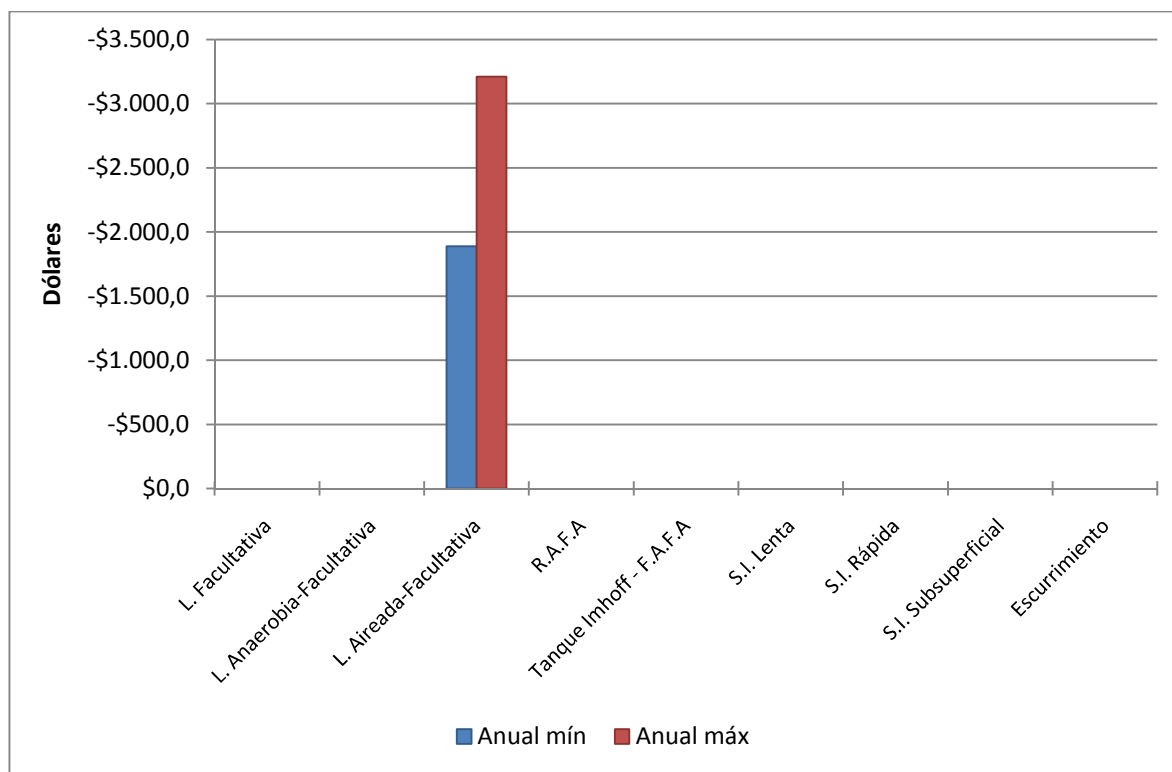
Los reactores anaerobios analizados son sistemas en donde la biomasa crece adherida a un medio de soporte, lo cual garantiza la permanencia de la biomasa en el reactor por un largo periodo que varía entre 20 y 30 días (De Lemos, 2000) este tiempo es mayor al tiempo que requieren las bacterias anaerobias (≈ 3.3 días) para reproducirse y adaptarse a las características del agua residual.

Para estas condiciones se puede adoptar un TRH mínimo, lo cual se traduce en un volumen mínimo de reactor requerido (ver ecuación [7.2]). En el cuadro del anexo 6 se pueden observar los TRH requeridos para cada sistema.

En cuanto a costos energéticos se puede observar que las lagunas aireadas requieren de aireadores (difusión o mecánicos) para su funcionamiento. De los sistemas finalmente considerados, solamente las lagunas aireadas-facultativas requieren de sistemas mecánicos para su funcionamiento. La potencia requerida por estos sistemas varía entre 5000 W y 8500 W.

Para determinar el costo energético anual se utilizaron las tarifas de cobro de JASEC (Junta Administrativa de Servicios Eléctricos de Cartago), dado que esta es la empresa que brinda el servicio eléctrico en el distrito. Para el cálculo del costo energético se adoptó la tarifa promedio (hora valle) cuyo valor, según la ARESEP (2011), es de ₡22 por KW-h. El resultado se muestra en el gráfico 7.3.

Gráfico 7.3. Costo energético anual esperado para sistemas diseñados para 5000 hab.



El costo energético para lagunas aireadas varía entre \$1900 y \$3200. Se recuerda que el costo energético es asociado a un costo en la operación de sistema, ya que la inclusión de este tipo de mecanismos complica el proceso de operación. Esta condición hace que el sistema de lagunas aireadas sea descartado como una opción para el tratamiento del agua residual de las microcuencas.

Se observa que además ningún otro sistema analizado produce costos energéticos. En este punto es importante mencionar que los sistemas anaerobios nuevamente tienen ventaja sobre los demás. Además se sabe que el 75% del biogás producido a partir de la digestión anaerobia corresponde al metano (CH_4) (De Lemos, 2000), el cual es un gas que puede generar energía eléctrica para abastecimiento propio del reactor.

Diferentes estudios, producto de investigaciones realizadas en plantas piloto, estiman que en caso de aprovechar el CH_4 , el RAFA puede llegar a generar 0.5 KW-h/Kg $\text{DQO}_{\text{Removido}}$ para condiciones normales de operación (van Lier, 2010).

Para estimar la ganancia por ahorro energético se utilizó el valor de DQO afluente estimado anteriormente para las condiciones de las microcuencas (ver capítulo 6, cuadro 6.14) y por otro lado se supuso una eficiencia promedio de remoción de DQO de 80%. Los resultados obtenidos se muestran a continuación.

Cuadro 7.5. Estimación de la energía producida por un RAFA

| | |
|-------------------------|-------|
| Ef. remoción DQO (%) | 80 |
| DQO _i (mg/l) | 652 |
| DQO _f (mg/l) | 130,4 |
| DQO removido (Kg/d) | 805 |
| KW-h/kg DQO removido | 0,5 |
| KW-h/d generado | 402.5 |

La cantidad de energía ahorrada por año se obtuvo de la siguiente manera:

$$P_{E \text{ anual}} = P_{E \text{ Diaria}} \cdot 30.4 \frac{d}{mes} \cdot 12 \frac{mes}{año} \quad [7.4]$$

$$P_{E \text{ anual}} = 402.5 \cdot 30.4 \cdot 12$$

$$P_{E \text{ anual}} = 146832 \frac{KW-h}{año}$$

Donde,

P_E := producción de energía

Sabiendo que actualmente el costo promedio por hora es de ₡22, se tiene que la ganancia o el ahorro anual aproximado por consumo de energía será de:

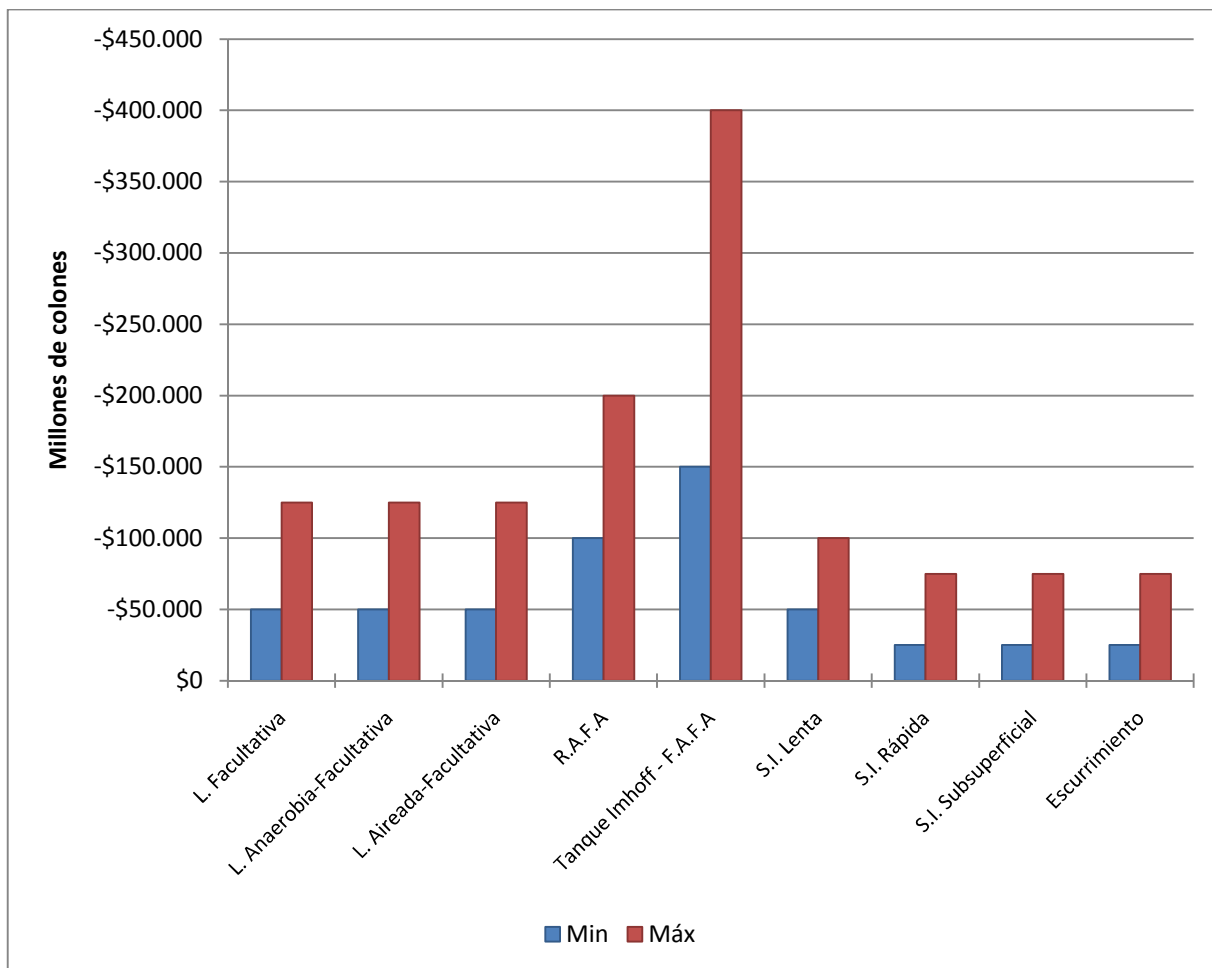
$$Ahorro = 146832 \frac{KW-h}{año} \cdot \frac{₡22}{KW-h}$$

$$Ahorro_{anual} = ₡3,300,000$$

El ahorro anual es considerable (\approx ₡6400) y un factor más en favor de la utilización de sistemas anaerobios, específicamente el RAFA.

En relación a los costos de implementación, el gráfico 7.4 muestra el rango de valores típicos para los sistemas considerados.

Gráfico 7.4. Costos de implementación típicos de sistemas diseñados para 5000 hab.



Estos costos involucran la realización de actividades tanto previas como durante la construcción de los sistemas, así como también la necesidad de materiales y accesorios característicos para cada uno de ellos con el fin garantizar su adecuado funcionamiento. Según Centeno (2010) normalmente los costos de implementación, incluyen las actividades siguientes:

Cuadro 7.6. Actividades generales para la construcción de los sistemas considerados

| Actividades | Descripción |
|------------------------|---|
| Preliminares | Trazado y demarcación de obras: incluye PTAR, bodegas y oficinas (en caso de requerirse) |
| Movimientos de tierras | <p>En caso de lagunas es necesario la conformación de taludes y excavaciones de fondo. Además se debe de garantizar el cumplimiento de las pendientes del diseño (conducciones y evacuación de efluente).</p> <p>Según los niveles del terreno los sistemas deberán ir parcialmente enterrados para garantizar el adecuado funcionamiento hidráulico (cotas de energía).</p> |
| Obra gris y accesorios | <p>En el caso de lagunas se considera la utilización de una capa de arcilla de 10 a 50 cm (cuando esté disponible), o el uso de materiales geosintéticos para evitar las pérdidas por infiltración. Aireadores mecánicos o difusores.</p> <p>Construcción de muros, cimientos, impermeabilización de muros para evitar pérdidas por filtración de aguas residuales y corrosión de acero estructural.</p> <p>Para el RAFA se considera la utilización de tuberías de distribución de afluente distribuidos en el área del reactor.</p> <p>El FAFA requiere de material de soporte que usualmente es constituido por grava de tamaño nominal variable entre 4 y 7 mm.</p> <p>Los sistemas de filtración requieren de aspersores y filtros o drenes.</p> <p>En general: tuberías de conducción de afluente, conexiones internas y tubería de salida de agua residual; además de cajas de registro para la inspección entre conexiones y en los rectores (en caso de estar cerrados).</p> |

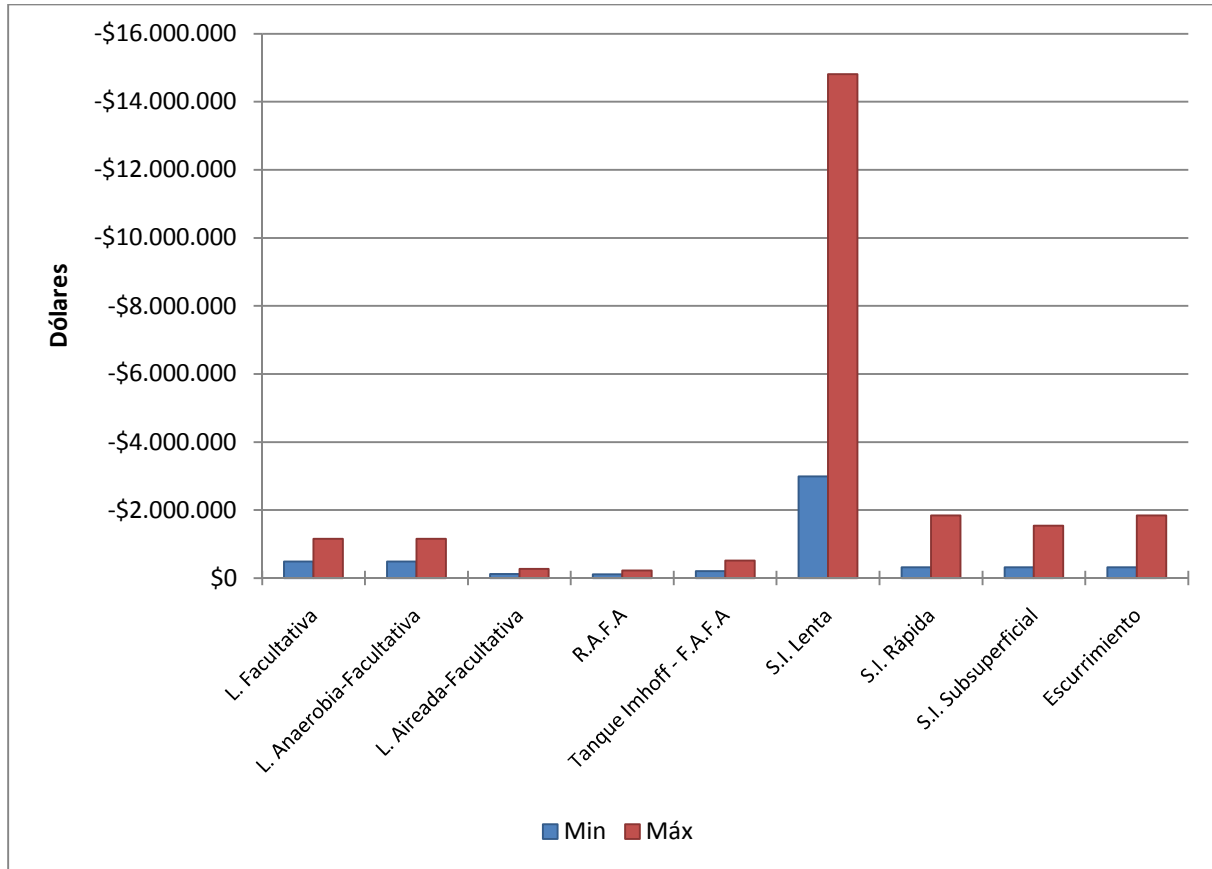
Fuente: Adaptado de Centeno, 2010.

Tal y como se puede observar en el gráfico 7.4, los costos típicos de implementación de los sistemas anaerobios superan a todo el resto de tecnologías analizadas. Esto debido a que generalmente requieren de materiales constructivos más caros, además de una mayor variedad de accesorios o materiales adicionales requeridos para su funcionamiento adecuado; por ejemplo el uso de concreto armado, material requerido para el medio de soporte de la biomasa y tuberías para la distribución de afluente en los reactores para evitar la formación de caminos preferenciales (cortos circuitos) y garantizar un adecuado contacto y mezcla entre biomasa y sustrato afluente (De Lemos, 2000).

Las obras por movimiento de tierras son necesarias y su cuantía dependerá de la condición topográfica del terreno considerado, sin embargo este costo es inherente a cada sistema y es el motivo por el cual las lagunas ocupan el segundo lugar en cuanto a costos de implementación. A pesar de su relativa simplicidad constructiva, los costos de implementación se incrementan debido a que estos sistemas ocupan grandes extensiones de terreno y consecuentemente obras por concepto de movimiento de tierras relativamente grandes.

Finalmente por medio de un análisis financiero, utilizando el criterio del VAN, se compararon los costos totales esperados contemplando solamente los costos descritos anteriormente, estos resultados se muestran en el gráfico 7.6 a continuación:

Gráfico 7.5. Valor actual neto esperado para sistemas diseñados para 5000 hab.



Del análisis se puede observar que en general los costos totales para los sistemas de disposición en el terreno rondan valores desde \$14,000,000 hasta \$320,000 (costo mínimo). Estos valores son muy altos en comparación con los costos incurridos en caso de implementar lagunas y sus variantes o sistemas anaerobios en general.

Se puede observar además que de los sistemas lagunares analizados, el correspondiente a la variante aireada-facultativa es la que menor costo económico representa, sin embargo este sistema fue descartado luego de verificar que, considerando los retiros establecidos por norma y los requerimientos típicos de área para diseños de 5000 habitantes obtenidos anteriormente, es muy posible que este exceda el área de los terrenos disponibles dentro del distrito. Esto se detalla más adelante en la sección 7.4.

Finalmente se elige el RAFA como el sistema que mejor se adecua a las necesidades definidas como prioritarias para la zona. Su costo aproximado ronda entre los \$115,000 y \$229,000 aproximadamente.

7.3.3 Características del sistema seleccionado

El RAFA presenta muchas ventajas que lo hacen adecuado para el tratamiento de las aguas residuales de la población localizada dentro de las microcuencas definidas. Anteriormente se evaluó el aspecto financiero a partir del cual resultó ser la mejor opción, sin embargo es importante detallar aspectos técnicos de funcionamiento con el objetivo de demostrar que también bajo ese aspecto es un sistema que se muestra adecuado para la zona.

El esquema que normalmente sigue un tren de tratamiento compuesto por un RAFA se muestra en la siguiente figura.

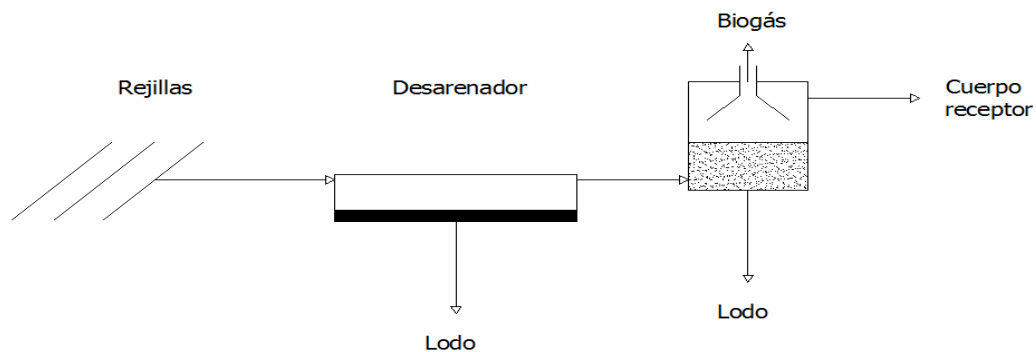


Figura 7.6. Configuración general de RAFA

Fuente: Adaptado de von Sperlin, 1996

A continuación se resumen las ventajas y desventajas que caracterizan a los reactores anaerobios de flujo ascendente:

Cuadro 7.7. Ventajas y desventajas de los RAFAs

| Ventajas | Desventajas |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> - Es un sistema de simple operación al no requerir equipamiento adicional para su funcionamiento (Bombas, equipo mecánico). - Presenta poca tasa de generación de lodos, dado que cerca del 45% de la materia orgánica afluyente es convertida en biogás. - El tratamiento de lodos consiste solamente en el secado de lodo en lechos, seguido de su debida disposición final, esto porque el lodo ya es estabilizado y deshidratado dentro del reactor (elevado θ_c). - El 75% del biogás generado puede ser aprovechado para autoabastecer las necesidades energéticas del reactor, mediante la combustión de CH₄. - Bajo consumo de energía. - Bajos costos de operación y mantenimiento - Costos de implementación relativamente bajos. | <ul style="list-style-type: none"> - Usualmente es un sistema que requiere post-tratamiento dado que la eficiencia en remoción de DBO y DQO es intermedia (60-80%) y normalmente no cumple con las exigencias establecidas por la norma de vertido. - Resistencia de baja a intermedia en relación a cargas choques (caudal, toxicidad y pH). - Su eficiencia depende de la temperatura de operación del reactor. - Baja remoción de nutrientes. - Posible generación de malos olores. |

Fuente: Adaptado de De Lemos, 2000

A estas ventajas se debe sumar el hecho de que a nivel global, tal y como se observa en la figura 7.6, estos sistemas no requieren de unidades de sedimentación primaria ni secundaria. Solamente se requiere un pre-tratamiento el cual consiste en unidades de rejillas y desarenador, cuyo objetivo es la eliminación de sólidos gruesos, lo cual hace que el proceso de digestión anaerobia sea más eficiente.

Prescindir de la necesidad de unidades de decantación hace que los requerimientos de espacio total del tren de tratamiento general (figura 7.6) sean relativamente bajos, y lo

perfila aun más como una opción adecuada para suplir las necesidades de depuración que actualmente requiere el distrito.

En cuanto a las desventajas es importante explicar que comparativamente estos sistemas se caracterizan por presentar una muy baja resistencia a cargas choque, tanto de caudal como de carga orgánica. En caso de recibir estas cargas el sistema puede salir de operación debido a la pérdida excesiva de la biomasa (muerte o salida con efluente) (De Lemos, 2000).

Al hablar de cargas toxicas se debe de tener claro que, indiferentemente del tipo de biomasa, todos los sistemas biológicos son susceptibles a cargas de este tipo. Sin embargo se debe dar mayor atención a este aspecto cuando la biomasa es anaerobia debido a su baja tasa de crecimiento.

Sperling (1996) menciona que para aguas residuales domésticas las concentraciones de sustancias tóxicas son bajas, por lo cual el riesgo de inhibir las funciones metabólicas de las bacterias anaerobias es bajo. La situación cambia si se tratan aguas residuales industriales cuya composición es menos variable y la concentración de compuestos inhibidores es por lo general muy alta.

Para este proyecto se prevé que la zona definida por las microcuencas será predominantemente residencial, por lo cual el riesgo de recibir cargas tóxicas que afecten el proceso será bajo. Sin embargo para el éxito del proyecto, es importante que la Municipalidad realice con frecuencia campañas de inspección y control de obras para evitar que en caso de que en el futuro existan entes generadores de aguas residuales especiales, estos incumplan con el tratamiento previo del agua residual que generen, y así evitar problemas de funcionamiento en el RAFA.

Además se debe de realizar un control periódico de las características que presenta el agua residual afluyente al sistema; con el fin de tomar acciones que contrarresten el efecto negativo producto de altos niveles de toxicidad y así evitar la salida de operación del sistema.

A continuación se presenta un cuadro que resume los compuestos y sus respectivas concentraciones inhibitoras o tóxicas para los rectores anaerobios.

Cuadro 7.8. Niveles tóxicos de concentración para diversos compuestos presentes en el agua residual.

| Compuesto | Concentración tóxica(mg/l) |
|--|----------------------------|
| Amonio libre (NH ₃) | 150 |
| Ión amonio (NH ₄ ⁺) | 3000 |
| Acido sulfúrico (H ₂ S) | 50-100 |

Fuente: Adaptado de De Lemos, 2000

En aguas residuales domésticas la concentración típica de amonio es de 20 a 30 mg/L, y claramente si las condiciones locales se mantienen tal y como se prevé, es difícil alcanzar tóxicas por exceso de amonio.

Otro aspecto importante es el control periódico del pH del sistema. Naturalmente la digestión anaeróbica reduce o acidifica el pH del agua residual durante la fase acidogénica. El crecimiento de la biomasa metanogénica (la cual es indispensable para el proceso) es posible solamente en niveles de pH ubicados entre 6.5 y 8.0 (De Lemos, 2000).

Las cargas choque por caudal pueden provocar la salida de cierta cantidad de biomasa presente en el reactor. El RAFA pose un dispositivo de retención de biomasa denominado separador trifásico el cual se diseña para permitir la salida del gas sin que la biomasa evacue el sistema. Sin embargo es posible la salida de cierta cantidad de bacterias con el efluente si las velocidades de caudal superan los 0.9 m/h para condiciones de caudal medio (Metcalf & Eddy, Inc., 1996)

De igual manera la labor de la Municipalidad es de suma importancia para el control y la inspección de situaciones indebidas, tal como la flexibilidad en relación al tema de conexiones ilícitas. Se recuerda que para este proyecto se contempló un máximo de 1,5% conexiones ilícitas (0.94 ha o 69 viv eq.); al permitir una mayor cantidad se generaría una

pérdida de biomasa del sistema y consecuentemente una caída importante en la eficiencia del reactor.

Otro de los aspectos negativos está relacionado con la temperatura de operación del reactor, diversas investigaciones han encontrado que el intervalo de temperatura óptimo para la operación de los reactores anaerobios varía de 30-35°C, estas temperaturas hacen que el proceso metabólico de las bacterias y su crecimiento sea más rápido, por tanto el proceso de degradación es mayor (De Lemos, 2000).

Según Henze e Horremoes, la tasa de crecimiento de las bacterias anaerobias decae en 11% por cada 1°C de temperatura para reactores que operan por debajo de los 30°C. Sin embargo la biomasa anaerobia puede crecer en medios con temperaturas de 15-40°C (De Lemos, 2000). Estas características hacen que los RAFAs sean sistemas adecuados para climas calientes; dicha condición se cumple para el caso del distrito de Turrialba (ver cuadro 2.5)

Finalmente suponiendo que el reactor RAFA funcionará con un eficiencia promedio del 80% en remoción de DBO se puede corroborar que, para la concentración de DBO estimada, necesariamente este sistema requiere de una unidad de post-tratamiento que disminuya los niveles de DBO efluente hasta cumplir con los límites impuestos por la norma de vertido.

Actualmente existen muchas opciones para el post-tratamiento para efluentes provenientes de RAFAs. Centeno (2010) recomienda el uso de FAFAs como post-tratamiento ya que aún de forma conjunta, estos sistemas requieren en promedio 850 m² (≈ 0.17 m²/hab) y además su costo de inversión inicial es aproximadamente de \$235,000; ambos parámetros dados para sistemas diseñados para 5000 hab. Además los costos de operación y mantenimiento son muy bajos (no requieren de equipo adicional para su funcionamiento).

Existen alternativas que utilizan lodos activados o lagunas facultativas como unidades de post-tratamiento. Se descarta el uso de lagunas ya que el área que ocupan estos sistemas es muy extensa en comparación con el sistema seleccionado; según De Lemos (2000) existe un ejemplo claro en Brasil en donde una laguna de post-tratamiento para un sistema de 5000

hab ocupa un espacio de 1 ha de terreno. Para el terreno elegido, al prescindir del retiro de 20 m se observa que el área disponible no satisface esa cantidad (ver sección 7.4) de espacio.

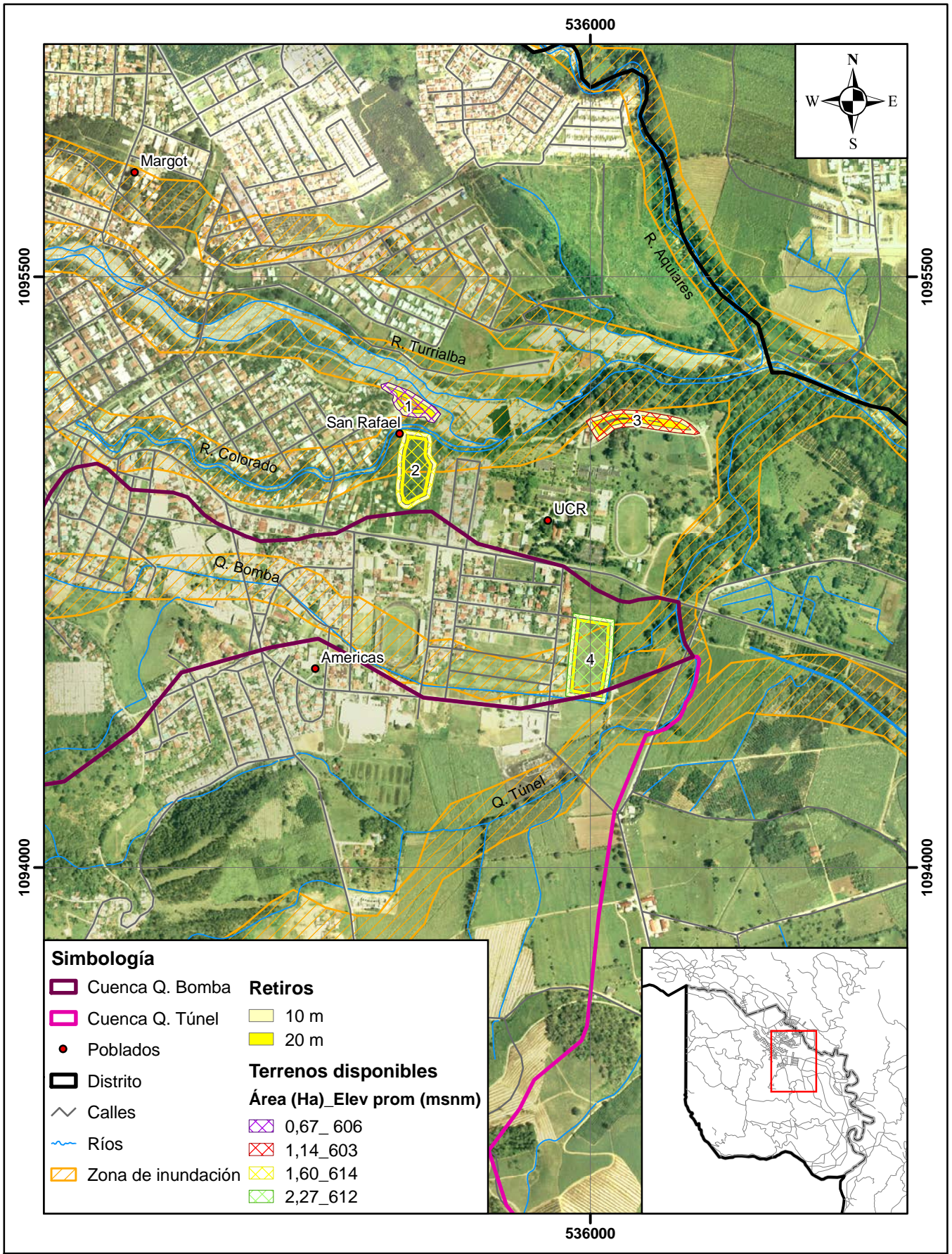
El sistema de lodos activados como post tratamiento se descarta por las mismas razones expuestas anteriormente para el caso de los sistemas de lodos activados simples y sus variantes a nivel individual, en resumen por presentar costos de operación y mantenimiento elevados.

7.4 Terreno seleccionado

Los terrenos considerados para la ubicación del sistema se muestran en el mapa 7.1. Esta información se obtuvo como parte de los datos facilitados a ProDUS por la Municipalidad de Turrialba con el objetivo de colaborar con la elaboración del plan de manejo de la Cuenca del Reventazón (COMCURE).

En total son cuatro los terrenos disponibles y estos se ubican muy cerca a la urbanización Jorge Debravo y por lo tanto también de las microcuencas definidas para el análisis. De estos terrenos, el más alejado se encuentra a 610 m de la urbanización. Esta cercanía disminuye los costos de colocación del colector principal que transportará las aguas residuales hasta el sistema de tratamiento.

Otro aspecto importante es el hecho de que instituciones como el CATIE y la UCR cuentan con extensas áreas de terreno que se encuentran relativamente cerca del área de las microcuencas definidas, esta situación disminuye las opciones y complica el panorama de adquisición de terrenos por parte de la Municipalidad. Por esta razón, para el análisis de la mejor opción posible, se contemplaron solamente los cuatro terrenos mostrados en el mapa 7.1.



Mapa 7.1. Terrenos disponibles para la posible ubicación de la PTAR

Para la selección del terreno más adecuado para la implementación del sistema elegido, se analizaron los siguientes aspectos:

- Elevaciones
- Espacio aprovechable disponible para los diferentes sistemas considerados
- Facilidad de compra
- Costos aproximados
- Condiciones de ubicación

Estos terrenos presentan una serie de características topográficas y de ubicación, que se analizaron con ayuda del *software* de información geográfica ArcGIS. Dichas características se resumen en el siguiente cuadro:

Cuadro 7.9. Características físicas de los terrenos disponibles

| Terreno | Área (ha) | Distancia radial promedio (m) ^{1/} | Rio/ Quebrada cercana | Distancia mínima de río (m) ^{2/} | Zona de riesgo CNE | Elevación (msnm) | | |
|---------|-----------|---|-----------------------|---|--------------------|------------------|----------|--------|
| | | | | | | Mínima | Promedio | Máxima |
| 1 | 0.67 | 610 | Turrialba | 3 | x | 602 | 606 | 610 |
| 2 | 0.80 | 458 | Colorado | 9 | x | 605 | 614 | 622 |
| 3 | 1.60 | 641 | Colorado | 61.5 | - | 599 | 603 | 607 |
| 4 | 2.30 | 250 | Bomba | 4.5 | x | 610 | 612 | 614 |

^{1/} Se midió al centroide de cada terreno desde la urb. Jorge Debravo

^{2/} Se midió desde el lindero más cercano de cada terreno con respecto al río correspondiente.

Además de las características mostradas en el cuadro 6.17 se pueden enumerar una serie de ventajas y desventajas que se analizaron de manera comparativa, basándose en el grado de interacción del espacio analizado con las diversas condiciones locales presentes en el distrito. Estas se enumeran y se presentan a continuación:

Cuadro 7.10. Ventajas y desventajas de los terrenos disponibles

| Terreno | Ventajas | Desventajas |
|---------|--|---|
| 1 | <ul style="list-style-type: none">- Posee un rango de elevaciones bajas en comparación con los demás terrenos.- Se ubica relativamente lejos de la urbanización Jorge Debravo (610 m).- La descarga de agua tratada se puede realizar en el cauce del río Turrialba. | <ul style="list-style-type: none">- Parte del área se encuentra ubicada dentro de la zona de inundación delimitada por la CNE.- Posible invasión del cauce del río Turrialba debido a que está ubicado a menos de 10m del río.- Posee la menor área.- Difícil acceso.- Cercano a desarrollo urbano existente. |
| 2 | <ul style="list-style-type: none">- Posee área más extensa.- Presenta fácil acceso ya que colinda al sur con carreta principal- La descarga de agua tratada se puede realizar en el cauce del río Colorado. | <ul style="list-style-type: none">- Parte del área se encuentra ubicada dentro de la zona de inundación delimitada por la CNE.- Cercano a desarrollo urbano existente.- Condición desfavorable al flujo por gravedad (elevaciones más altas) |
| 3 | <ul style="list-style-type: none">- No ha presentado problemas de inundaciones previas.- Su elevación promedio es la más baja y presenta una pendiente favorable al flujo por gravedad.- El vertido de las aguas tratadas se puede realizar en el río Colorado- Respeta la zona de protección de río. (10 m) | <ul style="list-style-type: none">- Su área corresponde a la segunda más pequeña.- La opción de compra se dificulta ya que se encuentra dentro de los terrenos de la UCR. |
| 4 | <ul style="list-style-type: none">- Presenta la mayor área de los 4 terrenos disponibles.- Se encuentra en el punto de menor elevación dentro de las microcuencas, por lo que es favorable al flujo por gravedad.- El Vertido de las aguas residuales tratadas se puede realizar a la Q. Bomba.- Pertenece a la empresa desarrolladora de la urbanización, lo cual facilita su compra | <ul style="list-style-type: none">- Parte importante del área se encuentra ubicada dentro de la zona de inundación delimitada por la CNE.- Muy cercano a la urbanización- Muy cercano a la Q. Bomba, por lo cual se debe de eliminar la franja de protección de los 10 m a cada lado de la misma. |

Para el análisis del espacio disponible se utilizaron herramientas disponibles en el programa ArcGIS; considerando que los sistemas más atractivos para el tratamiento del agua residual de las microcuencas fueron las lagunas y reactores anaerobios, se guardaron los respectivos

retiros para cada terreno y se observó que ni los lotes 1 y 2 cumplían con los requerimientos de área mínimos obtenidos a partir de los datos del cuadro del anexo 6.

Finalmente se analizan solamente los terrenos 3 y 4. El retiro de las lagunas facultativas y aireadas es de 20 m alrededor del perímetro del terreno, para reactores anaerobios cerrados tal como el FAFA y RAFA el retiro correspondiente es de 10 m. El área ocupada por los retiros considerados para cada el lote se muestra en el siguiente cuadro:

Cuadro 7.11. Área de retiro para los lotes considerados en función de la tecnología de tratamiento analizada

| Sistema | Retiro (m) | Área de retiro (m ²) | |
|------------|------------|----------------------------------|--------|
| | | Lote 3 | Lote 4 |
| Lagunas | 20 | 10803 | 11049 |
| Anaerobios | 10 | 5968 | 5919 |

El área aprovechable de cada lote se obtuvo de la diferencia entre el área de retiro y el área total del lote, los resultados se muestran a continuación:

Cuadro 7.12. Área total aprovechable de los terrenos seleccionados para cada tecnología considerada.

| Sistema | Retiro (m) | Área aprovechable (m ²) | |
|------------|------------|-------------------------------------|--------|
| | | Lote 3 | Lote 4 |
| Lagunas | 20 | 608 | 11681 |
| Anaerobios | 10 | 5443 | 16811 |

Revisando los requerimientos típicos de área para cada sistema y comparando los resultados con la cantidad de espacio disponible, se verificó si los lotes considerados cuentan con la cantidad de espacio necesaria para albergar los sistemas evaluados. Los resultados obtenidos para el lote 3 y para el lote 4 se pueden ver en los cuadros 7.13 y 7.14 respectivamente.

Cuadro 7.13. Resultados de disponibilidad de área del Lote 3 según el sistema de tratamiento considerado.

| Sistema | Área | |
|--------------------------|------|-------|
| | Mín. | Máx |
| L. Facultativa | 7500 | 17500 |
| L. Anaerobia-Facultativa | 1250 | 2500 |
| L. Aireada-Facultativa | 1000 | 2500 |
| R.A.F.A + FAFA | 400 | 750 |
| Tanque Imhoff - F.A.F.A | 1000 | 2000 |

Cuadro 7.14. Resultados de disponibilidad de área del Lote 4 según el sistema de tratamiento considerado.

| Lote 4 | | |
|--------------------------|------|-------|
| L. Facultativa | 7500 | 17500 |
| L. Anaerobia-Facultativa | 1250 | 2500 |
| L. Aireada-Facultativa | 1000 | 2500 |
| R.A.F.A + FAFA | 400 | 750 |
| Tanque Imhoff - F.A.F.A | 1000 | 2000 |

Las celdas rojas indican que las áreas de los lotes no cumplen con los requisitos típicos de área para sistemas diseñados para 5000 habitantes. Contrario a esto, las celdas verdes indican que el espacio disponible es apto para los requerimientos típicos de área de las tecnologías consideradas.

Específicamente el área disponible del lote 3 solo permitiría la utilización de sistemas anaerobios, ya que los requisitos de área de las lagunas superan la cantidad disponible. Por otro lado el lote 4, tal y como se observa en el cuadro 7.14, posiblemente no podría permitir la instalación de una laguna facultativa, sin embargo es apto para todos los demás sistemas.

Además se consideró el costo promedio de cada lote; se recuerda que estos costos se estimaron considerando un precio por metro cuadrado promedio de \$30,000 (Rodríguez, 2011). Los resultados se muestran en el siguiente cuadro.

Cuadro 7.15. Costo promedio de terrenos considerados.

| | |
|--------|------------------|
| Lote 3 | ₪ 480.000.000,00 |
| Lote 4 | ₪ 681.897.000,00 |

Tal y como era de esperar el costo promedio del lote 4 es mayor en relación al costo de lote 3, debido a que el primero presenta un área mayor.

En resumen, del análisis anteriormente descrito se ha demostrado que las desventajas más importantes del lote 4 están ligadas a aspectos como costo económico y a la ubicación del mismo. El lote 3 es más barato, se encuentra fuera de zonas de inundación presenta bajas elevaciones lo cual garantizar el flujo del agua por medio de la fuerza de gravedad y cumple con los requerimientos de área típicos para el sistema RAFA, por estas razones se escogió este último como la mejor opción.

CAPÍTULO 8 Dimensionamiento de las unidades de tratamiento

El sistema de tratamiento de fase líquida es totalmente anaerobio, el tren de tratamiento está compuesto por las siguientes unidades.

Cuadro 8.1. Unidades propuestas para cada fase de tratamiento

| Pre tratamiento | Tratamiento secundario | Tratamiento lodos |
|---|---|-------------------|
| Tanque de homogenización de caudal (T.H.C.) | Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (R.A.F.A) | Lechos de secado |
| Rejillas de desbaste | | |
| Desarenador | Filtro Anaerobio de Flujo | |
| Canaleta Parshall | Ascendente (F.A.F.A) | |

La distribución secuencial seguida por el tren de tratamiento propuesto se observa en el flujo grama de la figura 8.1. Se puede observar que el sistema propuesto inicia el tratamiento con las rejillas de desbaste, en donde los sólidos más gruesos son eliminados del sistema. A continuación el agua residual pasa hacia un tanque de homogenización de caudales, para continuar hacia el segundo juego de rejillas, el cual es seguido por el desarenador. La fase de pre-tratamiento finaliza con el paso del agua residual a través de la canaleta Parshall. Es importante acotar que el segundo juego de rejillas se coloca por aspectos de seguridad ante la posibilidad de la caída de objetos de tamaño considerable en el THC.

El agua residual continúa su paso hacia la siguiente fase, correspondiente a la de depuración biológica. El agua residual, cuyos sólidos gruesos fueron eliminados en las fases anteriores, ingresa al RAFA en donde inicia la fase de conversión de la materia orgánica inestable a materia orgánica estable. Debido a que la eficiencia del reactor no es suficiente para cumplir con las disposiciones de la norma de vertido, el agua residual cuya carga orgánica es menor, pasa al sistema de post-tratamiento el cual consiste en un FAFA. Finalmente el efluente tratado es lanzado al cuerpo receptor final, en este caso el Río Colorado, que es el más cercano al terreno seleccionado (ver capítulo 7).

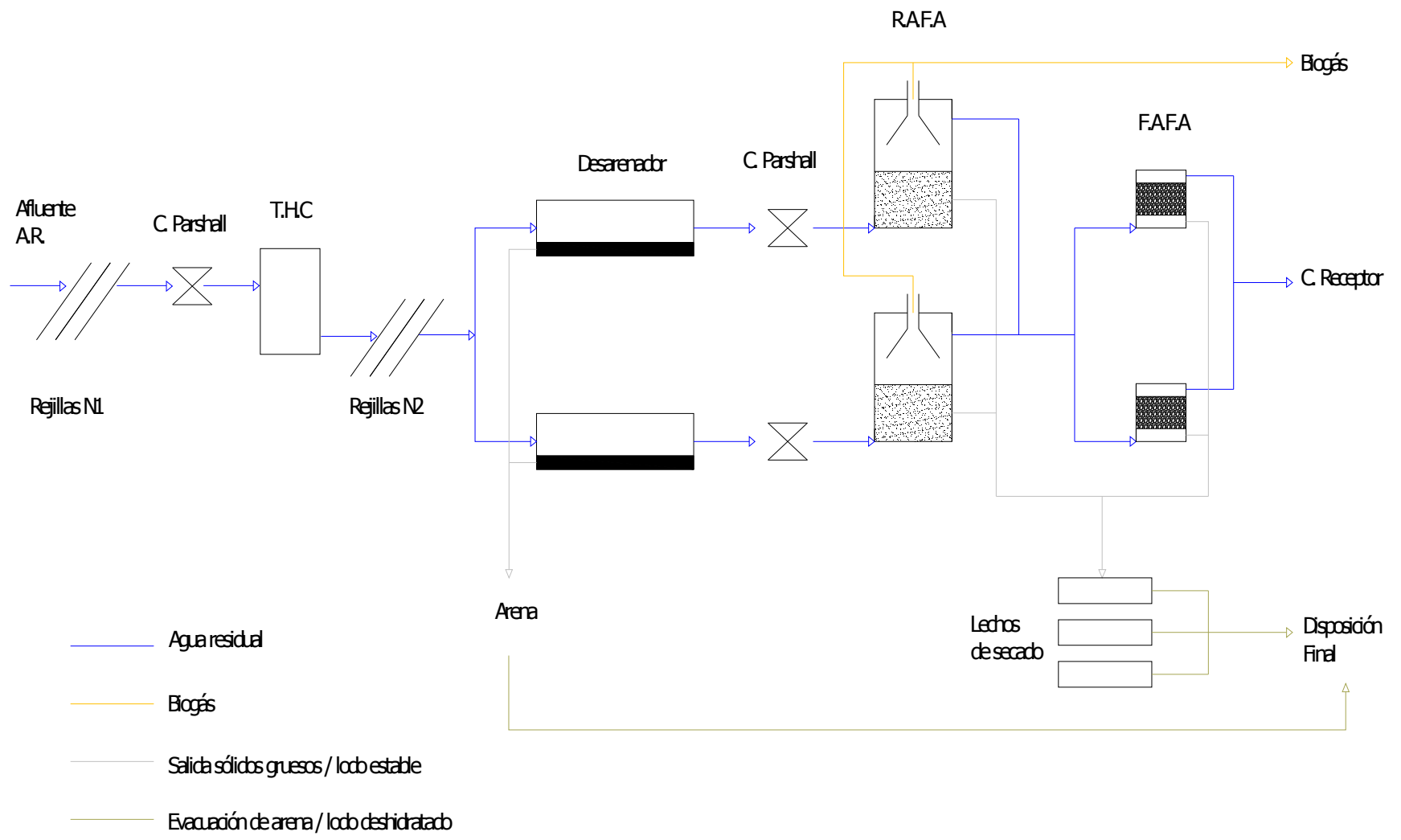


Figura 8.1. Esquema del sistema de tratamiento propuesto.

La anterior corresponde a la descripción del tratamiento de la fase líquida; en cuanto al tratamiento de la fase sólida (lodos del reactor) se puede decir que para este tren de tratamiento sigue un procedimiento relativamente sencillo.

Los sistemas de tratamiento de lodos pueden ser más complejos en función de la tecnología de tratamiento que se adopte. En ese sentido es importante explicar que existen los siguientes procesos de tratamiento de lodos:

- Adensamiento
- Digestión / estabilización
- Deshidratación
- Disposición final

El adensamiento de lodo es un proceso que se realiza para cuando el lodo evacuado presenta bajas concentraciones, durante este proceso el lodo se coloca en unidades especiales en donde el lodo pierde humedad y consecuentemente incrementa su concentración de sólidos. Es importante recordar que el lodo está compuesto en su mayoría por agua, por lo general en un 95% (Andreoli, von Sperling, & Fernandes, 2001).

Los sistemas anaerobios propuestos presentan sistemas de medio de soporte, con lo cual la biomasa reside dentro del reactor por un largo periodo de tiempo (alto Φ_C). Durante este periodo de residencia, sucede que la biomasa presente se consolida (incrementa su densidad) y además es estabilizada, por este motivo los lodos anaerobios solo requieren de un proceso de deshidratación y su debida disposición final.

La disposición del lodo tratado se puede dar finalmente en un sitio adecuado tal como un relleno sanitario cercano o se puede proceder a compostar o higienizar, para su aprovechamiento en actividades agrícolas.

A continuación se muestra una breve descripción del proceso de dimensionamiento y por ende las dimensiones obtenidas para cada una de las unidades que componen el tren de

tratamiento propuesto. La memoria de calculo fue separada por proceso y esta se puede revisar en el anexo 7.

8.1 Unidades de tratamiento (fase líquida)

8.1.1 Tratamiento preliminar

8.1.1.1 Emisario

El emisario es la tubería que se encarga de reunir y conducir finalmente el caudal total de aguas residuales hasta el lugar en donde será construido el tren de tratamiento. Se recuerda que solamente se determinó la ubicación y el diseño de dicha conducción, el diseño de la red de alcantarillado está fuera del alcance del proyecto.

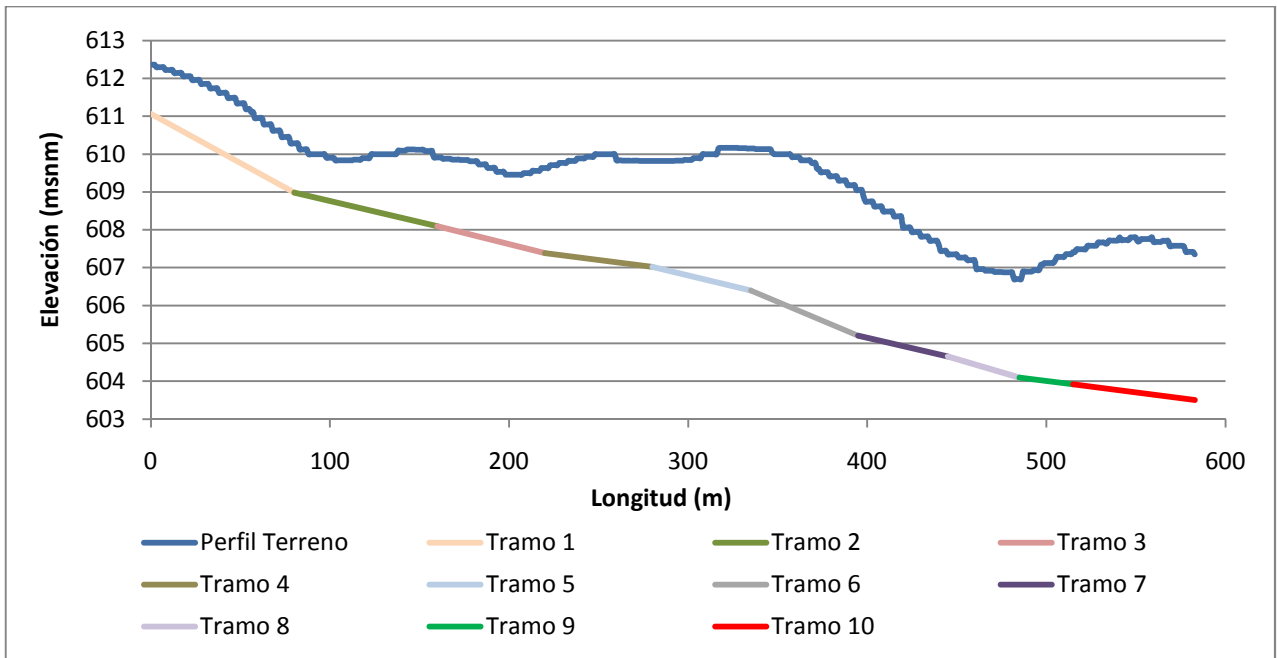
El punto inicial de la tubería de conducción se encuentra al este la urbanización Jorge Debravo, propiamente en las coordenadas Lat. = 536041.9 y Long = 1094541.6. La misma tendrá una longitud de 583 m hacia el norte, pasando cerca de las instalaciones de la Universidad de Costa Rica (UCR) para finalmente llegar al llamado Lote 3. El recorrido y la ubicación del emisario se puede observar con detalle en el mapa 8.1.

El perfil del terreno que ocupará la tubería se obtuvo a partir del MED generado para el distrito, dicho perfil se muestra en el gráfico 8.1

Del perfil mostrado se puede observar que el terreno es relativamente plano ya que sus elevaciones máxima y mínima presentan una diferencia de 5.66 m entre sí. Además en el gráfico 8.1 se muestra el arreglo de las tuberías de conducción.

Se dispondrán 10 tramos de tuberías con diámetros desde 300 mm hasta un máximo de 400 mm. Se utilizó la Teoría de Manning para determinar el diámetro de las tuberías, la cuales serán de concreto. En el anexo 7 se muestra de forma detallada los cálculos y los resultados obtenidos, los cuales se resumen en el cuadro 8.2.

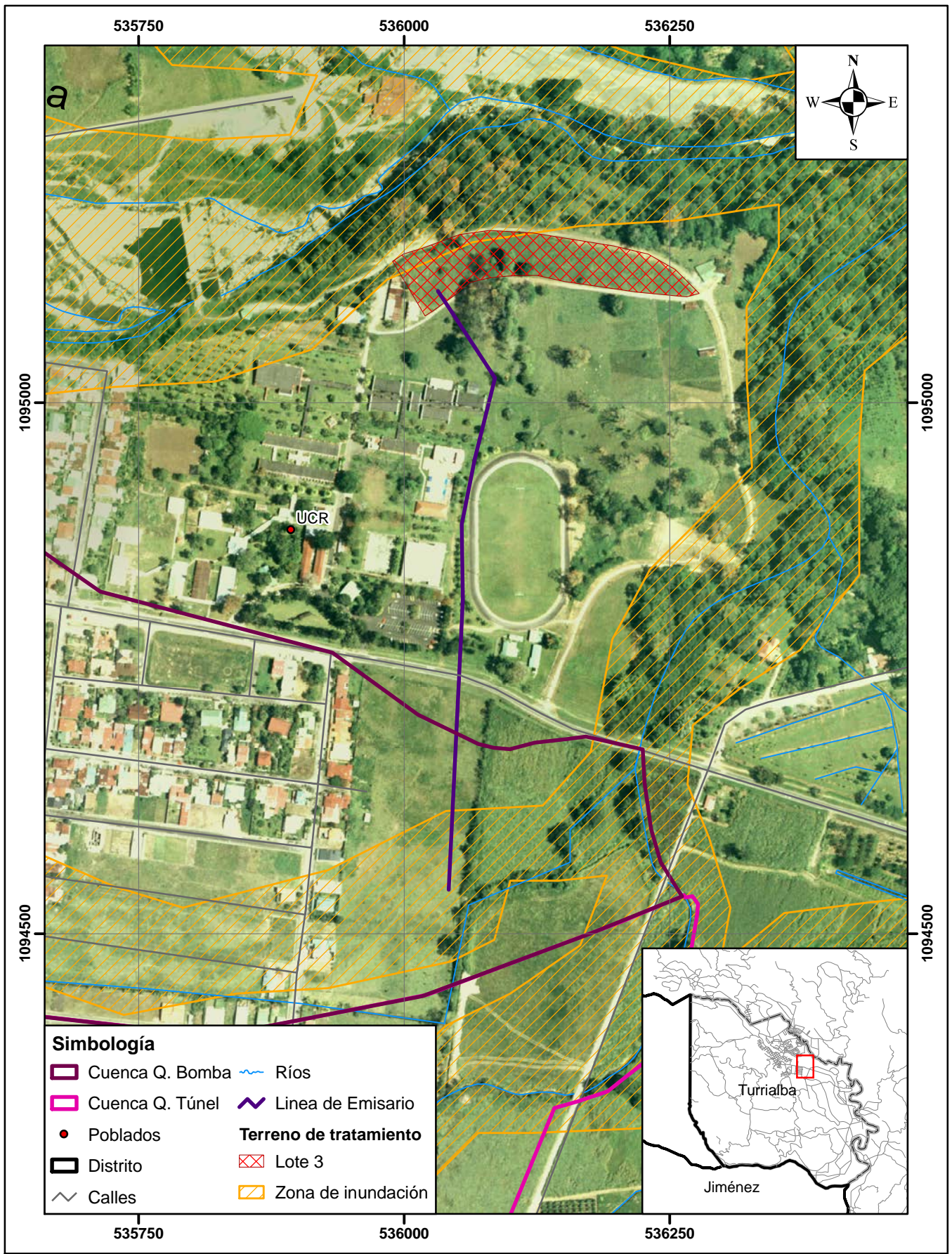
Gráfico 8.1. Perfil del emisario de conducción hasta el terreno de tratamiento



Cuadro 8.2. Diámetros, elevaciones y parámetros obtenidos para los tramos del emisario de conducción final.

| Tramo | Distancia (m) | | Longitud (m) | Prof de la corona (m) | | Cota corona (msnm) | | Diámetro (mm) |
|-------|---------------|-------|--------------|-----------------------|-------|--------------------|-------|---------------|
| | Inicio | Final | | Inicio | Final | Inicio | Final | |
| 1 | 0 | 80 | 80 | 1,30 | 1,30 | 611,1 | 609,0 | 300 |
| 2 | 80 | 160 | 80 | 1,30 | 1,82 | 609,0 | 608,1 | 350 |
| 3 | 160 | 220 | 60 | 1,82 | 2,25 | 608,1 | 607,4 | 350 |
| 4 | 220 | 280 | 60 | 2,25 | 2,80 | 607,4 | 607,0 | 350 |
| 5 | 280 | 335 | 55 | 2,80 | 3,75 | 607,0 | 606,4 | 350 |
| 6 | 335 | 395 | 60 | 3,75 | 3,85 | 606,4 | 605,2 | 350 |
| 7 | 395 | 445 | 50 | 3,85 | 2,70 | 605,2 | 604,7 | 350 |
| 8 | 445 | 485 | 40 | 2,70 | 2,60 | 604,7 | 604,1 | 350 |
| 9 | 485 | 515 | 30 | 2,60 | 3,50 | 604,1 | 603,9 | 400 |
| 10 | 515 | 583 | 68 | 3,50 | 3,85 | 603,9 | 603,5 | 400 |

Los resultados del cuadro 8.2 se obtuvieron al considerar los caudales para el escenario de ocupación plena del área delimitada por las microcuencas, en donde previamente se estimó una ocupación de 18048 hab. Para dicha población los caudales de diseño contemplan el aporte por conexiones ilícitas, el cual se mantiene tal cual se calculó anteriormente. Los caudales determinados se muestran en el cuadro 8.3.



Mapa 8.1. Línea de conducción de aguas residuales al terreno de tratamiento

Cuadro 8.3. Caudales de diseño para el escenario de saturación

| Caudal | l/s | m ³ /s |
|--------------------------|-------|-------------------|
| Q _{min} = | 19,57 | 0,01957 |
| Q _{med} = | 48,1 | 0,04807 |
| Q _{máx} = | 100,3 | 0,10030 |
| Q _{c. ilícitas} | 23,5 | 0,0235 |

Para este punto se consideró contemplar la población de saturación, pensando en que si se llegara a alcanzar dicha condición se pueden construir más módulos de tratamiento, sin la necesidad de cambiar los diámetros de las tuberías del emisario. Prever esta situación evita realizar un doble trabajo de colocación de tuberías y además se encontró que la diferencia entre los diámetros obtenidos ,no fue mayor a 100 mm entre cada escenario de crecimiento contemplado (población de diseño y población de saturación), por lo cual se espera que los gastos no se incrementen de forma considerable.

Los niveles de agua alcanzados a la salida del tramo 10 (ver gráfico 8.1), corresponde a los niveles de entrada inicial con los que ingresarán los diferentes caudales hacia el canal de las rejillas. Para un diámetro de 400 mm se obtienen los siguientes niveles de agua para los diversos caudales de diseño generados por la población de 5000 habitantes; dado a que esta es la población a servir. Los resultados se muestran en el cuadro 8.4.

Cuadro 8.4. Niveles de ingreso para el caudal de diseño del sistema de tratamiento propuesto

| | Caudal (l/s) | Cota de batea (msnm) | Altura de agua (m) | Nivel de agua (msnm) |
|--------|-----------------|-------------------------|-----------------------|-------------------------|
| Máximo | 55.79 | 606,96 | 0,1392 | 607,0953 |
| Medio | 41.33 | 606,96 | 0,1148 | 607,0709 |
| Mínimo | 32.75 | 606,96 | 0,1004 | 607,0565 |

8.1.1.2 Rejillas

Su objetivo es eliminar los sólidos más gruesos (basura, plástico, madera, papel telas, etc.) que puedan causar problemas de operación en bombas y obstrucción de las tuberías de conducción a las unidades subsecuentes. Se componen de una serie de barras inclinadas, con ángulos que varían de 45 a 60°, colocadas en paralelo y de una forma espaciada entre sí.

Según el modo de limpieza existen las rejillas simples (limpieza manual) y mecanizadas (limpieza mecánica). También se pueden clasificar en función de grado de separación que exista entre las barras, de esta forma existen las rejillas gruesas (40 a 100 mm), medias (20 a 40 mm) y finas (10 a 20 mm).

Para este proyecto se propone la utilización de dos juegos de rejillas de limpieza manual y de separación media: el primero se encuentra colocado a la entrada del Tanque de Homogenización Caudales (THC) y el segundo antecede a los desarenadores. La primera recibirá un caudal de 55.8 l/s mientras que la segunda se diseña para un caudal de 32.4 l/s el cual será regulado por el THC (ver sección 8.1.1.3)

La bibliografía recomienda que la velocidad de flujo entre las barras no debe ser menor a 0.6 m/s al inicio del proyecto ni mayor a 1.20m/s para la etapa final. Velocidades por debajo de la mínima recomendada provocarían un aumento excesivo de los materiales retenidos y un depósito de arena que complicaría el proceso de limpieza, además de provocar una pérdida de carga hidráulica importante. Por otro lado, las rejillas tendrían poca efectividad para retener el material si se llega a sobrepasar la velocidad máxima recomendada.

El área transversal del canal debe garantizar que la velocidad de flujo se mantenga entre los valores recomendados. Además, ésta debe contemplar el ancho de las varillas y el espaciamiento entre barras considerado. El ancho y el espaciamiento se conjugan para definir el concepto de eficiencia; el cual permite establecer que entre mayor espesor y menor espaciamiento, mayor será la eficiencia de remoción de la rejilla.

Se adoptaron varillas N°4 y un espaciamiento de 40 mm entre barras. Con estas dimensiones la eficiencia de 76%.

Para obtener el ancho de la sección transversal requerido por canal de desbaste, se debe determinar la altura máxima de la lámina de agua. Dicha altura varía con las fluctuaciones que normalmente experimenta el caudal a lo largo del día. Sin embargo, es posible conocer y controlar estas variaciones mediante el uso de vertedores.

Para este proyecto se propone el uso de canaletas Parshall cuya función es controlar y homogenizar las variaciones de altura del agua residual. Existirá una unidad Parshall delante de cada canal de rejillas por lo cual las alturas del agua residual dependerán de la canaleta y sus dimensiones; estas se determinan más adelante (ver sección 8.1.4.).

En cuanto a la longitud del canal que precede a las rejillas es necesario definir un TRH adecuado. En relación a este tema, diversos autores recomiendan un TRH de 3s en esta sección. Esta longitud se debe dimensionar considerando el caudal máximo de diseño y el área total de la sección transversal máxima.

El canal de rejillas contará con un canal auxiliar o *Bypass* que vendrá a facilitar la operación y mantenimiento del sistema, cuando las rejillas estén obstruidas y requieran de limpieza. Las dimensiones de cada canaleta se resumen a continuación; además en la figura 8.2 se muestra esquema con la dimensiones para cada unidad.

Cuadro 8.5. Resumen de los parámetros y dimensiones de la primera rejilla de desbaste

| Dimensión | Valor | Unidad |
|------------------------------|-------|--------|
| $Q_{\text{diseño}} =$ | 55.8 | l/s |
| $B_{\text{rejillas}} =$ | 0.6 | m |
| $B_{\text{Bypass}} =$ | 0.5 | m |
| $h_{\text{Bypass}} =$ | 0.25 | m |
| $\alpha_{\text{rejillas}} =$ | 45 | ° |
| $h_{\text{rejillas}} =$ | 1.0 | m |
| $L_{\text{canal}} =$ | 1.4 | m |
| $L_{\text{rejillas}} =$ | 1.0 | m |
| $h_{\text{agua}} =$ | 0.139 | m |
| $h_{\text{caída}} =$ | 0.156 | m |

Cuadro 8.6. Resumen de los parámetros y dimensiones de la segunda rejilla de desbaste

| Dimensión | Valor | Unidad |
|------------------------------|-------|--------|
| $Q_{\text{diseño}} =$ | 32.4 | l/s |
| $B_{\text{rejillas}} =$ | 0.3 | m |
| $B_{\text{Bypass}} =$ | 0.4 | m |
| $h_{\text{Bypass}} =$ | 0.2 | m |
| $\alpha_{\text{rejillas}} =$ | 45 | ° |
| $h_{\text{rejillas}} =$ | 0.7 | m |
| $L_{\text{canal}} =$ | 1.4 | m |
| $L_{\text{rejillas}} =$ | 0.7 | m |
| $h_{\text{agua}} =$ | 0.26 | m |

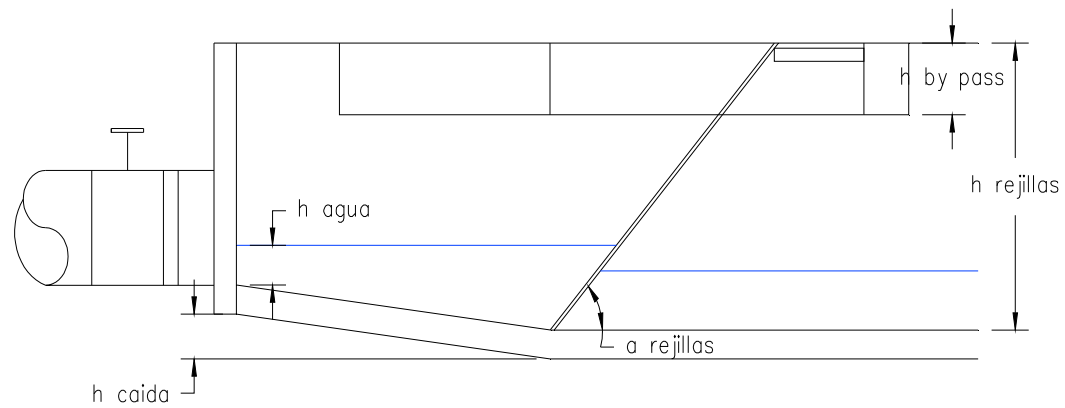
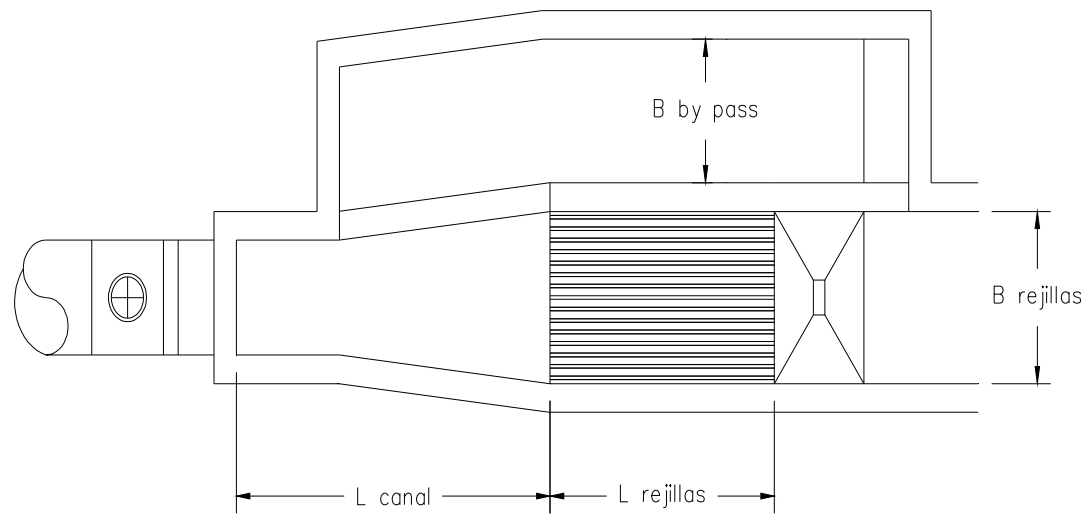


Figura 8.2. Sección de la canaleta propuesta

8.1.1.3 Tanque de homogenización de caudales (THC)

El tanque es una medida que se recomienda utilizar para cuando existen problemas de cargas choques producto de las variaciones de caudal y de carga contaminante que se producen a lo largo de la vida útil del proyecto.

Este sistema funciona bajo dos modalidades: en línea y en derivación. En este caso se plantea la utilizar una unidad en línea, ya que este recibe la totalidad del caudal entrante, reduciendo las concentraciones de constituyentes y amortiguando los caudales de exceso, dicho arreglo es más efectivo que la unidad de derivación (Metcalf & Eddy, Inc., 1996).

Además de homogenizar el caudal entrante en el sistema, el uso de esta unidad presenta los siguientes beneficios:

- Garantiza la continuidad del proceso durante la época seca, en donde los caudales pueden ser menores al mínimo de diseño considerado para el sistema.
- Garantiza la eficiencia del sistema de tratamiento biológico ya que elimina o disminuye la salida excesiva de biomasa por caudal choque.
- Homogeniza las cargas orgánicas de entrada, disminuyendo la posibilidad de encontrar altos niveles de concentración de sustancias inhibitoras.
- Se consigue estabilizar el pH afluente.

Para el dimensionamiento del THC, se requiere conocer la variación horaria de caudal de agua residual que presenta la zona. No fue posible contar con un registro propio de la zona o cercano, por lo cual se utilizó un registro de variación horario obtenido a partir de la bibliografía existente.

El tanque de homogenización será diseñado para que reciba el máximo caudal generado, esto incluye el caudal máximo de diseño (32.4 l/s) más el caudal producido por las conexiones ilícitas calculadas para la zona (23.5 l/s). Por lo tanto el volumen del tanque deberá soportar un caudal total de 55.8 l/s.

Dado a que el tanque se diseñó para amortiguar las cargas choque, este contará con un dispositivo de regulación que permita la salida del caudal máximo (32.4 l/s), éste puede ser un vertedor. El diseño de este dispositivo esta fuera del alcance del proyecto. Es importante mencionar que este caudal de salida corresponde al caudal máximo de diseño que recibirán las unidades siguientes.

El sistema de vertederos para la regulación del caudal se colocara a la salida del THC y tendrán una estructura como la que se muestra a continuación:

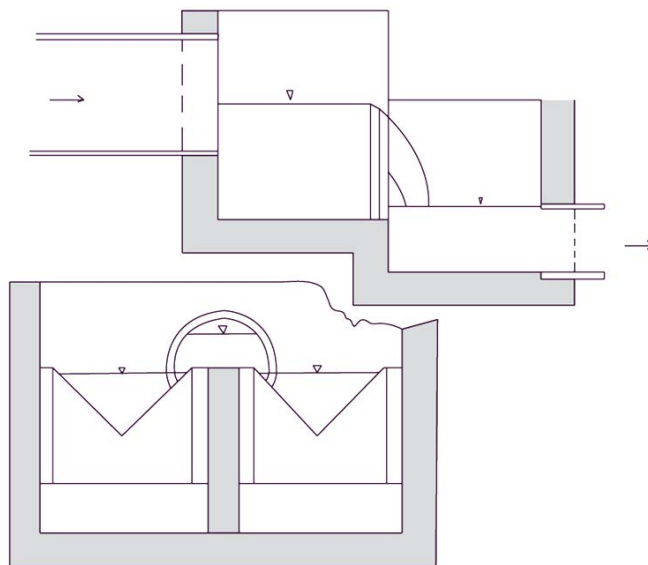


Figura 8.3. Vertedores colocados para regular el caudal de salida del THC.

Fuente: Adaptado de Rolim, 2000.

Para determinar el volumen total del tanque se realiza una diferenciación entre el volumen requerido para amortiguar las variaciones diarias de caudal ordinario y el necesario para amortiguar el impacto generado por el caudal de conexiones ilícitas.

Se procedió de esta manera, ya que el comportamiento de estos volúmenes es muy diferente porque el primero depende del grado de intensidad de las actividades realizadas a lo largo del día; en cambio el segundo no presenta un patrón definido y para estimarlo es necesario conocer el tiempo y la intensidad de la tormenta de diseño considerada.

Del análisis de la curva de variación de agua residual diaria (ver anexo 7), se determinó que el volumen del tanque necesario para albergar el caudal de aguas ordinarias es de 26 m³.

Para aproximar el volumen de agua que ingresará durante la época lluviosa, se utilizó el caudal obtenido anteriormente para una tormenta de 12.01 mm/hr. Según información brindada por el CATIE, la duración de la tormenta promedio es de 1hr durante los últimos 20 años de registro existente.

Se decidió utilizar un valor de duración de tormenta de 45 min (2700 s) y se le aplicó al caudal obtenido para un 1,5% de cobertura de conexiones ilegales (23.5 l/s). El volumen necesario para almacenar o amortiguar este caudal es de 63.5 m³. Sumando estos dos volúmenes se obtiene que la capacidad del tanque deberá ser de 89.5 m³.

Estos tanques pueden ser construidos en diversos materiales como concreto, metal e incluso pueden ser excavados, para este proyecto se propone uno de tipo excavado debido a su bajo costo, sin embargo este será cubierto con una capa de concreto de 20 cm de espesor. Indiferentemente del material la altura de estos tanques varía de 1,5 m a 2,0 m (Metcalf & Eddy, Inc., 1996).

En caso de los tanques excavados se debe de resguardar una pendiente que debe variar entre 3:1 y 2:1 (H:V) para garantizar la estabilidad de los taludes conformados, y adicionalmente deben ser protegidos con una capa de concreto lanzado (Metcalf & Eddy, Inc., 1996). En la figura 8.4 se muestra el esquema del dimensionamiento propuesto y en el cuadro 8.7 se resumen las dimensiones propuestas para el tanque:

Cuadro 8.7. Dimensiones propuestas para el THC.

| Dimensión | Valor | Unidad |
|---------------------------|-------|----------------|
| Vol _{THC O} = | 26.0 | m ³ |
| Vol _{THC C.I.} = | 63.5 | m ³ |
| Vol _{THC} = | 89.5 | m ³ |
| A = | 44,75 | m ² |
| H = | 2 | m |
| L = | 6,69 | m |
| B = | 6,69 | m |

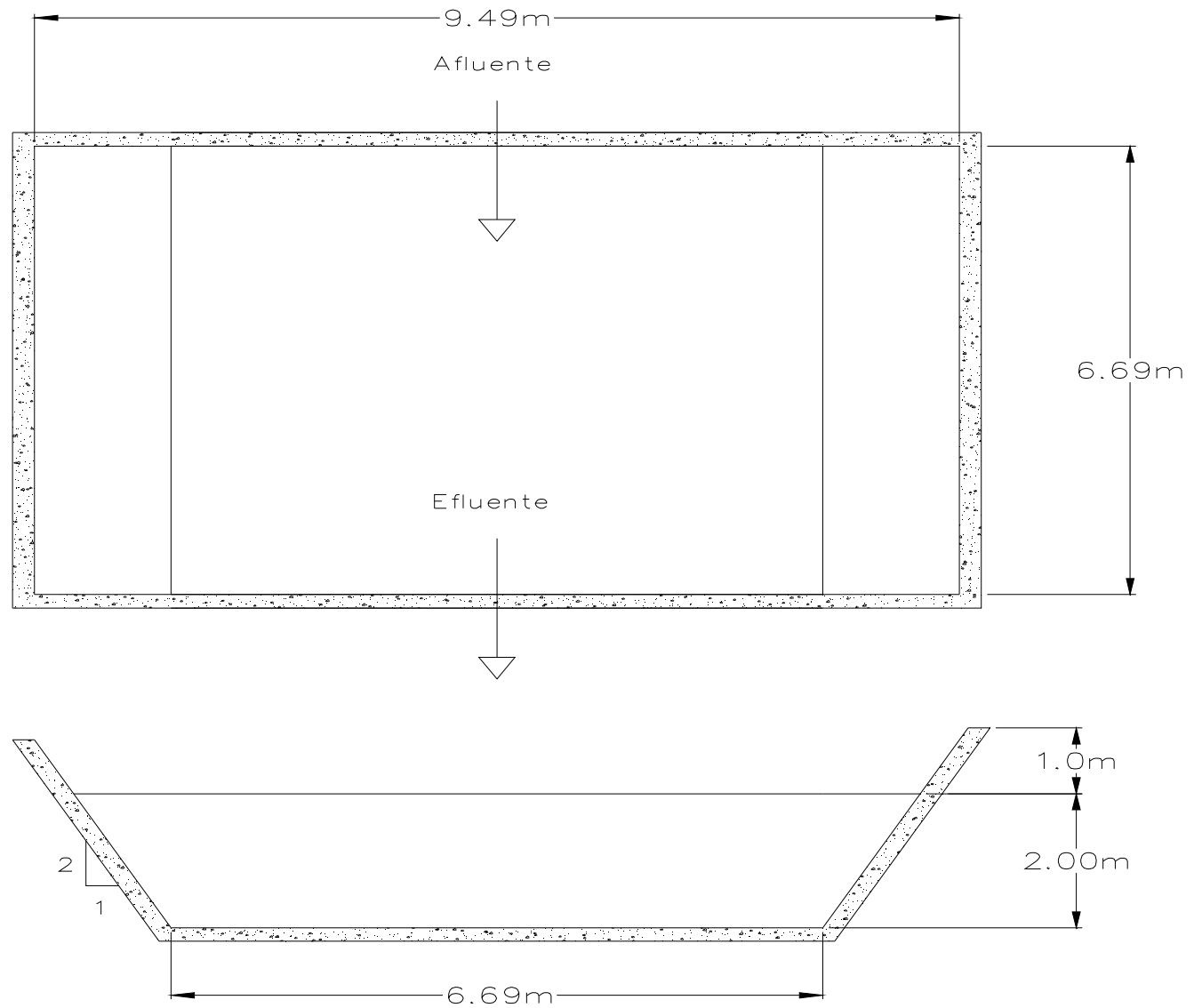


Figura 8.4. Dimensiones para el Tanque de Homogenización de Caudales

8.1.1.4 Desarenador

Esta unidad tiene como objetivo eliminar las arenas, residuos minerales y materiales pesados (escombros, metales, carbón, etc.) para evitar el deterioro (bombas) y problemas de funcionamiento en las unidades siguientes (tuberías y reactores) (Rolim, 2000).

Generalmente esta unidad se coloca luego de las rejillas de desbaste, lo cual incrementa su efectividad en remoción y facilita su mantenimiento (Metcalf & Eddy, Inc., 1996). Existen tres tipos de desarenadores: rectangular, aireado y de vórtice. Para este proyecto se propone el rectangular debido a su simplicidad en operación y funcionamiento.

Los desarenadores están diseñados para remover partículas de arena con diámetro mayor a 0.2 mm. La densidad típica de la arena es de 2,65 g/ml. Al calcular la velocidad de sedimentación de la partícula de diseño se utilizó la fórmula de Allen, ya que estas partículas sedimentan bajo un régimen de transición ($1.0 < Re < 1000$).

La velocidad crítica es aquella en la cual las partículas sedimentadas en el fondo del desarenador, tienden a suspenderse nuevamente en el líquido por efecto de la fuerza de arrastre, que puede generar la velocidad de flujo sobre el sedimento (Lopez, 1999). Para la partícula considerada se obtuvo una velocidad crítica de arrastre de 0.275 m/s (ver anexo 7).

La velocidad horizontal (escurrimiento) del flujo afluente al desarenador debe ser menor a la velocidad crítica de arrastre para evitar la resuspensión del sedimento. Se recomienda que esta velocidad sea de 0.3 m/s, sin embargo debido a las variaciones de caudal se acepta un rango de variación de $\pm 20\%$.

Velocidades de escurrimiento menores a 0.15 m/s pueden causar la sedimentación de materia orgánica putrescible. Velocidades mayores a 0.4 m/s permiten el paso de partículas de arena que afectan las unidades de tratamiento siguientes (Rolim, 2000).

Se debe verificar que las velocidades de aplicación para los caudales mínimo, medio y máximo no sobrepasen las velocidades de recomendadas ni la velocidad de resuspensión de sedimento.

La velocidad de aplicación o de escurrimiento depende del ancho del canal que se adopte. Para esta unidad se obtuvo un ancho de 0.47 m. Es importante mencionar que el área transversal varía con las fluctuaciones del caudal y con ello la altura de la lámina de agua. Es posible obtener y medir las variaciones de altura de lámina de agua a partir del diseño de la canaleta Parshall (ver sección 8.1.4). Los resultados se muestran a continuación.

Cuadro 8.8. Velocidades de escurrimiento superficial

| Q (m ³ /s) | H (m) | * / (H-Z) (m) | A _{sup} =B(H-Z) (m ²) | V=Q/S (m/s) |
|-----------------------|-------|---------------|--|-------------|
| 0,009 | 0,15 | 0,07 | 0,03 | 0,268 |
| 0,018 | 0,23 | 0,15 | 0,07 | 0,251 |
| 0,032 | 0,33 | 0,26 | 0,12 | 0,268 |

* / El valor de Z se obtiene de dimensiones del resalto hidráulico dado a la canaleta Parshall ubicada aguas abajo

Se puede observar que para los caudales de diseño y el ancho de canal obtenido, se cumple con los valores recomendados para la velocidad de flujo, así como para la velocidad de resuspensión de sedimento.

La velocidad de sedimentación es el parámetro necesario para determinar la longitud requerida por la partícula para alcanzar el fondo de sedimentador, y ser finalmente removida del agua residual. Se utiliza la teoría de Hazen adoptando un factor que incrementa el tiempo requerido por la partícula para sedimentar, este factor se denomina Número de Hazen y depende del grado del desarenador (n) y su eficiencia.

Suponiendo que el desarenador no contará con pantallas deflectoras (n=1) y que tendrá una eficiencia de remoción del 75%, se obtiene un factor de Hazen igual a 3. La función de este factor es garantizar el buen funcionamiento de la unidad, el cual puede ser afectado por variaciones continuas en el flujo, y así alterar el proceso de sedimentación de la partícula.

Para obtener la longitud del sedimentador es necesario adoptar un TRH, que garantice la sedimentación de una partícula que ingrese a la mayor altura que ocupará la sección transversal considerada (caso crítico).

A partir de la teoría de sedimentación, se sabe que el TRH es igual al tiempo de sedimentación requerido por la partícula de diseño considerada (Lopez, 1999). En este caso, el tiempo de sedimentación requerido por la partícula considerada es de 9.3 s, y utilizando el factor de Hazen obtenido, se tiene que el TRH de diseño es de 28 s.

A partir del caudal máximo de diseño, el TRH y el área máxima de la sección transversal al flujo, se tiene que la longitud requerida para la remoción de la partícula será de 7.70 m. Se recomienda utilizar un factor de seguridad de 1.5 (Metcalf & Eddy, Inc., 1996) por lo tanto la longitud final del desarenador será de 11.6 m.

Para determinar el volumen de retención de arenas del desarenador, se supuso que la tasa de remoción de arenas será 8.5 l/hab-año (Centeno, 2011), lo cual equivale a 0.116 m³/d de arena para 5000 habitantes. Se establece que la limpieza del material se realizará cada 15 días. Por lo tanto el volumen necesario será aproximadamente de 1.75 m³. La altura de la zona de sedimentación se obtiene dividiendo el volumen requerido por el área superficial obtenida, por lo tanto la altura será de 0.33 m.

Se dará una pendiente de fondo de 10% para facilitar las labores de evacuación de lodos hacia la tubería de evacuación de sedimentos. Finalmente se diseñarán dos unidades en paralelo para facilitar las labores de mantenimiento, resguardando las mismas dimensiones para ambas unidades.

La memoria de cálculo se muestra en el anexo 7, sin embargo el cuadro 8.9 muestra un resumen de las dimensiones del desarenador adoptado. Además en la figura 8.5 se muestra el esquema de las dimensiones para la unidad propuesta.

Cuadro 8.9. Resumen de dimensiones para el desarenador

| Parámetro | Variable | Valor | Unidades |
|--------------------------|---------------------------|--------------|-----------------|
| Número de canales | $N =$ | 2 | |
| Ancho | $B' =$ | 0,47 | m |
| Longitud | $L' =$ | 11.5 | m |
| Longitud de transición | $L_{\text{transición}} =$ | 2,05 | m |
| Área superficial | $A =$ | 5.33 | m ² |
| Profundidad sedimentador | $h_{\text{prof}} =$ | 0.38 | m |
| Pendiente de fondo | $\Delta =$ | 10 | % |

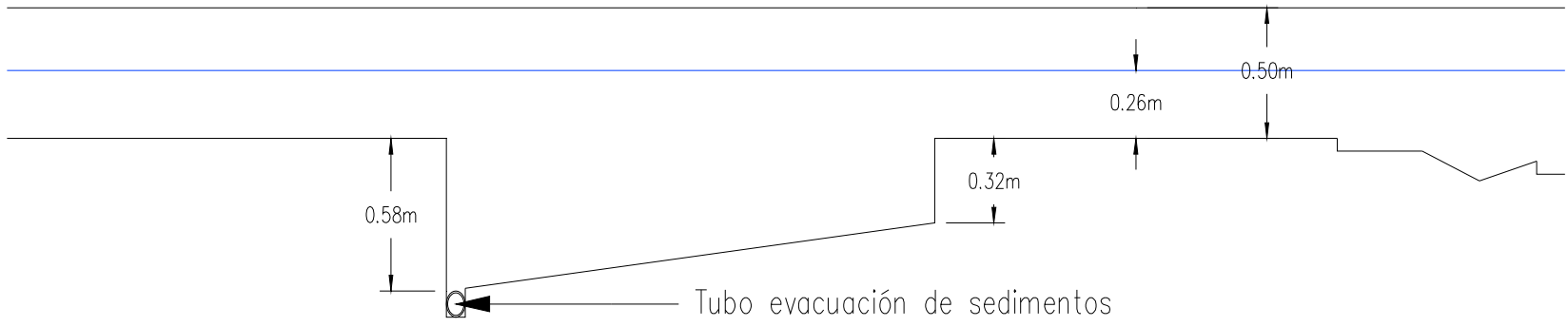
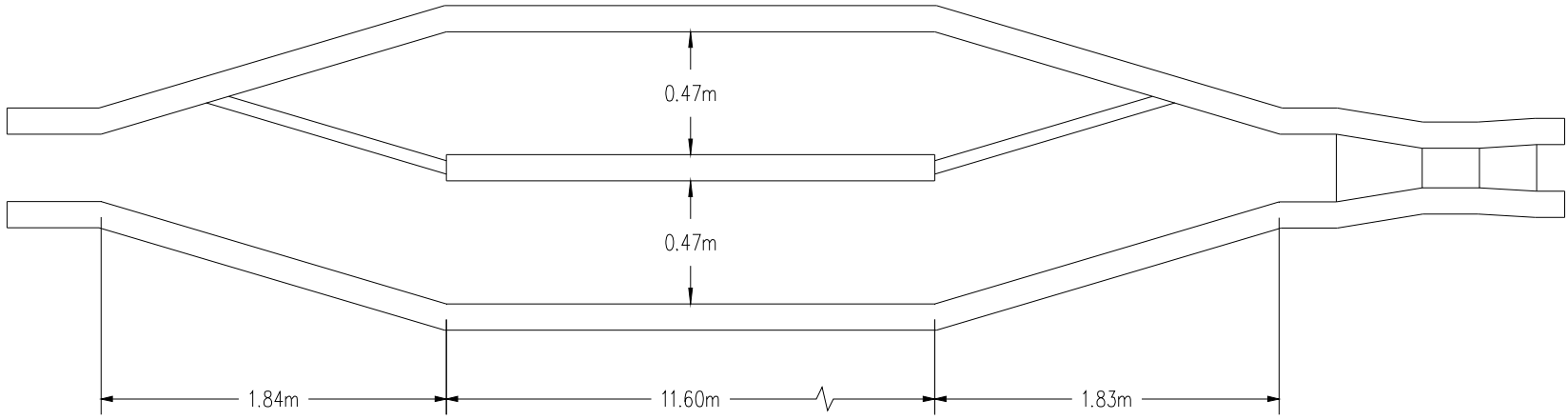


Figura 8.5. Esquema de las dimensiones del desarenador

8.1.1.5 Canaleta Parshall

La canaleta Parshall es una unidad que se utiliza con el objetivo de estabilizar las fluctuaciones que sufre diariamente el caudal de aguas residuales, y además funciona como dispositivo medidor de caudales.

Los vertedores son necesarios para el control de la operación de las unidades de tratamiento de agua residual ya que:

1. Funcionan para medir y controlar las cargas hidráulicas afluentes, lo cual sirve para saber si se excede o no el caudal de diseño de los sistemas subsecuentes.
2. Facilita las labores de muestreo y control de los parámetros de carga orgánica afluentes al sistema, realizados para verificar si el sistema está operando adecuadamente en relación a la degradación o eficiencia esperada.

Estos parámetros se deben controlar periódicamente ya que, tal y como se ha explicado anteriormente, caudales o cargas choque pueden sacar de operación los sistemas de tratamiento biológico.

La canaleta está compuesta por paredes verticales que soportan una estructura convergente hacia una especie de garganta de ancho variable. El ancho de la garganta depende del caudal afluente a la unidad. Para este proyecto se implementarán dos canaletas para regular el flujo de las aguas residuales, tanto antes del Tanque de homogenización de caudales (THC) como después de los desarenadores.

Este arreglo permite controlar las variaciones de caudal experimentadas en las rejillas y en los desarenadores; además se pueden registrar los caudales de ingreso al THC y a las unidades de tratamiento biológico para su adecuada operación.

Estas unidades presentan dimensiones estandarizadas que se obtienen a partir del ancho (W) escogido. En el anexo 7, se muestran los datos y tablas de las cuales se obtuvieron las dimensiones de cada estructura.

A continuación se muestran las dimensiones de cada una de las canaletas diseñadas.

Cuadro 8.10. Resumen de dimensiones para la primera canaleta Parshall

| | | |
|----------|-------|----|
| A = | 62,1 | cm |
| $2A/3 =$ | 41,40 | cm |
| B = | 61 | cm |
| C = | 30,5 | cm |
| D = | 40,3 | cm |
| E = | 53,3 | cm |
| F = | 30,5 | cm |
| G = | 45,7 | cm |
| K = | 7,6 | cm |
| N = | 22,9 | cm |
| W = | 15,2 | cm |
| Z = | 9.1 | cm |

Cuadro 8.11. Resumen de dimensiones para la segunda canaleta Parshall

| | | |
|----------|-------|----|
| A = | 46,6 | cm |
| $2A/3 =$ | 31,07 | cm |
| B = | 45,7 | cm |
| C = | 17,8 | cm |
| D = | 25,9 | cm |
| E = | 45,7 | cm |
| F = | 15,2 | cm |
| G = | 30,5 | cm |
| K = | 2,5 | cm |
| N = | 5,7 | cm |
| W = | 7.6 | cm |
| Z = | 7.5 | cm |

Dado a que las canaletas controlan las variaciones de caudal, las diversas alturas que consecuentemente presentará la lámina de agua, se obtienen a partir de las dimensiones de cada canaleta. Los parámetros "n" y "K" dependen del ancho adoptado para la garganta de la canaleta; las constantes obtenidas se muestran a continuación:

Cuadro 8.12. Constantes para determinar la altura de la lámina de agua en cada canaleta

| Canaleta | W (cm) | n | K |
|----------|--------|-------|-------|
| 1 | 15,2 | 1,58 | 0,381 |
| 2 | 7,6 | 1,547 | 0,176 |

Los niveles alcanzados por la lámina de agua dependen del caudal analizado, por lo tanto para los caudales mínimo, medio y máximo se tienen las siguientes alturas:

Cuadro 8.13. Alturas de la lámina de agua para los diferentes caudales de diseño de la primera canaleta

| | | | | | |
|--------------------|--------|---------|--------------------|-------|---|
| $Q_{\min} =$ | 0,0327 | m^3/s | $H_{\min} =$ | 0,212 | m |
| $Q_{\text{med}} =$ | 0,0413 | m^3/s | $H_{\text{med}} =$ | 0,245 | m |
| $Q_{\text{máx}} =$ | 0,0558 | m^3/s | $H_{\text{máx}} =$ | 0,296 | m |

Cuadro 8.14. Alturas de la lámina de agua para los diferentes caudales de diseño de la segunda canaleta

| | | | | | |
|--------------------|--------|---------|--------------------|-------|---|
| $Q_{\min} =$ | 0,0093 | m^3/s | $H_{\min} =$ | 0,149 | m |
| $Q_{\text{med}} =$ | 0,0179 | m^3/s | $H_{\text{med}} =$ | 0,228 | m |
| $Q_{\text{máx}} =$ | 0,0323 | m^3/s | $H_{\text{máx}} =$ | 0,334 | m |

Se debe dar un resalto a la canaleta (Z) con el objetivo de que las variaciones en velocidad de cada caudal sean tolerables (Rolim, 2000). Según confirma Centeno (2011), este resalto permite regular la velocidad del flujo de los diferentes caudales en el desarenador.

La ventaja de este tipo de vertedores es que representan costos de implementación insignificantes respecto al resto del tren de tratamiento. Son fáciles de colocar, ya que usualmente el material en el que se construyen estas canaletas es PVC o fibra de vidrio. Finalmente, estas unidades permiten una medición del caudal más precisa (Rolim, 2000), debido a que éstas cuentan con marcas en las paredes cuya finalidad es registrar de forma instantánea la altura de la lámina de agua.

Para determinar el caudal que pasa por cada canaleta solamente se debe registrar la altura del agua y aplicar la ecuación siguiente que varía según el valor que tengan las constantes "n" y "K" de cada unidad (ver cuadro 8.12)

$$Q_i = K \cdot H_i^n \quad [8.1]$$

donde

Q_i : = caudal en el instante "i"

H_i : = altura de la lámina de agua registrada en el tiempo "i"

En la figura 8.6 se muestra el esquema general de las dimensiones mostradas en los cuadros 8.10 y 8.11.

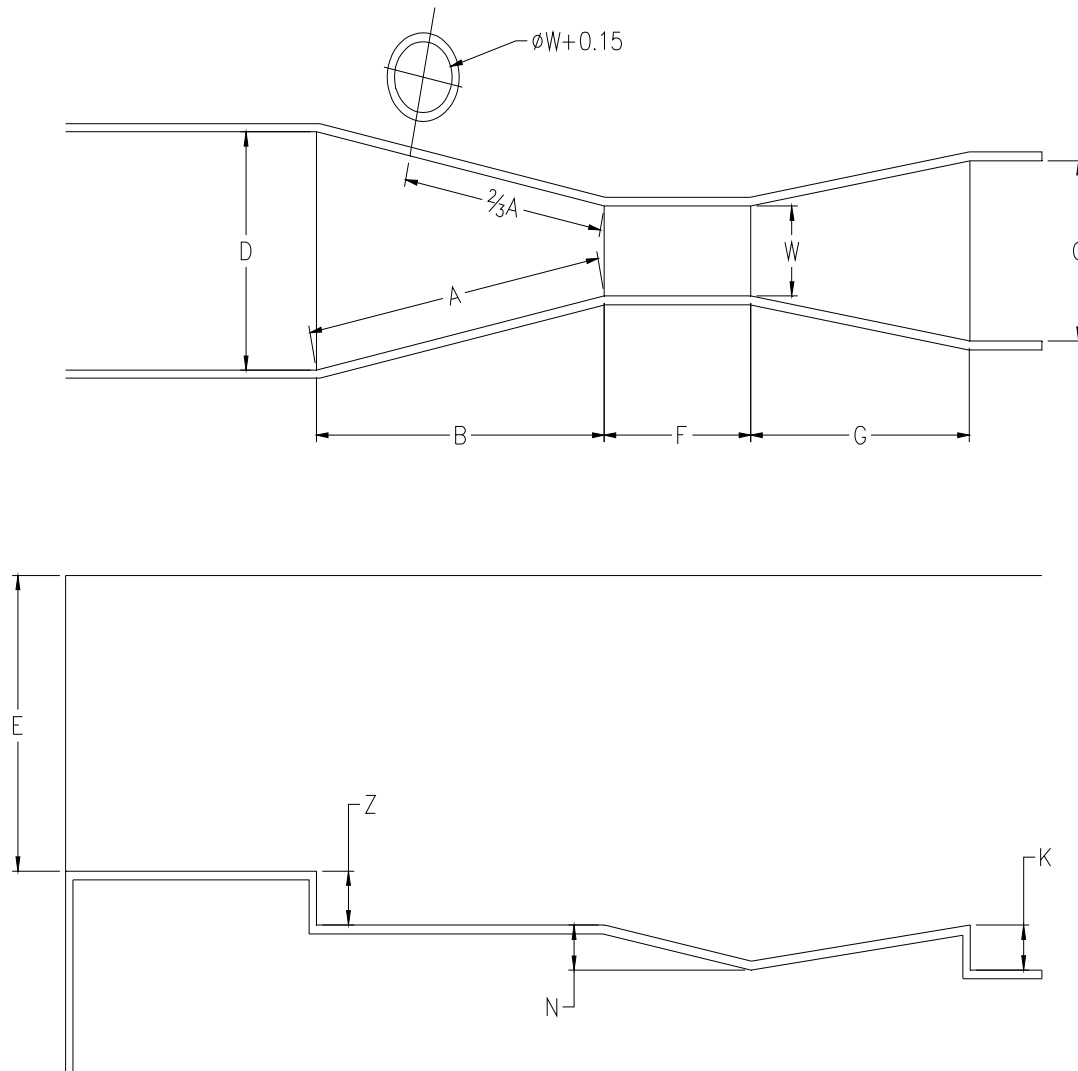


Figura 8.6. Esquema de las dimensiones de las canaletas Parshall utilizadas

8.1.2 Tratamiento secundario

8.1.2.1 Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente

El reactor se diseña para un caudal máximo de 32.4 l/s. Las cargas orgánicas de entrada se determinaron en el capítulo 6, el DBO afluente determinado fue de 316 mg/l y el DQO fue de 652 mg/l.

Este sistema depurará las aguas generadas para la población de las microcuencas, definida con un máximo de 5000 habitantes al año 2035, por lo tanto la vida útil estimada para el proyecto será de 25 años.

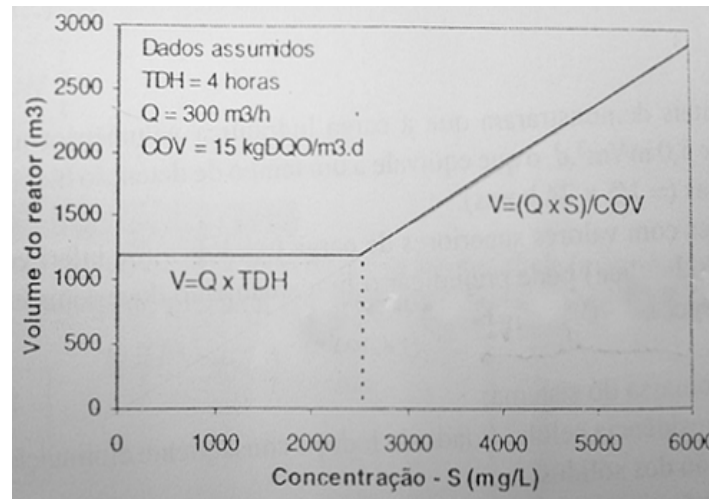
La temperatura del agua se supone igual a la temperatura ambiente. Para este caso, se utilizó la temperatura promedio del mes más frío, ya que como se explicó anteriormente, el proceso metabólico de las bacterias anaerobias es más lento a bajas temperaturas. Estas suposiciones determinarán, si el sistema operando a condiciones eficiencia promedio, cumplirá con los límites de vertido establecidos por la norma.

Existen dos maneras de dimensionar el volumen de los RAFAs: 1) por medio de un tiempo de retención hidráulico (TRH) adoptado ó 2) por medio de la carga orgánica volumétrica (COV) afluente al reactor.

Para aguas residuales domesticas generalmente se dimensiona bajo el criterio de TRH, debido a que estas aguas se caracterizan por presentar bajas concentraciones que no sobrepasan los 2.5-3.0 kgDQO/m³d (De Lemos, 2000).

El gráfico 8.2 muestra que para concentraciones de sustrato menores a 2500 mg/l, solamente se contempla el criterio de TRH ya que no es necesario diluir las concentraciones afluentes.

Gráfico 8.2. Relación entre la concentración del agua residual y el volumen del reactor



Fuente: De Lemos, 2000.

El TRH es un aspecto crítico que condiciona el rendimiento del sistema de tratamiento, ya que en caso de no cumplir con los valores recomendados se pueden presentar los problemas siguientes:

- Pérdida excesiva de la biomasa con el efluente
- Reducción del tiempo de permanencia de la biomasa dentro del reactor (bajo Θ_c)
- Baja eficiencia del sistema ya que es posible que Θ_c sea menor que tiempo de crecimiento ($t_{dup.}$)

El TRH está muy relacionado con la velocidad de aplicación de flujo en el reactor, se recomiendan diversos valores en función de la temperatura del medio. Es importante recordar que el tiempo requerido por las bacterias anaerobias para su crecimiento es afectado por la temperatura del medio, a mayor temperatura mayor será la velocidad del proceso y menor el THR requerido por el sistema (lo cual implica una mayor velocidad de flujo).

A continuación en el cuadro 8.15, se muestran las velocidades recomendadas para las diferentes temperaturas.

Cuadro 8.15. Tiempos de retención hidráulica recomendados para RAFA.

| Temperatura de agua residual (°C) | TRH (h) | | | |
|-----------------------------------|------------------|-----|------------------|-----|
| | Q _{med} | | Q _{máx} | |
| | min | máx | min | máx |
| 16-19 | 10 | 14 | 7 | 9 |
| 20-26 | 6 | 9 | 4 | 6 |
| > 26 | 6 | 6 | 4 | 4 |

Fuente: Adoptado de De Lemos, 2000

La temperatura promedio más baja en el distrito ronda los 20 a 21°C, se observa en el cuadro 8.15 que para esta temperatura el TRH para caudal promedio debe de estar comprendido entre 6 y 9 horas.

Para este proyecto se adopta un TRH de 7.7, horas por lo que el volumen del RAFA será de 493.7 m³. Se plantea la construcción de 2 reactores RAFA con el objetivo de brindar un adecuado mantenimiento del los reactores, sin que el sistema salga de operación completamente. El volumen de cada uno de ellos será de 246.9 m³.

Para aguas residuales domesticas existen múltiples configuraciones de reactores, comúnmente la altura del reactor depende del tipo de lodo que se desarrolle en el mismo. Para lodos densos y floculentos, típico para las características que presentan las aguas residuales domésticas (De Lemos, 2000), las alturas varían entre los siguientes intervalos recomendados.

Cuadro 8.16. Alturas recomendadas para el RAFA y sus diferentes secciones

| Sección | Min | Máx |
|------------|-----|-----|
| Digestor | 2,5 | 3,5 |
| Decantador | 1,5 | 2 |
| Total | 4 | 5,5 |

Fuente: Adoptado de De Lemos, 2000

Se adopta una altura total de 4.5 m, por lo cual el área ocupada por cada unidad será de 55.3 m², con un largo de 8.5 m y un ancho de 6.5 m.

Las velocidades de aplicación de flujo deben ser suficientes para mantener el lodo en suspensión, siendo necesario que la velocidad del caudal medio se encuentre entre 0.6 y 0.9 m/h (Metcalf & Eddy, Inc., 1996). A continuación se presenta el rango de velocidades recomendado para los diferentes caudales.

Cuadro 8.17. Intervalo de velocidades recomendadas para el RAFA.

| Caudal afluente | Velocidad superficial reactor (m/h) | |
|-------------------|-------------------------------------|-----|
| Q_{med} | 0,5 | 0,7 |
| $Q_{m\acute{a}x}$ | 0,9 | 1,1 |
| Q_{picos} | 1,5 | 1,5 |

Fuente: Adoptado de De Lemos, 2000

Mantener la biomasa en suspensión es muy importante para que esté en contacto constante con el sustrato afluente al sistema, en caso de que la biomasa sedimente por la acción de su propio peso, el proceso de degradación no será el mejor y la eficiencia disminuirá.

Para estos reactores RAFA, la velocidad de caudal medio obtenida fue de 0.58 m/h y para los eventos de caudal máximo se obtuvo una velocidad de 1.05 m/h. con esto se garantiza que la salida de biomasa será muy poca o casi nula y además la biomasa estará suspendida dentro del reactor.

El adecuado contacto entre biomasa y sustrato se logra mediante un buen sistema de distribución de caudal afluente. Se debe cuidar este aspecto para que no se generen caminos preferenciales o cortos circuitos dentro del reactor, esta situación disminuye la eficiencia del sistema debido al bajo contacto biomasa-sustrato.

Se propone entonces la utilización de tubos distribución, que conducirán el caudal desde la parte superior del reactor hasta la parte inferior del mismo. Estos tubos deben contar con un diámetro suficientemente grande para permitir el paso continuo del agua residual evitando las obstrucciones y además deben proporcionar una velocidad de descenso de aproximadamente 0.2 m/s.

Esta velocidad tiene como propósito evitar que las burbujas de aire arrastradas con el afluente entren al reactor y provoquen problemas en la biomasa anaerobia. Para aguas de baja concentración se recomienda un diámetro de tubería de 75mm, por otro lado se recomienda una disminución gradual del diámetro a la salida de la tubería, utilizando diámetros de 40 ó 50 mm en este punto. Esto con la finalidad de que la velocidad de entrada al reactor sea suficiente para evitar la formación de depósitos de sedimentos alrededor de la zona de distribución y así evitar la formación de cortos circuitos.

Cada RAFA contará con un total de 24 tubos distribuidos de la siguiente manera: a lo largo de la longitud mayor se dispondrán 6 @ 1.42 m mientras que a lo largo de la longitud menor se dispondrán 4 @ 1.63 m. Dichos tubos tendrán un área de influencia en la distribución de 2.3 m². El área de influencia debe ser la indicada para las características de lodo generado dentro del reactor. A continuación se muestra el cuadro con los valores recomendados según el tipo de lodo desarrollado.

Cuadro 8.18. Área de influencia recomendada para los distribuidores de caudal afluente

| Tipo de lodo | COV aplicada (kgDQO/m ³ d) | | Área de influencia de distribuidor (m ²) | |
|---|---------------------------------------|-----|--|-----|
| | min | máx | min | máx |
| Denso y floculento (Concentración > 40 kg SST/m ³) | < 1,0 | | 0,5 | 1 |
| | 1,0 | 2,0 | 1,0 | 2,0 |
| | > 2,0 | | 2,0 | 3,0 |
| Medianamente denso y floculento (Concentración 20-40 kg SST/m ³) | 1,0 | 2,0 | 1,0 | 2,0 |
| | > 3,0 | | 2,0 | 5,0 |
| Granular | < 2,0 | | 0,5 | 1,0 |
| | 2,0 | 4,0 | 0,5 | 2,0 |
| | > 4,0 | | > 2,0 | |

Fuente: Adoptado de De Lemos, 2000

La carga orgánica volumétrica (COV) aplicada al reactor es de 2.06 kgDQO/m³d. Tal y como se observa en el cuadro 8.18, para un lodo de tipo floculento y una COV aplicada mayor a 2.0 kgDQO/m³d se deben de adoptar áreas de influencia 2.0 a 3.0 m². Se puede notar que el área de influencia del arreglo adoptado cumple con dichos requerimientos, lo cual indica que

la mezcla y el contacto de la fase biomasa-sustrato será la indicada para garantizar un buen funcionamiento del sistema.

Las ecuaciones para determinar la eficiencia del sistema, se han obtenido a partir de correlaciones entre datos y resultados experimentales que se han recopilado para evaluar el rendimiento de diversas plantas de tratamiento localizadas en Brasil (De Lemos, 2000). Existe cierta limitación en el método debido a que las ecuaciones surgen a partir de la evaluación de una limitada cantidad de sistemas, por lo cual puede haber ciertos desvíos estadísticos en los resultados. Sin embargo la eficiencia aproximada del sistema evaluado se obtuvo por medio de las ecuaciones siguientes.

$$E_{DQO} = 100 \cdot (1 - 0.68 \cdot TRH^{-0.35}) \quad [8.2]$$

$$E_{DBO} = 100 \cdot (1 - 0.70 \cdot TRH^{-0.50}) \quad [8.3]$$

Al sustituir el TRH obtenido, se puede observar que el sistema tendrá eficiencias de remoción de 67% y 75% para DQO y DBO respectivamente.

Para esta eficiencia de remoción, la DBO efluente final obtenida estaría cerca de 79.5 mg/l. Se puede observar que este valor no cumple con los requerimientos establecidos por la norma de vertido nacional. Por este motivo se coloca un FAFA como sistema de post-tratamiento, su diseño se detallara más adelante.

El sistema estará compuesto de 3 colectores de gas, el ancho de cada colector será de 0.2 m con un espesor de pared de 0.05m a cada lado con un largo de 6.5m; o sea que cada uno tendrá un área de 1.3 m². En el anexo 7 se muestran las consideraciones y dimensiones de cada colector.

Es importante aclarar que para que se dé una salida libre de biogás la tasa de liberación debe de estar comprendida entre los siguientes valores recomendados.

Cuadro 8.19. Tasa de liberación de gas recomendada.

| | | |
|--|-----|-----|
| Tasa mínima ($\text{m}^3/\text{h}\cdot\text{m}^2$) | 1,0 | |
| Tasa máxima ($\text{m}^3/\text{h}\cdot\text{m}^2$) | 3,0 | 5,0 |

Fuente: Adoptado de De Lemos, 2000

Estos valores se deben de cumplir, ya que por las características del agua residual doméstica es posible encontrar en la parte superior de los reactores capas de grasa y espuma. Por este motivo, una tasa de liberación menor evitaría la salida de biogás bajo estas condiciones (De Lemos, 2000).

Con las dimensiones dadas se recogerán aproximadamente $1.22 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$ de biogás lo cual corresponde a $228 \text{ m}^3/\text{d}$ de biogás. Este resultado concuerda con los valores de tasa de liberación mostrados en el cuadro 8.19.

En la parte superior de los reactores RAFAs existe una cámara destinada a la sedimentación y salida de efluente clarificado.

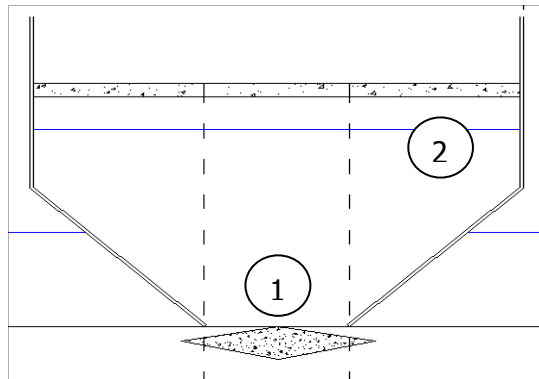


Figura 8.7. Sedimentador característico del RAFA

Tal y como se muestra en la figura 8.7, los sedimentadores del reactor están compuestos por dos zonas:

1. Zona de entrada de afluente
2. Zona de sedimentación / decantación

La zona de entrada debe tener una separación adecuada para permitir el ingreso del caudal a una velocidad recomendada. Las velocidades se muestran en el cuadro 8.20.

Cuadro 8.20. Velocidades recomendadas para el paso de agua residual entre las aberturas del sedimentador.

| Caudal afluyente | Velocidad (m/h) | |
|-------------------|-----------------|-----|
| Q_{med} | 2 | 2,3 |
| $Q_{m\acute{a}x}$ | 4 | 4,2 |
| Q_{picos} | 5,5 | 6 |

Fuente: Adoptado de De Lemos, 2000

Estas velocidades tienen como propósito garantizar la permanencia de la biomasa dentro del compartimiento de digestión del RAFA y por lo tanto que ésta no salga con el caudal efluente tratado (De Lemos, 2000).

Este sistema contará con 3 sedimentadores por RAFA cuyas aberturas tendrán un ancho total de 0.9 m, esto quiere decir que para el caso de aberturas simples se tendrá un ancho de 0.45m. Estos decantadores tendrán un largo igual al ancho total de cada RAFA y tendrán un ancho que estará repartido a todo lo largo del RAFA. En la figura 8.9 se muestra la distribución de los decantadores.

Para las dimensiones dadas a las aberturas, se tiene que para los caudales promedio y máximo las velocidades resultantes fueron 2.2 m/h y 3.98 m/h respectivamente. Es importante observar que la velocidad máxima se encuentra ligeramente por debajo de la recomendada (ver cuadro 8.20), sin embargo esto no afecta negativamente ya que el problema se manifiesta al sobrepasar los valores recomendados, provocando la posible evacuación de la biomasa presente.

Para la sección de sedimentación y decantación de agua tratada, se debe verificar que para las dimensiones obtenidas se cumplan los siguientes rangos de velocidades recomendadas:

Cuadro 8.21. Velocidades recomendadas para el flujo de agua residual en decantadores

| Caudal afluente | Decantadores | | | |
|--------------------|--------------------------|-----|---------|-----|
| | Velocidad de flujo (m/h) | | TRH (h) | |
| Q_{med} | 0,6 | 0,8 | 1,5 | 2 |
| $Q_{m\acute{a}x}$ | < | 1,2 | > | 1 |
| Q_{picos} | < | 1,6 | > | 0,6 |

Fuente: Adoptado de De Lemos, 2000

Estas velocidades de ascenso son bajas para permitir la sedimentación y garantizar que la biomasa que logre ingresar a los sedimentadores sea devuelta nuevamente al compartimiento de digestión, donde se localiza la manta de lodo.

Tal y como se mencionó anteriormente cada RAFA contará con 3 sedimentadores, estos tendrán un ancho útil de 2.53 m y un largo de 6.5 m. Para tales dimensiones se tiene que las velocidades de ascenso promedio y máxima son de 0.651 m/h y 1.18 m/h respectivamente.

Al comparar los resultados obtenidos con los del cuadro 8.21 se puede concluir que la salida de la biomasa con el efluente será poca o nula, por lo cual la sedimentación se dará de una forma adecuada y el sistema no perderá cantidades de biomasa excesivas.

Para verificar el TRH, normalmente se debe hacer un arreglo geométrico para obtener el volumen ocupado por la cámara de sedimentación. La altura vertical (h_1) del decantador, la altura de la sección inclinada (h_2) y el ancho de la campana del decantador se pueden observar en la figura 8.8.

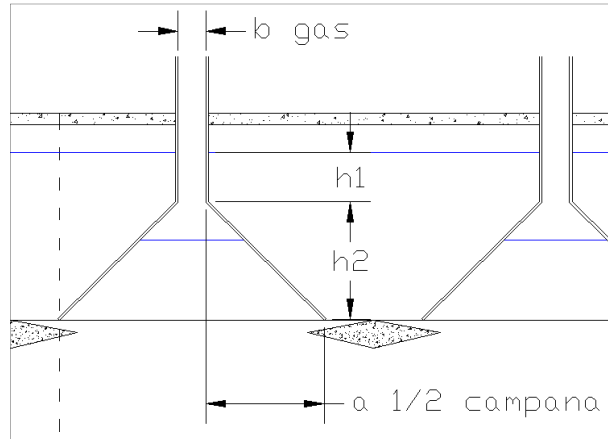


Figura 8.8. Configuración geométrica de la zona de decantación

Para la pared vertical se adoptó una altura $h_1 = 1.0$ m. La altura de la sección inclinada h_2 se obtuvo a partir de la determinación del ancho de la campana.

Se recomienda que la sección inclinada tenga un ángulo con la horizontal comprendido entre 45° y 60° , sin embargo De Lemos (2000) recalca que preferiblemente sean considerados ángulos iguales o mayores a 50° .

Para cada decantador se consideró un ángulo de pared inclinada de 50° , dando como resultado una altura $h_2 = 0.97$ m. La altura total del decantador será entonces de 1.97m, la cual cumple con las alturas recomendadas para el decantador según se muestra en el cuadro 8.16.

El volumen total de los decantadores es de 164 m^3 . Los valores del TRH para los caudales promedio y máximo resultaron entre 2.55 y 1.408 horas respectivamente. Ambos resultados son mayores a las recomendaciones dadas en el cuadro 8.21, sin embargo obtener TRH mayores a estos no representa mayor problema en el funcionamiento del sistema, ya que esto indica que la velocidad de flujo en los decantadores es baja lo cual beneficia el retorno de la biomasa al digestor.

Finalmente los canales de evacuación de efluente tendrán anchos 0.3 m y alturas de 0.2 m con pendientes de 1% para facilitar la salida del caudal. Estas tendrán una longitud de 6.5 m. En resumen las dimensiones más importantes se muestran a continuación:

Cuadro 8.22. Resumen de las dimensiones más importantes adoptadas para los sistemas RAFA del proyecto

| Reactor RAFA | | | |
|--|----------------------------------|------|---|
| Numero de RAFA's (adoptado) | $N_{RAFA} =$ | 2 | - |
| Altura total del RAFA (adoptado) | $H_{RAFA} =$ | 4,5 | m |
| Largo reactor | $L_{RAFA} =$ | 8,5 | m |
| Ancho reactor | $B_{RAFA} =$ | 6,5 | m |
| Distribuidores de afluente | | | |
| Número de tubos distribuidores en cada RAFA | $N_{total\ tubos} =$ | 24 | - |
| Número de puntos en L (adoptado) | $N_{tubos\ L} =$ | 6 | - |
| Numero de tubos corregidos en B | $N_{tubos\ B} =$ | 4 | - |
| Colectores de gas | | | |
| Número de colectores por reactor (adoptado) | $N_{gas} =$ | 3 | - |
| Largo de colector | $L_C =$ | 6,50 | m |
| Ancho de cada colector (adoptado) | $B_C =$ | 0,2 | m |
| Aberturas de decantadores | | | |
| Numero de separadores trifásicos totales por reactor | $N_{separadores} =$ | 3 | |
| Largo | $L_{Decantador} =$ | 6,50 | m |
| Ancho de abertura simple (adoptado) | $B_{abertura\ simple} =$ | 0,45 | m |
| Decantadores | | | |
| Número de decantadores en cada reactor | $N_{Decantadores\ RAFA} =$ | 3 | |
| Largo | $L_{Decantadores} =$ | 6,5 | m |
| Ancho útil total de decantadores | $B_{\acute{u}til\ decantador} =$ | 2,53 | m |
| Altura de pared vertical | $h_1 =$ | 1,00 | m |
| Altura de pared inclinada | $h_2 =$ | 0,97 | m |
| Altura total de decantador | $h_{total\ decantador} =$ | 1,97 | m |
| Canaletas de salida | | | |
| Ancho | $B_{canaleta} =$ | 0,3 | m |
| Alto | $H_{canaleta} =$ | 0,2 | m |
| Largo | $L_{canaleta} =$ | 6,5 | m |
| Pendiente | $P_{canaleta} =$ | 1 | % |

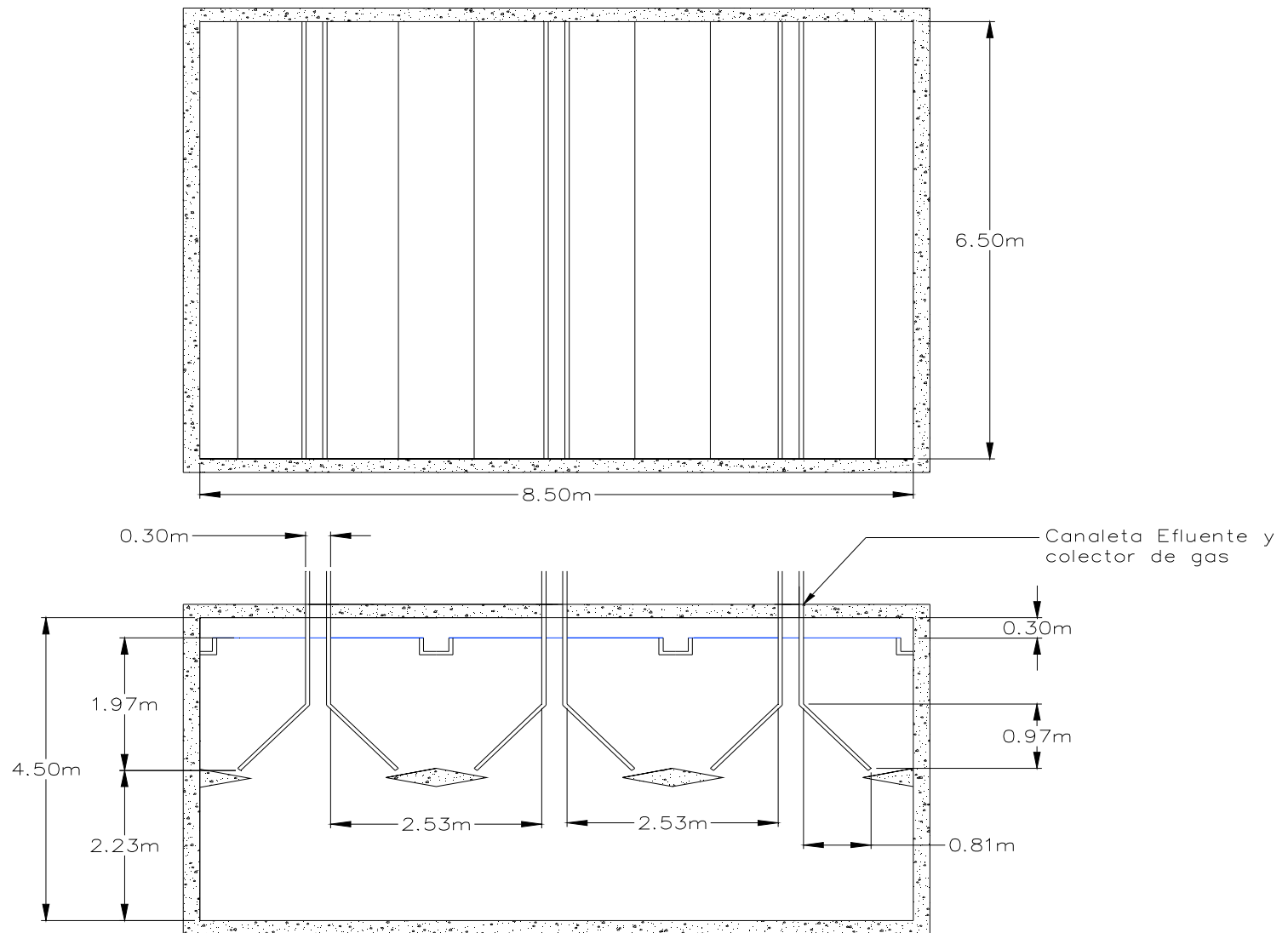


Figura 8.9. Dimensiones del Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente

8.1.3 Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (F.A.F.A.)

Este sistema se utiliza para afinar de tratamiento de las aguas residuales provenientes de los reactores RAFA planteados. Las cargas orgánicas afluentes a este sistema corresponden a las cargas efluentes de los reactores RAFAs; por lo tanto las cargas orgánicas a tratar son las siguientes:

$$DQO_0 = 217 \text{ mg/l}$$

$$DBO_0 = 79 \text{ mg/l}$$

El desarrollo de diversas plantas de tratamiento en Brasil con la configuración de sistemas anaerobios planteada para este proyecto, han permitido conocer el rendimiento de estos en climas tropicales donde ha dado muy buenos resultados como sistema conjunto de depuración (De Lemos, 2000).

La norma de diseño brasileña ha definido ciertos parámetros derivados de las investigaciones y resultados de las plantas RAFA + FAFA ubicadas distintas ciudades del país. Para determinar el volumen del sistema es necesario utilizar un TRH adecuado. De Lemos muestra diversos valores recomendados para sistemas FAFAs utilizados como post-tratamiento del efluente de RAFAs.

Cuadro 8.23. Parámetros y dimensiones recomendados para sistema FAFA como unidad de post-tratamiento

| | | |
|--|-----|-----|
| TRH mínimo (h) | | 2 |
| TRH medio (h) | | 4 |
| Altura de fondo falso (m) | min | 0,4 |
| | máx | 0,6 |
| Altura de medio de soporte (m) | min | 1 |
| | máx | 1,2 |
| Altura de borde libre(m) (fin de medio a NF) | | 0,3 |
| Altura total (m) | min | 1,5 |
| | máx | 1,8 |

Fuente: Adaptado de De Lemos, 2000.

Tal y como se muestra en el cuadro 8.23, se recomienda utilizar TRH de 4 horas para el caudal medio aplicado. Utilizando este valor y la formula dada por la Norma ABNT (De Lemos, 2000) la cual se muestra a continuación.

$$V = 1.6 \cdot Q_{med} \cdot TRH_{med} \quad [8.4]$$

Al aplicar la ecuación [8.4] se obtiene que el volumen total requerido para el sistema es de 441.8 m³. Nuevamente para facilitar el proceso de mantenimiento de los filtros, se plantea la construcción de dos unidades con un volumen de 205.9 m³.

También en el cuadro 8.23 se muestra un rango de alturas recomendadas, la altura de los reactores permite regular la velocidad de flujo, ya que a menor altura mayor será el área superficial del reactor y menor será la velocidad de flujo afluente al sistema. Para cada reactor se adoptó una altura de 1.8 m, lo cual hace que el área ocupada por cada sistema sea de aproximadamente 114.4 m². Los reactores tendrán una sección cuadrada con dimensiones de largo y ancho de 10.7 m.

El parámetro de velocidad debe mantenerse bajo, para evitar que la fuerza de arrastre del agua afluente provoque la salida excesiva de la biomasa del reactor. Se recomienda que al inicio del proyecto, cuando la cantidad de biomasa apenas está reproduciéndose, la velocidad no sea mayor de 0.4 m/h. A medida que la biopelícula crezca, se puede incrementar ligeramente la velocidad de aplicación de flujo hasta 1.0 m/h (De Lemos, 2000).

A partir de los cálculos realizados (ver anexo 7), se pudo comprobar que la velocidad de flujo recomendada no es superada, ya que para los caudales medio y máximo las velocidades obtenidas fueron de 0.281 m/h y 0.509 m/h respectivamente. De mantenerse las condiciones supuestas para el diseño del sistema, se puede notar que para la etapa final del proyecto, las velocidades de aplicación llegarán a alcanzar el 50% de la velocidad máxima permitida, situación que favorece la operación del proyecto ya que no habrá una pérdida excesiva de la biomasa anaerobia.

Al igual que para el RAFA, la distribución del afluente debe garantizar un adecuado contacto biomasa-sustrato, en este caso también se debe evitar la formación de cortos circuitos para permitir una distribución homogénea del caudal y el sustrato.

El soporte del medio filtrante será una losa de fondo, que deberá colocarse a 60 cm por encima del fondo del FAFA. Debido a que en este sistema el flujo de agua sigue una dirección ascendente, la losa de fondo estará provista de orificios que permitan el paso del agua hacia el medio filtrante.

Dicha losa contará con un total de 144 orificios para cada FAFA, 12 a lo largo de cada una de las cotas de fondo espaciados a cada 85 cm (ver anexo 7). El área de influencia de cada orificio será de 0.79 m². Si se revisan los parámetros del cuadro 8.18 se puede observar que para una carga orgánica de 0.812 KgDQO/d·m³ y un lodo denso, las áreas de influencia deben ser menores a 1.0m², por lo tanto se concluye que la distribución del flujo se dará de manera homogénea.

Finalmente, investigaciones realizadas en las distintas plantas piloto de Brasil han permitido evaluar el desempeño de los sistemas variando los distintos parámetros que rigen en los FAFA's (TRH, área, tipo de medio de soporte, carga orgánica, etc.). De Lemos y otros investigadores llegan a concluir que los parámetros que los que más influyen en la eficiencia y desempeño del sistema son el THR y el medio filtrante o de soporte de biomasa utilizado.

La ecuación [8.5] estima la eficiencia del sistema, sin embargo es importante aclarar que al igual que las ecuaciones [8.2], [8.3], la ecuación [8.5] está basada en evaluaciones empíricas, lo cual hace que sus resultados tengan una desviación considerable pero a la vez aceptable ya que por lo general resultan dentro rango de eficiencia esperado.

$$E = 100 \cdot (1 - S_K \cdot TRH^{-m}) \quad [8.5]$$

donde:

E := eficiencia (%)

S_K := coeficiente del sistema

TRH : = tiempo de retención hidráulica (h)

m : = coeficiente del medio de soporte

Existen diversos materiales empleados para el medio de soporte, sin embargo tradicionalmente se ha empleado grava de tamaños nominales que varían de 4 a 7 cm. Otro medio empleado consiste la utilización de material plástico o sintético. Para dichos materiales las constantes de " S_k " y " m " se muestran a continuación:

Cuadro 8.24. Coeficientes para evaluar el rendimiento del FAFA según el tipo de material filtrante empleado

| Material de filtro | S_k | m |
|--------------------|-------|------|
| Sintético | 1 | 0,55 |
| Grava N4 | 1 | 0,4 |

Considerando que el TRH medio adoptado fue de 4 horas, y utilizando las constantes características para cada material, se tiene diferentes resultados para la eficiencia del FAFA, los cuales se muestran en el siguiente cuadro:

Cuadro 8.25. Porcentajes de eficiencia esperados para el FAFA propuesto

| Material de filtro | E (%) |
|--------------------|-------|
| Sintético | 53.3 |
| Grava N4 | 42.6 |

Para dichas eficiencias, finalmente las concentraciones de DBO efluente obtenida para grava N4 y para material sintético son de 45.7 mg/l y 37.1 mg/l respectivamente. Se nota que ambos valores se encuentran por debajo de los 50 mgDBO/l, que exige la norma de vertido del MINSa.

Para seleccionar el material que será empleado como medio de soporte, se debe de hacer un balance entre los beneficios técnicos y económicos de cada material. El material sintético resulta ser más caro que la Grava N4, sin embargo esta es más efectiva y mucho más liviana para su manipulación y colocación. Por otro lado se tiene que la grava es un material más barato y su eficiencia teórica basta para que a nivel global se cumpla con los parámetros exigidos.

Las dimensiones finales del reactor se resumen a continuación. En la figura 8.10 se muestra la distribución de las dimensiones para todo el FAFA.

Cuadro 8.26. Resumen de la dimensiones más importantes adoptadas para los sistemas FAFA del proyecto

| | | | |
|---|--------------------------------|-------|--------------|
| Número de unidades | $N_{\text{FAFAs}} =$ | 2 | |
| Área total de FAFAs | $A_{\text{total FAFAs}} =$ | 228.8 | m^2 |
| Área individual | A_{FAFAs} | 114.4 | m^2 |
| Largo | $L_{\text{FAFA}} =$ | 10.7 | m |
| Ancho | $B_{\text{FAFA}} =$ | 10.7 | m |
| Altura de NF a borde superior | $h_1 =$ | 0,2 | m |
| Altura de NF por encima de mat. de filtro | $h_2 =$ | 0,3 | m |
| Altura útil de FAFA | $h_3 =$ | 1,8 | m |
| Altura de fondo falso (adoptado) | $h_4 =$ | 0,4 | m |
| Altura de medio de soporte | $h_5 =$ | 1,1 | m |
| Altura total de FAFA | $h_{\text{total FAFA}} =$ | 2 | m |
| Volumen total | $V_{\text{total FAFAs}} =$ | 411.8 | m^3 |
| Volumen individual | $V_{\text{FAFA}} =$ | 205.9 | m^3 |
| Número de orificios | $N_{\text{total orificios}} =$ | 144 | |
| Número en L | $N_L =$ | 12 | |
| Número en B | $N_B =$ | 12 | |

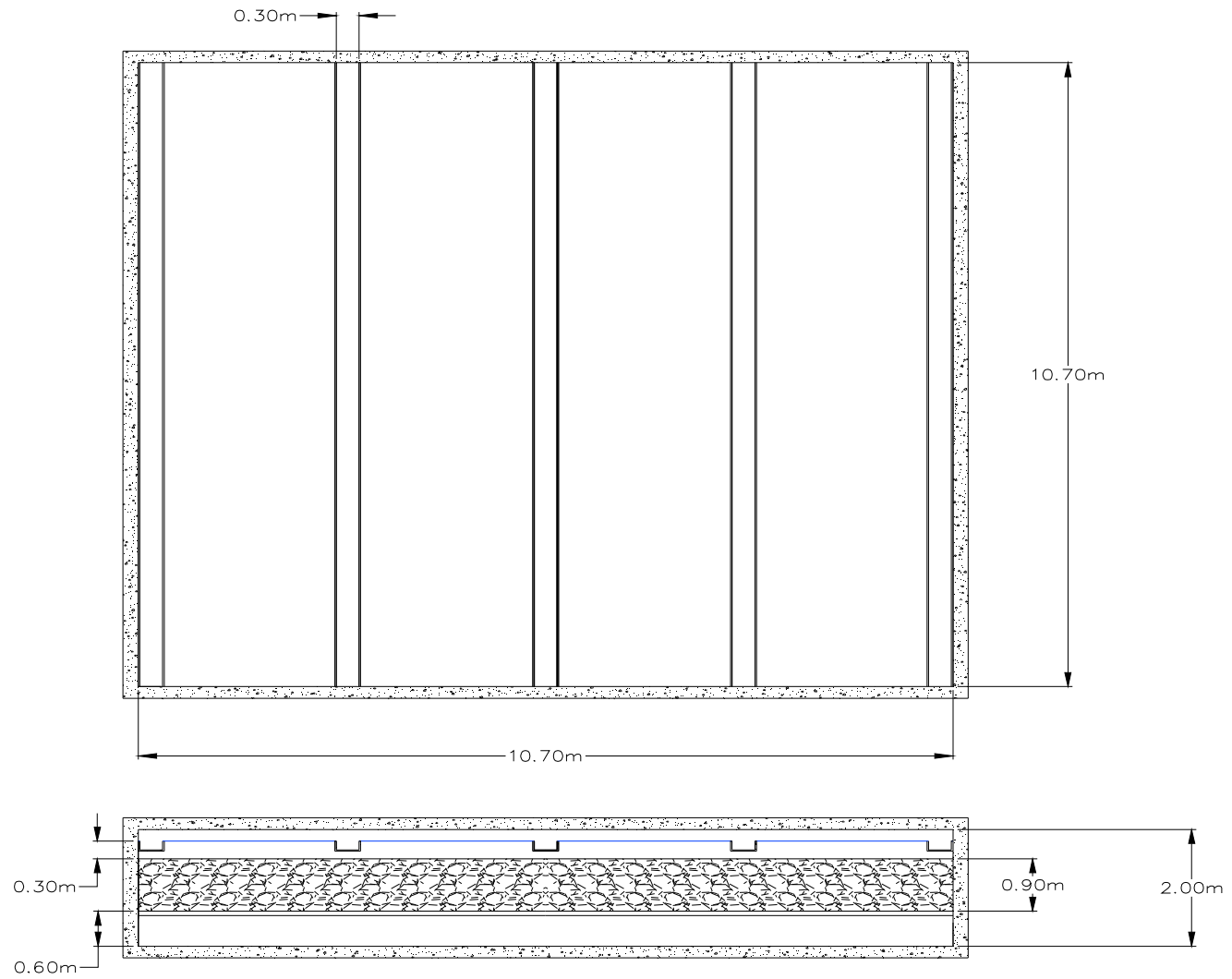


Figura 8.10. Dimensiones del Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (F.A.F.A)

8.2 Tratamiento fase sólida

8.2.1 Lechos de secado

Para el tratamiento de los lodos provenientes de los sistemas anaerobios propuestos, se plantea la utilización de lechos de secado. Dichos sistemas, tal y como se ha explicado anteriormente, se caracterizan por presentar mecanismos de retención de biomasa que permiten que los microorganismos residan dentro del reactor por un periodo de tiempo relativamente extenso ($\approx 20-30$ días), ocasionando que el lodo presente un alto grado de estabilidad al momento de ser evacuado.

Por estar inmersos en agua, normalmente los lodos evacuados del tratamiento presentan una alta concentración de líquido ($\approx 95\%$) (von Sperlin, 1996), por lo cual es necesaria su deshidratación antes de ser dispuesto en algún tipo de relleno o de manera previa a su higienización, en caso de que este vaya a ser aprovechado para actividades agrícolas.

El proceso de lechos de secado consiste en una cama o tanque rectangular, en los cuales se dispone el lodo húmedo sobre un sistema de drenaje compuesto por las siguientes etapas:

1. Cama de soporte
2. Material filtrante
3. Tuberías de evacuación de lixiviado

Estas capas se encuentran superpuestas de forma que la sección final está compuesta por las tuberías de evacuación. La cama de soporte generalmente se confecciona de ladrillos espaciados a una distancia de 2 ó 3cm entre sí y colocado sobre una capa de arena. Sobre esta cama de soporte se dispone el lodo evacuado de cada sistema, en la figura 8.11 se muestra las diferentes formas de colocar los ladrillos sobre los lechos de secado.



Figura 8.11. Arreglos de ladrillos para lechos de secado

Fuente: Adreoli et al, 2001

El agua contenida en el lodo filtra hacia el material de drenaje; generalmente éste se compone de capas sucesivas de arenas y gravas de distinta granulometría. Los tamaños de los materiales varían desde los 0.3 mm hasta los 76 mm y se colocan de forma creciente. (Andreoli, von Sperling, & Fernandes, 2001).

Finalmente el lixiviado es evacuado por el sistema de drenaje compuesto por tubos perforados con diámetros de 100 mm o mayor. Se recomienda colocar tubos a cada 3 m como máximo y deben contar con una pendiente mínima de 1%. (Andreoli, von Sperling, & Fernandes, 2001).

Debido a que el secado de lodos puede ser alterado por las condiciones del clima, es importante evaluar la posibilidad de tapar los lechos con una estructura techada, con el objetivo de evitar o disminuir la ganancia de humedad en caso de haber precipitaciones constantes. Para este proyecto es recomendable adoptar esta medida ya que el clima de Turrialba presenta un régimen de precipitación continuo.

Para el dimensionamiento de los lechos del proyecto, se supuso que el coeficiente de producción de lodos "Y" para ambos sistemas anaerobios es de 0.18 KgSST/KgDQO_{aplicado}. (Andreoli, von Sperling, & Fernandes, 2001).

Conociendo la cantidad de materia orgánica aplicada a los reactores y su coeficiente de producción de lodos, fácilmente se obtiene la cantidad de lodo producida por cada unidad.

De antemano se menciona que la cantidad de lodos producida en los FAFAs es menor a la cantidad generada por el RAFA, ya que el primero recibe una carga orgánica menor.

El RAFA recibirá una carga aproximada de 1006.3 KgDQO por lo cual la producción de lodo estimada será de 181.1 KgSST. Por otro lado, debido a que el FAFA se utiliza como post-tratamiento del efluente del RAFA, este producirá una cantidad de lodos menor, la cual se espera que sea aproximadamente de 60.21 KgSST.

Para estimar el volumen de lodo producido se utilizaron los siguientes valores recomendados por Andreoli (2001): el lodo anaerobio presenta una densidad específica promedio de 1020 Kg/m³, además según el autor la composición del lodo evacuado en el RAFA es normalmente 4% de sólidos totales y 96% de agua, mientras que para el FAFA se tiene 5% de sólidos totales y 95% de agua. Con estos valores y el peso específico del lodo se tiene que en total se generan 5.62 m³/d de lodo.

Además Andreoli (2001) recomienda utilizar un tiempo de ciclo para la evacuación del lodo estabilizado en los reactores, este tiempo corre a partir de la primera colocación e incluye el tiempo de secado y el tiempo de retirada de lodo de los lechos. En total se calculan 20 días para el ciclo completo, en el anexo 7 se puede observar con detalle el cálculo de los resultados obtenidos.

El volumen total de lodo generado por ambos sistemas ronda 113 m³ por ciclo; para dimensionar los lechos Andreoli (2001) recomienda que la tasa de aplicación de lodo por metro cuadrado esté dentro de los siguientes valores:

Cuadro 8.27. Tasa de aplicación de lodo recomendada

| Concentración de lodo | Tasa de aplicación en lecho (kgSST/m ²) | |
|-----------------------|---|-----|
| | min | máx |
| > 3% | 12,5 | 30 |

Fuente: Adaptado de Andreoli, 2001

Debido a que las concentraciones supuestas para lodos de ambos sistemas son mayores al 3% se adoptará una tasa de aplicación de 15 KgSST/m² en el lecho.

Finalmente para el secado del lodo total generado por ambos sistemas, se propone construir 4 lechos de secado con un área de 80.4 m². Las dimensiones para los lechos se presentan a continuación.

Cuadro 8.28. Resumen de las dimensiones de los lechos de secado para el tren de tratamiento propuesto

| Parámetro | Lechos |
|---|--------|
| Número de unidades | 4 |
| Volumen de lodo (m ³ /ciclo) | 113 |
| Tiempo de ciclo (días) | 20 |
| Longitud (m) | 9.0 |
| Ancho (m) | 9.0 |
| Espesor de capa de lodo (m) | 0.35 |

Es importante explicar que el proceso de colocación y retirada de lodos se dividirá de la siguiente forma: desde el día 0 (cero) se retirará la mitad del volumen de lodo generado y se dispondrán en 2 unidades de secado, al cumplir el día 11 se colocará la cantidad restante en las otras 2 camas desocupadas; de esta forma al término del tiempo total de ciclo el primer lote dispuesto estará seco y habrá sido retirado, mientras que el segundo está en la mitad del ciclo. Esta forma sincronizada de colocación optimiza el espacio y el proceso del ciclo de tratamiento de sólidos, al disminuir el área requerida por ciclo.

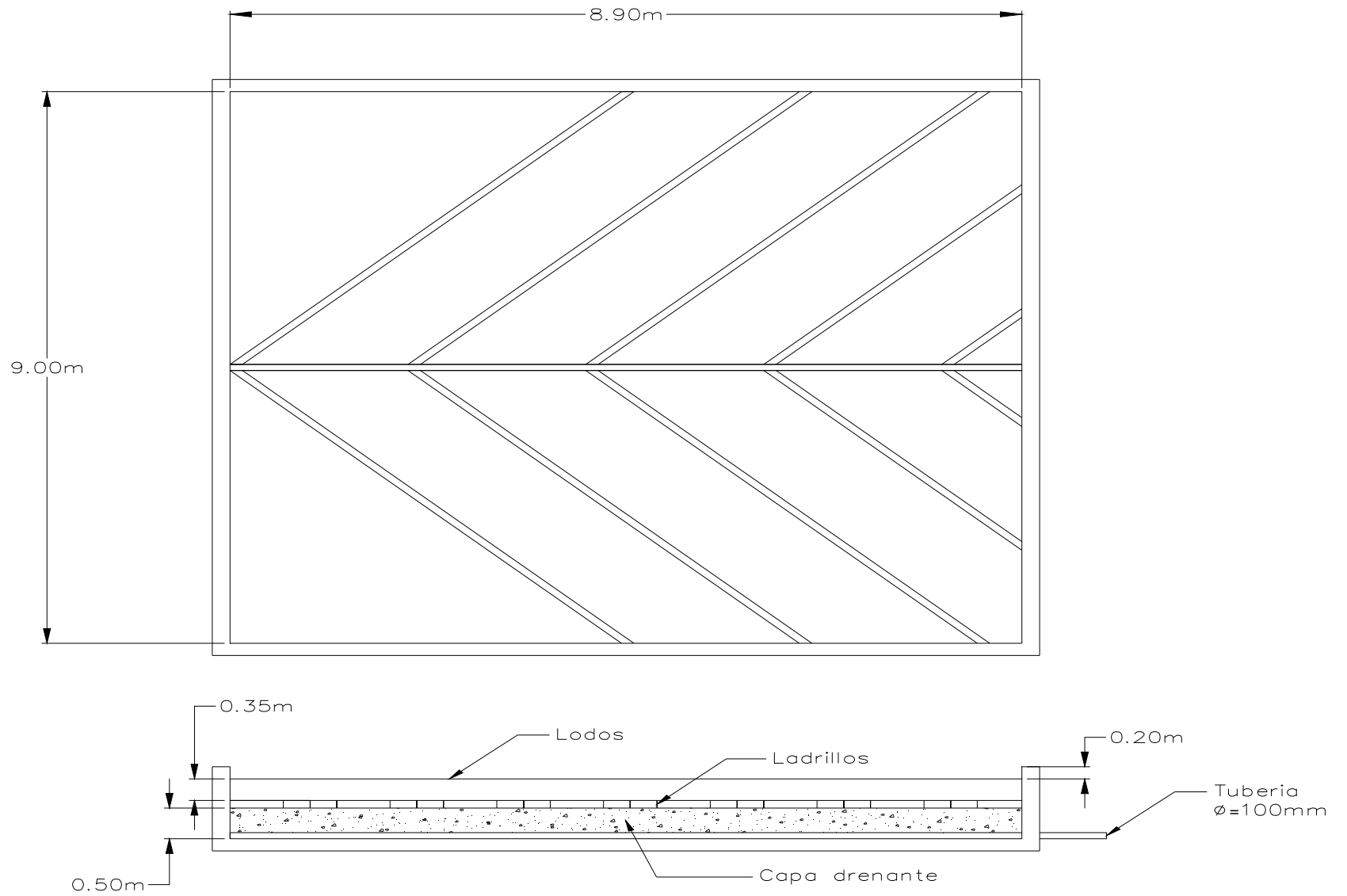


Figura 8.12. Dimensiones los sistemas de lechos de secado de lodos

8.3 Estimación de costos

La estimación del precio se muestra para cada unidad y se realizó basándose en el análisis de costos realizado por Centeno (2011). Éste recopila investigaciones de diversas fuentes y presentan la particularidad de estar expresados por unidad de unidad de área y por cantidad de habitantes. Se aclara que los costos se utilizan tal cual se muestran por Centeno, debido a fueron realizados para el presente año.

Los costos calculados contemplan diversas actividades, sin embargo en este caso lo que se busca es dar un estimado de los costos de inversión inicial incluyendo los materiales de construcción y algunos accesorios requeridos. En el anexo 8 se muestra el detalle de los rubros considerados.

Para las unidades de tratamiento preliminar y tratamiento de lodos se muestran solamente los costos aproximados para llevar a cabo la construcción de cada unidad, mientras que para el tratamiento secundario además se estimaron los costos de operación y mantenimiento que se deben realizar para garantizar la eficiencia y el funcionamiento del sistema.

El área ocupada por cada de una de las unidades que componen el pretratamiento del sistema propuesto, se muestra en el siguiente cuadro:

Cuadro 8.29. Área total estimada para tratamiento preliminar

| Unidad | Área (m ²) |
|----------------------------|------------------------|
| Rejillas 55,8 l/s | 1,68 |
| Canaleta Parshall 55,8 l/s | 0,32 |
| Rejillas 32,3 l/s | 0,75 |
| Desarenador | 14,27 |
| Canaleta Parshall 32,3 l/s | 0,13 |
| Total | 17,15 |

El costo total promedio para lo que será la obra gris del pretratamiento se estimó en \$502.25 el m², por lo cual el costo aproximado de las unidades mostradas en el cuadro 8.28 es de \$8612.6.

Mediante una consulta realizada al Ing. Edgardo Siles de la empresa Ingeniería en Construcción y Arquitectura (INCA) se determina que el costo del THC ronda aproximadamente el valor de \$1025 por m³ de concreto de tanque.

Según las dimensiones estimadas en el cuadro 8.7 y adoptando un espesor de 0.2 m, se obtiene que el volumen de concreto requerido por el THC es de 19.65 m³. Finalmente el costo para esta unidad ronda los \$ 20144.

Por lo tanto, en total la fase de pretratamiento tiene un costo de construcción total que se aproxima a los \$28755.

De igual forma se obtuvieron los costos del sistema de tratamiento secundario, estos están dados de manera conjunta para las dos unidades de tratamiento propuestas. Para estas se contemplan además los costos aproximados de operación mensual y mantenimiento anual, debido a su importancia para garantizar el buen funcionamiento de las unidades.

Los costos de inversión inicial contemplan los siguientes aspectos:

- Obra gris: material de filtro, sellos de concreto pobre, cimentaciones, muros y losas
- Equipo mecánico: tuberías internas y de interconexión entre unidades, accesorios como escaleras de inspección, válvulas, vertedores metálicos y tapas de registro.
- Costos indirectos: calculados generalmente como un 30% del total de los costos de obra gris y equipo mecánico (Centeno, 2011).

Los costos se obtuvieron también por unidad de área, por lo cual con el área total requerida por el sistema (339.5 m²) se logra obtener el total aproximado los cuales se muestran a continuación:

Cuadro 8.30. Costos para la fase de tratamiento secundario.

| Costo | \$/m2 | Total |
|---------------------|----------|------------|
| Inversión inicial | \$ 1.098 | \$ 373.024 |
| Operación mensual | \$ 13,2 | \$ 4.501 |
| Mantenimiento anual | \$ 6,15 | \$ 2.088 |

Finalmente para el sistema de tratamiento de lodos se procede de la misma manera que con los anteriores, ya que sus costos también se presentan por unidad de área. Se determina solamente el costo de construcción, el cual involucra aspectos de obra gris y equipo básico para su funcionamiento. El costo total por metro cuadrado total es de aproximadamente \$618/m²; el área total requerida para los cuatro lechos es de 324 m² y por lo tanto su costo inicial es cercano a los \$ 200204.

Los costos de operación y mantenimiento mostrados en el cuadro 8.30 corresponden solamente a la unidad de tratamiento secundaria (RAFA+FAFA). A pesar de que la garantía de funcionalidad de cualquier unidad de tratamiento está íntimamente ligada al proceso de mantenimiento que se les brinde; las unidades secundarias son más complejas y críticas en el proceso de global depuración; de ahí que su costo de mantenimiento es mayor, más representativo y más importante a considerar. Una situación similar sucede con los costos de operación de estas unidades, y también se pueden observar en el cuadro 8.30.

Los costos de mantenimiento son anuales y según la investigación realizada por Centeno (2011), con frecuencia estos corresponden a 0.7% y 2% respecto a la inversión inicial realizada en obra gris y equipo mecánico respectivamente.

Los costos de operación se contabilizan mensualmente ya que estos son necesarios para mantener la continuidad en el proceso de depuración, éstos están relacionados con aspectos de mano de obra, gastos energéticos, eliminación y tratamiento de subproductos del sistema (arenas y lodos) y pruebas de laboratorio que se deben de realizar periódicamente para asegurar la estabilidad del sistema. Los resultados se muestran en el cuadro 8.30 a continuación:

Cuadro 8.31. Costos totales aproximados para el tren de tratamiento propuesto

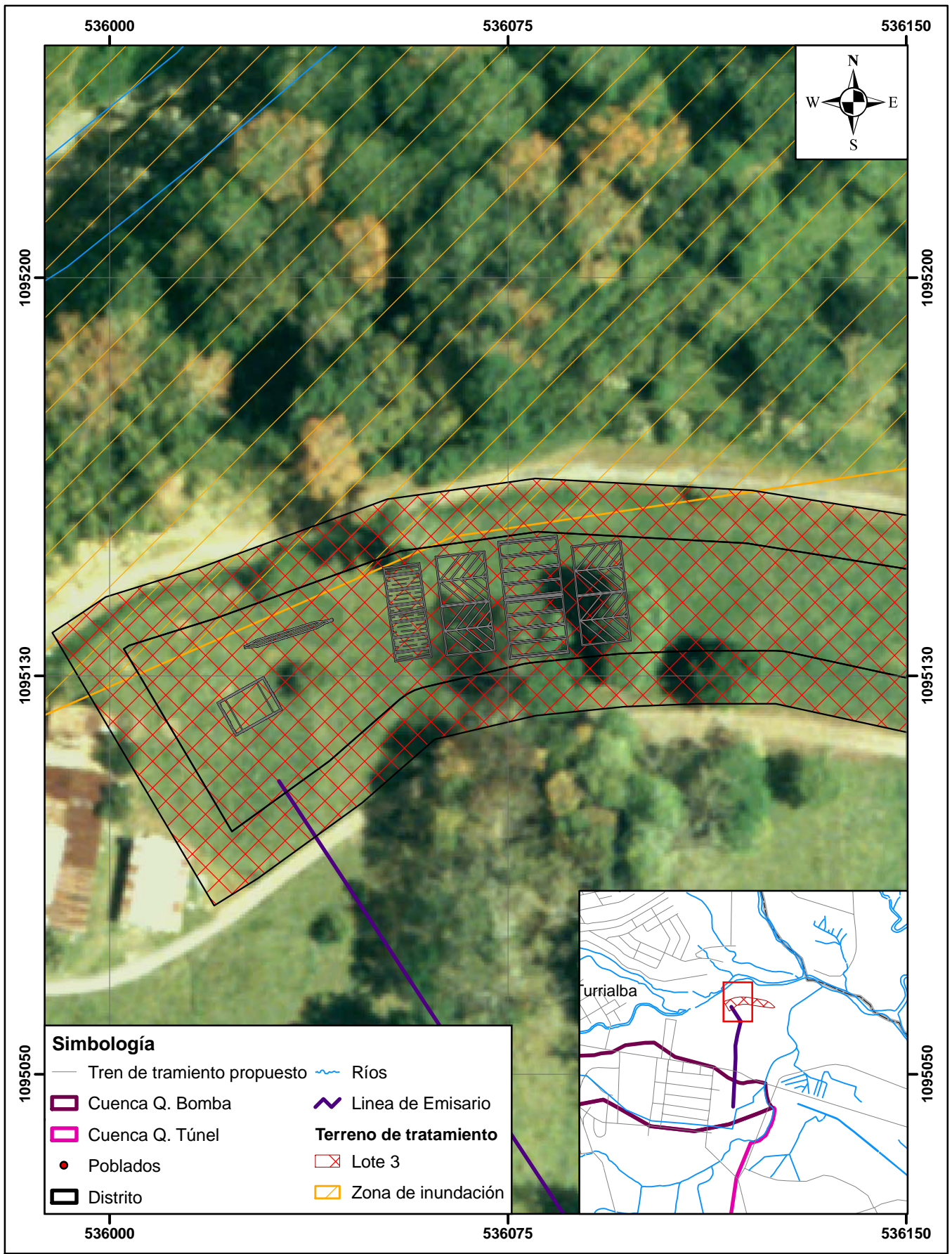
| Costo | Tratamiento | | | Total |
|------------------------|-------------|-------------|------------|------------|
| | Preliminar | Secundario | Lodos | |
| Inversión inicial | \$ 28.755 | \$ 373.024 | \$ 200.204 | \$ 601.983 |
| Operación (\$/mes) | - | \$ 4.501,31 | - | \$ 4.501 |
| Mantenimiento (\$/año) | - | \$ 2.088,2 | - | \$ 2.088 |

Se destaca que en caso de querer aprovechar la energía producida por el metano del RAFA, se generaría un ahorro mensual de \$440.8. La decisión de si se aprovecha o no la cantidad de metano depende de la cantidad producida y de cuánto cuesta la unidad requerida para sacarle provecho a dicho recurso, en donde por medio de un balance económico se determina cual situación sería más rentable.

Según Centeno (2011) se considera que el metano producido se empieza a volver rentable a partir de sistemas que abastezcan una población de por lo menos 10000 habitantes, sin embargo se observa que anualmente el sistema propuesto garantiza un ahorro aproximado de Q2.700.000 (\approx \$5300/año), por lo cual se recomienda realizar un análisis contemplando esta posibilidad de ahorro energético.

Finalmente se recuerda que la información desplegada en el cuadro 8.30 corresponde a un presupuesto preliminar y aproximado del costo e inversión, que la municipalidad deberá realizar para la construcción del proyecto planteado en este trabajo.

En el mapa 8.2 se muestra la distribución espacial preliminar del sistema de tratamiento propuesto, en el cual se puede observar con detalle la colocación de las unidades de mayor tamaño.



Mapa 8.2. Distribución preliminar del sistema propuesto en el terreno de seleccionado

CAPÍTULO 9 Conclusiones y recomendaciones

9.1 Conclusiones

Sobre la situación actual

- El sistema de alcantarillado existente, presenta un porcentaje de cobertura de servicio del 57.8 % de la población del distrito central, lo cual corresponde a un total de 9943 habitantes. Sin embargo, las aguas vertidas al alcantarillado son descargadas hacia los ríos Turrialba y Colorado, debido a que no existe una planta depuradora en el distrito que trate las aguas residuales descargadas.
- A partir de la información de pozos y perforaciones brindada por el SENARA, fue posible determinar que parte importante de la zona analizada, se encuentra asentada sobre suelos de tipo arcilloso. Esta condición hace que los sistemas de infiltración o percolación en el suelo, tal como las zonas de drenaje de los tanques sépticos, no sean una opción atractiva para tratar las aguas residuales de la zona. A pesar de esta condición, el 34.8% de la población del distrito utiliza este sistema, sin embargo éstos no presentan condiciones adecuadas para un adecuado funcionamiento.
- El 84.6% de los tanques sépticos con zona de drenaje, se encuentran ubicados en la parte trasera de las viviendas que lo utilizan como solución de tratamiento. esta situación complica la labor de conexión de estos hacia el alcantarillado sanitario existente.

Sobre la zona de cobertura del proyecto

- El sistema de tratamiento propuesto solucionará el impacto ambiental generado por la urbanización Jorge Debravo y sus alrededores. Estas zonas presentan un uso de suelo predominantemente residencial con una baja ocupación comercial, motivo por el cual

el modulo de tratamiento propuesto, solamente tratará aguas residuales de tipo ordinario.

- El área de cobertura del proyecto, fue seleccionada partir de la delimitación de las cuencas de drenaje de las quebradas Túnel y Bomba; estas contienen a la urbanización Debravo y el sector adicional mencionado. Se procedió de esta manera, ya que para garantizar un sistema económico y confiable, este solo recibirá las aguas residuales que drenan por acción de la gravedad.
- A partir del modelo de zonificación propuesto, se determinó que dentro de las microcuencas existen dos áreas de interés para incentivar el crecimiento de la zona: un área urbana actual, la cual comprende un área de 84 ha, y un área apta para urbanizar que comprende un área de 43.2 ha. Este modelo es de carácter preliminar ya que solamente toma en cuenta aspectos físicos considerados dentro de los criterios normalmente utilizados por los modelos de ordenamiento territorial.

Sobre la población

- A partir del modelo de saturación de la población, se determinó que en promedio, las áreas delimitadas para el crecimiento de las microcuencas pueden albergar a una población total de 18048 habitantes. Esta condición supone que las viviendas que ocuparán el sector delimitado, serán de 135 m² ubicadas en lotes de 180 m².
- El modelo de saturación presenta una limitación importante para proyectar la población de diseño del sistema, ya que se desconoce el tiempo en el cual se llegará a experimentar dicha condición demográfica. Por este motivo, éste es solamente un valor de referencia que se utiliza para comparar con el resultado de proyección de población efectuada, y además para determinar la cantidad de módulos de tratamiento extra que se requerirán en un futuro.
- A partir de las proyecciones de población efectuadas hasta el año 2035, se logra determinar que el sistema deberá ser capaz de satisfacer la demanda generada por

una cantidad máxima de 5000 habitantes (escenario de 15% de participación); esta corresponde a la población de diseño para el sistema propuesto.

- El modelo de proyección adoptado es relativamente conservador. Ya que actualmente la tasa de crecimiento presenta una tendencia nula, debido a que las condiciones socioeconómicas actuales del distrito no son favorables para esperar un crecimiento demográfico importante, al menos hasta cumplir el año de diseño (2035) del sistema planteado.
- El comportamiento de las variables que influyen el crecimiento de la población es incierto, sin embargo éste está directamente relacionado con las políticas socioeconómicas que se implementen en el distrito. En caso de que varíen las actuales, la población del sector puede incrementarse hasta el valor de saturación. En caso de que la población del sector llegue a representar un 30% de la población del distrito (aprox. 10200 habitantes) será necesario implementar un segundo módulo para la nueva demanda generada en la zona (5000 nuevos habitantes).

Sobre el caudal de diseño

- Por concepto de caudal afluente al tren de tratamiento propuesto, este recibirá solamente tres componentes: 1) aguas residuales de tipo ordinarias, 2) agua que infiltra hacia la tubería del alcantarillado sanitario y 3) agua que ingresa al sistema producto de las conexiones lícitas.
- Mediante el análisis para estimar la dotación de consumo de agua potable de la población del distrito, y a partir de la información brindada por los informes de Diagnostico de Sistema de Agua Potable (DSAP), se llega a determinar que el distrito consume en promedio unos 250 l/p/d.
- A partir del valor de dotación obtenido, se espera que por concepto de aguas residuales ordinarias, el sistema de tratamiento recibirá un caudal máximo de 26.0

l/s. Por otro lado se tiene que el sistema de tratamiento recibirá un caudal de 6.34 l/s por concepto de caudal de infiltración.

- Para la estimación del caudal de conexiones ilícitas se realizó un modelo que en el cual se varió el porcentaje de conexiones ilícitas permitidas sobre el área total construible. El modelo que permite un 1.5% de conexiones ilícitas sobre el área mencionada, es el que genera los mejores resultados de acuerdo a la realidad nacional. Este porcentaje equivale a un total de 69 viviendas conectadas de forma indebida al alcantarillado sanitario, suponiendo tamaños de vivienda de 135 m², en lotes de 180 m².
- Claramente el caudal de conexiones ilícitas es un aspecto que se debe considerar dentro del cómputo total del caudal de aguas residuales, ya que esta es una costumbre recurrente, tanto a nivel nacional como a nivel local. Sin embargo es importante destacar que éste incrementa directamente los costos del tren de tratamiento, debido a que necesariamente el diseño debe considerar una capacidad hidráulica mayor, lo cual aumenta su área y volumen y por ende sus costos de implementación y mantenimiento.
- Finalmente, se determina que el caudal total afluente al sistema será de 55.8 l/s durante la época lluviosa y de 32.4 l/s durante la época seca.

Sobre la concentración de diseño

- La concentración de los contaminantes de las aguas residuales afluentes al sistema se dividen por actividad doméstica y comercial. La concentración típica de las aguas residuales domésticas no varía de forma significativa de un lugar a otro, por lo cual se utilizan valores recomendados por fuentes bibliográficas e investigaciones realizadas en diferentes lugares. A pesar de esta situación los utilizados en este proyecto fueron calibrados para que los resultados fueran similares a los obtenidos en los análisis

físico químicos de varias plantas de tratamiento de aguas residuales ordinarias del país.

- Se obtiene que la concentración DBO y DQO afluente al sistema, aportados por las actividades domésticas es de 318 mg/l y de 652 mg/l respectivamente.
- Debido a que no se cuenta con un registro de las actividades comerciales que ocupan el área del proyecto, y a que la concentración orgánica de estas actividades varía con el tipo de actividad, para la caracterización de las aguas residuales comerciales se recurre a lo establecido por la Norma de Vertido de Aguas Residuales.
- Dicho reglamento establece que las aguas residuales vertidas al alcantarillado sanitario deben tener una concentración máxima de DBO y DQO de 300 mg/l y 750 mg/l. Dichos valores fueron adoptados para las aguas residuales comerciales del sector delimitado.
- Finalmente, el sistema deberá tratar un agua efluente que presenta una concentración de DBO y DQO de 316 mg/l y 652 mg/l respectivamente.

Sobre el tren de tratamiento seleccionado

- Todo el tren de tratamiento propuesto tendrá una vida útil de 25 años, por lo tanto su capacidad hidráulica es tal que éste podrá satisfacer la demanda generada hasta el año 2035, en donde la población se estimó con un máximo de 5000 habitantes.
- El tren de tratamiento cuenta con tres fases de tratamiento: 1) preliminar, 2) secundaria y 3) tratamiento de lodos.
- La fase de tratamiento preliminar consiste en dos unidades de rejillas, un tanque de homogenización de caudales (THC), dos canaletas Parshall de control de caudal y un desarenador. Esta fase se encarga de la eliminación de sólidos gruesos y de brindar

estabilidad a los parámetros de ingreso al sistema (caudal, carga orgánica, pH y temperatura).

- El THC estará provisto de una unidad de vertedores a la salida, para regular el caudal máximo de las unidades ubicadas aguas abajo del mismo. El THC será capaz de amortiguar los 55.8 l/s que se dan durante la época lluviosa; a partir de este punto el caudal regulado hacia las unidades subsecuentes es de 32.4 l/s.
- La implementación de esta fase preliminar tendrá un costo aproximado de \$28755 (\$5.75/hab) y ocupará un área aproximada de 17,5 m².
- En cuanto a la fase de tratamiento secundaria, se plantea a la utilización de un RAFA. Este es un sistema de tratamiento anaerobio, de fácil operación, mantenimiento y bajos requisitos de espacio y energía, todo lo anterior en comparación con los sistemas aerobios de lagunas y lodos activados. Estas características lo convierten un sistema mucho más atractivo para invertir y para tratar las aguas residuales del sector delimitado.
- Esta unidad presentará una eficiencia de remoción en DBO de 75%, por lo cual se estima que el DBO de efluente será de aproximadamente 79.5 mg/l.
- Debido a que la eficiencia del RAFA no cumple el valor de concentración mínimo establecido por la Norma de Vertido y Reúso de Aguas Residuales (50 mg/l), es necesaria la implementación de un módulo de post-tratamiento. Finalmente se adopta la utilización de un FAFA para este fin, debido a que presenta las mismas ventajas que el RAFA, en comparación con los sistemas evaluados.
- El FAFA propuesto tendrá una eficiencia que varía según el material utilizado en el filtro. En este sentido utilizando grava como medio de soporte, el sistema tendrá una eficiencia de remoción de DBO del 42.6% (DBO = 45.7 mg/l), mientras que utilizando un filtro de material sintético, la eficiencia alcanzada será de 53.3% (DBO = 37.1 mg/l).

- La eficiencia global del sistema es del 86% y se observa que cumple con los límites de vertido impuestos por la norma nacional de aguas residuales.
- La fase secundaria tendrá un costo de implementación de aproximadamente \$600,000. En operación se deben de invertir \$ 4500 mensuales (\$0.90/hab-mes) y por concepto de mantenimiento del sistema se deben de invertir \$2088 anuales (\$0.418/hab-año).
- El sistema de tratamiento secundario propuesto presenta varias ventajas adicionales en comparación con los sistemas aerobios, ya que estos no requieren de unidades de sedimentación primaria ni secundaria y además, debido a la cantidad y las características del lodos anaerobios generados, estos solamente requieren ser secados en lechos, evitando la utilización de tres unidades adicionales para su tratamiento, las cuales si son requeridas por los lodos provenientes de sistemas aerobios.
- La fase de tratamiento de lodos está compuesta por cuatro lechos de secado, los cuales que abarcan un área total de aproximadamente 324 m². Dicha fase de tratamiento tendrá un costo de implementación de \$200204 (\$40/hab).
- El tren de tratamiento propuesto para la zona delimitada, tendrá un costo de implementación total de aproximadamente \$601900 (\$120,4/hab). Este ocupará un área aproximada de 680 m².
- Finalmente, con la implementación del sistema propuesto, se espera que el porcentaje de cobertura del alcantarillado aumente de un 58.7% (\approx 9943 hab) a un 64.8% (\approx 10977 hab). Por otro lado el porcentaje de tratamiento de la aguas vertidas al alcantarillado sanitario pasaría de un 0% a un 27.8% aproximadamente.

Sobre el terreno seleccionado

- Del análisis de los cuatro terrenos contemplados por la Municipalidad para la ubicación del sistema de tratamiento, se determina que el denominado Lote 3 (ubicado al norte de la sede de la UCR del distrito central) es la mejor opción para este fin.
- Este cuenta con las menores elevaciones, lo cual favorece al flujo de gravedad y además está fuera de las zonas de riesgo delimitadas por la CNE. Además cuenta con un área total de 1.6 ha y un área aprovechable (eliminando retiros de 10 m) de 5443 m². Este dato indica que este terreno soporta el modulo propuesto (680 m²), y al menos un módulo adicional, que deba ser implementado en caso de que se experimente un incremento de la población mayor al estimado para el año de diseño.
- Finalmente, para la adquisición de dicho terreno se deberá realizar una inversión de \$95000 aproximadamente.

9.2 Recomendaciones

Sobre la situación actual

- El perfil litológico realizado se basó en las perforaciones del realizadas por el SENARA, sin embargo aunque hoy existe la certeza de que el tipo de suelo predominante en el sector analizado (Jorge Debravo), este resultado no constituye una "radiografía" detallada de la situación en la que se encuentran los alrededores de la zona delimitada, por lo tanto se recomienda realizar estudios de que comprueben esta condición con un mayor nivel de detalle y amplitud.
- Sin embargo al determinar que existe este tipo de suelos en el sector, se recomienda eliminar o dejar de utilizar los sistemas de tanque séptico con zona de drenaje, mediante su conexión al alcantarillado. Además, actualmente a estos sistemas no se

les están brindando buenas condiciones de operación y mantenimiento, situación que empeora la situación ambiental de la zona.

- La recomendación anterior mejoraría la condición ambiental de la zona, y además plantear la conexión de una mayor cantidad de usuarios, volvería el sistema económicamente más rentable.
- Se recomienda que la municipalidad de Turrialba solicite ante la CNE estudios y modelos hidrológicos, para delimitar las zonas de riesgo por inundación con mayor precisión. Esto porque según entrevistas realizadas a los vecinos de los alrededores, estas inundaciones no ocurren desde el año 2005 después de haber realizado obras de dragado y mantenimiento al río Turrialba.

Sobre la labor de la Municipalidad

- La metodología constructiva del nuevo alcantarillado, debe garantizar que el factor de infiltración se mantenga dentro del valor establecido, por lo tanto se deben emplear nuevos materiales para su construcción; esto deberá de complementarse con cuidados específicos para evitar el incremento de la tasa de infiltración, por lo tanto se recomienda que las tuberías sean impermeabilizadas y la utilización de juntas adecuadas entre las tuberías. Además se le debe dar mantenimiento y mejorar las condiciones de la red existente dentro de la zona.
- La Municipalidad deberá de supervisar todas las nuevas construcciones realizadas para evitar un aumento en el porcentaje de conexiones ilícitas. Se sabe que este problema incrementa los costos de construcción, operación y mantenimiento del sistema, por lo que se deben realizar campañas para educar a la población en relación a los beneficios, tanto económicos como sociales, del sistema de alcantarillado separativo y de la utilización de sistemas de tratamiento en general.

- La propuesta de zonificación presentada es de carácter preliminar ya que se realizó solamente tomando variables físicas. Se recomienda la implementación de un plan regulador en el que se desarrolle una propuesta de zonificación más elaborada, que amplíe la que se propone en este trabajo; ya que la planificación territorial debe tomar en cuenta también aspectos sociales y económicos para delimitar las diferentes zonas que componen el distrito, este instrumento ayudará a que el crecimiento de la zona, y del distrito en general, se dé manera ordenada.
- Dadas las múltiples variables que enmarcan la tendencia de crecimiento de un territorio, la municipalidad debe velar porque el sistema diseñado no supere su capacidad hidráulica al recibir el agua residual de más de 5000 habitantes. Bajo un escenario de posible crecimiento de la población, en el cuál se llegue a superar la capacidad de diseño antes cumplir la vida útil del primer modulo, se recomienda aplicar la misma metodología para llevar a cabo el dimensionamiento de un segundo modulo que atenderá la nueva demanda.
- Debido a que en la zona predomina el uso residencial y comercial de baja intensidad, el sistema de tratamiento solamente recibirá aguas de tipo ordinario (domestica y comercial), en caso de que se instale alguna actividad industrial, ésta debe brindarle un tratamiento previo al agua generada para evitar el problema de las cargas tóxicas, de igual manera esta deberá de dosificar el efluente de descarga de forma gradual mediante un dispositivo de regulación de caudal a la salida de la planta respectiva, para eliminar la posibilidad de experimentar cargas de caudal excesivas.
- En caso de que se llegue a implementar un plan de ordenamiento territorial, se recomienda mantener un uso residencial de carácter mixto en la zona delimitada.
- Se debe evitar que industrias relacionadas con actividad ganadera (producción de amonio), azucarera. (producción de sulfitos) o producción de fertilizantes (producción de nitrógeno/amonio) viertan sus aguas al sistema propuesto, sin un previo tratamiento que reduzca la concentración de las mismas, a niveles iguales o menores que las aguas residuales ordinarias. Estas actividades producen concentraciones

elevadas de componentes inhibidores para el metabolismo de las bacterias anaerobias.

Sobre el sistema de tratamiento

- Existen diversos prejuicios en relación al funcionamiento, confiabilidad y eficiencia de los sistemas de tratamiento anaerobios, sin embargo lo que garantiza el buen funcionamiento de cualquier sistema de tratamiento es la continuidad en los procesos de operación y mantenimiento que se le brinden.
- En este sentido se aclara que el operador del sistema debe ser una persona a la cual se le brinde la capacitación necesaria en relación los cuidados que se deben tener para la operación y mantenimiento del sistema.
- Las labores de control y operación deben de ser efectuadas por el (los) operador(es) del sistema, éstas consisten en revisar periódicamente la entrada de caudal por medio de los dispositivos implementados (canaletas Parshall). Además se deben realizar pruebas de calidad diarias para mantener un control sobre el pH y la temperatura de operación, ya que las bacterias anaerobias resultan ser relativamente sensibles ante los cambios bruscos que se experimenten en estos parámetros.
- De igual forma para el control de los parámetros de diseño considerados, se deben realizar pruebas de laboratorio y deberán de ser programadas según lo establecido en el Reglamento de Vertido y Reúso de Aguas Residuales.
- Se recomienda realizar una evaluación económica para determinar el tipo de material de soporte utilizado en el FAFA, esto con la finalidad de determinar si es económicamente factible utilizar el material sintético, el cual incrementa la eficiencia del sistema.

Sobre el sistema la inversión, financiamiento y entidad encargada

- La municipalidad debe evaluar sus potencialidades y limitaciones, con el fin de determinar si es posible administrar con éxito la operación del sistema, mediante el refuerzo de sus departamentos técnicos y sus procesos administrativos.
- En todo caso no se debe descartar la posibilidad de construir el sistema mediante el sistema de concesión de obra, y también evaluar la posibilidad de que sea una empresa especializada la que opere y brinde el mantenimiento adecuado al sistema.
- Finalmente se recomienda que la Municipalidad del cantón, considere este trabajo como un primer paso a seguir, para disminuir el impacto de la contaminación generado al medio ambiente; para su realización deben establecerse procedimientos a seguir que son necesarios para lograr incrementar la cobertura del servicio.

BIBLIOGRAFÍA

1. Andreoli, C., von Sperling, M., & Fernandes, F. (2001). *Lodo de Esgotos: tratamento e disposicao final*. Belo Horizonte: UFMG.
2. Arguedas, A. (18 de Noviembre de 2010). (E. Corrales, Entrevistador)
3. Ávalos, Á. (30 de Diciembre de 2007). Millones de litros de aguas negras caen sin tratar a ríos. *La Nación*.
4. Bedoya, E. (Agosto de 2005). *Facultad de Ciencias Sociales*. Recuperado el 15 de Noviembre de 2010, de Revista Reflexiones: http://reflexiones.fcs.ucr.ac.cr/documentos/83_2/la_ciudad.pdf
5. Bonilla, A. (1998). Recuperado el 20 de Noviembre de 2010, de <http://www.alexanderbonilla.com/files/denuncias/archivo98.htm>
6. CCP & INEC. (2008). *Estimaciones y proyecciones de población por sexo y edad (cifras actualizadas) 1950-2100*. San José, Costa Rica: publicaciones del Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).
7. Cedeño, P., & Aguilar, R. (2009). Clima empresarial en un cantón de bajo crecimiento: el caso de Turrialba. Instituto de Investigaciones en Ciencias Económicas: UCR.
8. Centeno, E. (2011). Análisis comparativo de distintas tecnologías de tratamiento de aguas residuales para municipalidades de Costa Rica. *Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil*. San José, Costa Rica: Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.
9. CINPE-UNA. (2004). Recuperado el 2 de Octubre de 2011, de Universidad Nacional: www.uca.ac.cr
10. De Lemos, C. (2000). *Principios do tratamento biológico de águas residuárias: Reactores Anaeróbios*. Belo Horizonte: UFMG.
11. EPYPSA. (2009). *Diagnóstico de los sistemas de abastecimiento de agua y saneamiento municipales*.
12. ESRI Inc. (2008). Ayuda de Escritorio ArGIS .
13. Fair, G., Geyer, J., & Okun, D. (1997). *Abastecimiento de agua y remoción de aguas residuales*. Mexico: LIMUSA.
14. García, F. (2005). Evaluación de los procedimientos operativos en plantas de tratamiento de aguas residuales aeróbicas, a fin de estandarizar metodologías. *Proyecto de*

graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil. San José, Costa Rica: Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.

15. GEOTÉCNICA S.A. (1997). *Estudios de Factibilidad y Diseños Finales de los Proyectos de Alcantarillado Sanitario en Ciudades Intermedias*.
16. Ibarra, E. (1985). Al encuentro de Turrialva la grande y Turrialva la chica: pueblos juntos del siglo XVI (1569-1600). *Ciencias Sociales*, III (29.2), 77-85.
17. ICE. (2010). Recuperado el 20 de Noviembre de 2010, de Instituto Costarricense de Electricidad: <http://www.grupoice.com/esp/ele/infraest/electric/instalac1d.htm>
18. Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA). (2005). *Diagnóstico de Sistemas de Agua Potable Región Brunca*. Departamento de Optimización de Sistemas.
19. Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA). (2003). *Diagnóstico de Sistemas de Agua Potable Región Central Oeste*. Departamento de Optimización de Sistemas.
20. Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA). (2003). *Diagnóstico de Sistemas de Agua Potable Región Chorotega*. Departamento de Optimización de Sistemas.
21. Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA). (2004). *Diagnóstico de Sistemas de Agua Potable Región Huetar Atlántica*. Departamento de Optimización de Sistemas.
22. Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA). (2003). *Diagnóstico de Sistemas de Agua Potable Región Pacífico Central*. Departamento de Optimización de Sistemas.
23. Instituto Costarricense de Electricidad (ICE). (2002). *Geología de Turrialba: Una historia de 60 millones de años*. GEDI (ICE).
24. Lopez, R. (1999). *Diseño de Acueductos y Alcantarillados*. México, D.F.: ALFAOMEGA.
25. Lotz, A. M. (2010). *Análisis integral y propuesta de mejoras para un manejo adecuado de las aguas residuales de la ciudad de San Isidro de Pérez Zeledón*. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
26. Metcalf & Eddy, Inc. (1996). *Ingeniería de Aguas Residuales: Tratamiento, vertido y reutilización*. México, D.F.: Mc Graw Hill.
27. Metcalf & Eddy, Inc. (1996). *Ingeniería de Aguas Residuales: Tratamiento, vertido y reutilización*. México, D.F.: Mc Graw Hill.

28. Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG). (1995). *PROCIG*. Recuperado el 10 de Septiembre de 2011, de Central American Geographic Information Project: <http://www.procig.org/reunion-ctg/documentos/costa-rica/procig-final/La%20capacidad%20de%20Uso%20de%20las%20Tierras%20de%20Costa%20Rica.pdf>
29. Navarro, J. (2001). *Caracterización de las Aguas Residuales, Gran Área Metropolitana de San José Año 2000: Épocas Seca y Lluviosa*. Informe Técnico, Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA), Unidad de Conseción de Obras con Servicio Público, San José.
30. Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO). (2000). *Estudio integral preliminar de amenazas naturales en la cuenca del río Turrialba, cantón Turrialba, República de*. Turrialba.
31. Percy, D., & Lucke, O. (2007). Comentario sobre Willam M. Gabb: Legado y contribuciones inéditas y olvidadas. *Revista Geológica de América Central* (37), 94.
32. Pérez, E. (21 de Marzo de 2011). (E. Corrales, Entrevistador)
33. Presidencia de la República, MINAE.-MINSa. (2003). Reglamento de Aprobación y Operación de Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales N°31545-S-MINAE. Costa Rica.
34. Presidencia de la República, MINAE.-MINSa. (2007). Reglamento de Vertido y Reuso de Aguas Residuales N°33601-MINAE-S. Costa Rica.
35. Programa de Investigación en Desarrollo Urbano Sostenible (ProDUS). (2010). *Base Teórica para la elaboración de Planes Reguladores en la Cuenca Media-Alta del Río Reventazón (COMCURE)*. San Pedro, Montes de Oca.
36. Rodríguez, E. (3 de Agosto de 2011). (E. Corrales, Entrevistador)
37. Rolim, S. (2000). *Sistemas de Lagunas de Estabilización*. Colombia: Mc Graw Hill.
38. Salazar, O. (1970). *Monografía de Turrialba: historia general del Cantón de Turrialba desde la conquista hasta nuestros tiempos*. Turrialba: Municipalidad de Turrialba.
39. Sánchez, L. (29 de Abril de 2011). (E. Corrales, Entrevistador)
40. Tapia, A. (2010). *Plan Estratégico de la Unidad de Gestión Ambiental Municipal de Turrialba*. Turriabla.
41. Tchobanoglous, G. (2000). *Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones*. Santa Fé, Colombia: McGraw-Hill.
42. UNESCO. (s.f.). Recuperado el 9 de Noviembre de 2010, de EnviroScope: <http://enviroscope.iges.or.jp/contents/eLearning/waterdemo/factsforall.htm>

43. van Lier, J. B. (2010). Anaerobic Wastewater Treatment. *Delft University of Technology*, (pág. 31). Holanda.
44. Vidal, P. (2010). *Notas de clase* . San Pedro, Montes de Oca.
45. Vidal, P. (30 de Julio de 2010). Gira de campo. Turrialba.
46. Vidal, P., Zamora, L., & Bonilla, J. (6 de Septiembre de 2010). (E. Corrales, Entrevistador)
47. Villegas, J. (6 de Octubre de 2011). Ticos tuvieron menos hijos por temor a crisis económica. *La Nación* .
48. von Sperlin, M. (1996). *Principios do tratamento biológico de águas residuárias*. Belo Horizonte: UFMG.
49. Zúñiga, H. (2 de Mayo de 2011). (E. Corrales, Entrevistador)

ANEXO 1

**Perforaciones con información litológica del distrito de
Turrialba**

| Perforación | Lugar | Composición | Prof. Caract (mbns) | Prof.NF (mbns) |
|--------------------------------|-----------------------|--|---------------------|----------------|
| TQ-4 | CATIE | IND | 0-62 | 0.0 |
| | | Lava brechosa color gris claro, composición andesítica, perm. aparente buena | 62-78 | |
| TQ-8 | CATIE | Lahar con bloques de lava andesítica | 0-18.7 | 0.86 |
| | | Lava alterada | 18.7-27 | |
| | | Lava más compacta y menos alterada | 27-33 | |
| | | Lava alterada | 33-39 | |
| TQ-11 | Las Américas | Aluviones grandes de hasta 25 cm | 0-7 | 2.0 |
| | | Aluviones medianos en matriz arcillosa | 7-18 | |
| | | Gravas con arcilla | 18-21 | |
| | | Lava andesítica de gran dureza | 21-24 | |
| | | Arcillas con pocas gravas | 24-30 | |
| | | Gravas con menos arcillas | 30-34 | |
| | | Arcillas impermeables | 34-41 | |
| | | Gravas medianas con arcillas | 41-47 | |
| TQ15 | Urb. Jorge Debravo | Aluviones grandes de hasta 25 cm | 0-21 | 0.0 |
| | | Aluviones medianos en matriz arcillosa | 21-71 | |
| TQ-16 | Hda. El Coyol | Suelo limo-arcilloso | 0-3 | 0.0 |
| | | Aluvión en matriz areno-arcillosa de alta permeabilidad | 0-13 | |
| | | | 13-18 | |
| | | Aluvión de alta permeabilidad | 18-31 | |
| | | Nivel arcilloso con poca arena | 31-36 | |
| Aluvión de alta permeabilidad. | 36-49 | | | |
| TQ-21 | Hospital de Turrialba | Suelos arcillosos | 0-24 | 104.5 |
| | | Lavas andesíticas | 24-31 | |
| | | Tobas y aglomerados | 31-58 | |
| | | Lavas basálticas | 58-63 | |
| | | Tobas | 63-67 | |
| | | Lavas andesíticas | 67-71 | |
| | | Piroclastos sueltos | 71-82 | |
| | | Flujos lavicos | 82-92 | |
| | | Tobas aglomeraticos | 92-113 | |
| | | Lavas densas | 113-147 | |
| Tobas | 147-150 | | | |

Fuente: Servicio Nacional de Aguas Subterráneas, Riego y Avenamiento (SENARA, 2011)

ANEXO 2

Localidades del país con zonas de vida similares a las del distrito de Turrialba.

| Provincia | Cantón | Distrito | Ciudad/Poblado | Temperatura prom | Dotación Domiciliar (l/p/d) | | | | | | |
|----------------|----------------------|-----------------|------------------------|------------------|-----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | | | | 2002 | 2005 | 2010 | 2015 | 2020 | 2025 | |
| San Jose | Puriscal | Santiago | Carit | 22-24 | 193,48 | 194,48 | 195,48 | 196,48 | 197,48 | 198,48 | |
| | | San Rafael | Punta de Lanza | | | | | | | | 22-24 |
| | | | San Rafael Abajo | | | | | | | | 22-24 |
| | | | San Rafael | | | | | | | | 22-24 |
| | | | Foralia | | | | | | | | 24-26 |
| | | Desamparaditos | Desamparaditos | | | | | | | | 22-24 |
| | Grifo Alto | Cacao | | 24-26 | | | | | | | |
| | Mora | Tabarcia | Angeles | | 22-24 | 205,31 | 206,31 | 207,31 | 208,31 | 209,31 | 210,31 |
| | | | Tabarcia | | 22-24 | | | | | | |
| | | | Llano Grande | | 22-24 | | | | | | |
| | | | Piedras Negras | Dantas | | | | | | | |
| | | Colón | Hda El Rodeo | | 22-24 | | | | | | |
| | | | Colón | | 22-24 | | | | | | |
| | Perez Zeledón | Barú | Florida | | 24-26 | 204,48 | 205,48 | 206,48 | 207,48 | 208,48 | 209,48 |
| | | | Tumbas | | 22-24 | | | | | | |
| | | | Tinamastes | | 22-24 | | | | | | |
| | | | Alfombra | | 22-24 | | | | | | |
| | | | Ceniza | | 22-24 | | | | | | |
| | | | San Isidro del General | Bocana | | | | | | | |
| | | Angostura | | | 22-24 | | | | | | |
| | | Quebrada Honda | | | 22-24 | | | | | | |
| | | Repunta | | | 22-24 | | | | | | |
| | | Daniel Flores | Juntas | | 24-26 | | | | | | |
| | | | Reyes | | 24-26 | | | | | | |
| | | Platanares | Río Grande | | 24-26 | | | | | | |
| | | | Desamparados | | 22-24 | | | | | | |
| | | | Pejibaye | Veracruz | | | | | | | |
| Guadalupe | | | | | 24-26 | | | | | | |
| Cruces | | | | | 24-26 | | | | | | |
| Zapote | | | | | 24-26 | | | | | | |
| Moctezuma | | | | 24-26 | | | | | | | |
| Gibre | | 24-26 | | | | | | | | | |
| Alajuela | San Ramón | Peñas Blancas | Pocosol | 20-22 | 184,4 | 183,33 | 184,33 | 185,33 | 186,33 | 187,33 | |
| | | Angeles | San Lorenzo | | | | | | | | 20-22 |
| | | | Rocas | | | | | | | | 22-24 |
| | | | San Jorge | | | | | | | | 22-24 |
| | Atenas | Jesús | Los Criques | | 22-24 | 206,42 | 207,42 | 208,42 | 209,42 | 210,42 | 211,42 |
| | | | Barroeta | | 24-26 | | | | | | |
| | | Mercedes | Alto del Monte | | 22-24 | | | | | | |
| | | | Guacalillo | | 24-26 | | | | | | |
| | | Santa Eulalia | Mercedes | | 24-26 | | | | | | |
| | | | Callao | | 22-24 | | | | | | |
| | | | Santa Eulalia | | 24-26 | | | | | | |
| | | | San Isidro | Alto Naranjo | | | | | | | |
| San José | Rincón de San Isidro | | 22-24 | | | | | | | | |
| | San José Sur | | 24-26 | | | | | | | | |
| | Alto López | | 24-26 | | | | | | | | |
| | San José Norte | | 22-24 | | | | | | | | |
| Guanacaste | Liberia | Curubandé | Hacienda Guachepelin | 20-22 | 189,52 | 189,52 | 189,52 | 193,8 | 193,8 | 193,8 | |
| | Tilarán | Tilarán | Tilarán | 22-24 | 201,21 | 202,21 | 203,21 | 204,21 | 205,21 | 206,21 | |
| | | Tierras Morenas | Tierras Morenas | | | | | | | | 22-24 |
| | | | Paraiso | | | | | | | | 22-24 |
| | | Santa Rosa | Sabalito | | | | | | | | 20-22 |
| | | | La Palma | | | | | | | | 22-24 |
| | | | Quebrada Azul | | | | | | | | 24-26 |
| Líbano | Solania | | 22-24 | | | | | | | | |
| Puntarenas | Puntarenas | Guacimal | San Antonio | 20-22 | 234,42 | 234,42 | 234,42 | 234,42 | 234,42 | 234,42 | |
| | Corredores | Corredor | Florida | | 164,28 | 165,28 | 166,28 | 167,28 | 168,28 | 169,28 | |
| | | | Planes | | | | | | | | 24-26 |
| | | | Montezuma | | | | | | | | 24-26 |
| | | | Potrero Grande | Santa Cecilia | | | | | | | |
| | Buenos Aires | Volcán | Cordoncillo | | 22-24 | 168,45 | 169,45 | 170,45 | 171,45 | 172,45 | 173,45 |
| | | | Sabanilla | | 22-24 | | | | | | |
| | | | Pilas | | 24-26 | | | | | | |
| | | | Danta | | 24-26 | | | | | | |
| | | | Colinas | Agua Buena | | | | | | | |
| Maíz de Boruca | | | | 22-24 | | | | | | | |
| Limon | Guacimo | Guácimo | Suerre | 22-24 | 173,59 | 170,73 | 170,73 | 170,73 | 170,73 | 170,73 | |
| | Siquirres | Siquirres | Moravia | | 193,93 | 195,12 | 195,12 | 195,12 | 195,12 | 195,12 | |
| | | | Guayacán | | | | | | | | 20-22 |
| | | | Túnel | | | | | | | | 22-24 |
| | | | Linda Vista | | | | | | | | 20-22 |

| Provincia | Cantón | Distrito | Ciudad/Poblado | Temperatura prom | Dotación No domiciliar (l/p/d) | | | | | | |
|-------------|----------------|-----------------|------------------------|------------------|--------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| | | | | | 2002 | 2005 | 2010 | 2015 | 2020 | 2025 | |
| San Jose | Puriscal | Santiago | Carit | 22-24 | 40,68 | 40,68 | 40,68 | 40,68 | 40,68 | 40,68 | |
| | | San Rafael | Punta de Lanza | | | | | | | | 22-24 |
| | | | San Rafael Abajo | | | | | | | | 22-24 |
| | | | San Rafael | | | | | | | | 22-24 |
| | | | Foralia | | | | | | | | 24-26 |
| | | Desamparaditos | Desamparaditos | | | | | | | | 22-24 |
| | Grifo Alto | Cacao | | 24-26 | | | | | | | |
| | Mora | Tabarcia | Angeles | | 22-24 | 25,21 | 25,21 | 25,21 | 25,21 | 25,21 | 25,21 |
| | | | Tabarcia | | 22-24 | | | | | | |
| | | Picagres | Llano Grande | | 22-24 | | | | | | |
| | | Piedras Negras | Dantas | | 24-26 | | | | | | |
| | | Colón | Hda El Rodeo | | 22-24 | | | | | | |
| | | | Colón | | 22-24 | | | | | | |
| | Perez Zeledón | Barú | Florida | | 24-26 | 41,48 | 41,48 | 41,48 | 41,48 | 41,48 | 41,48 |
| | | | Tumbas | | 22-24 | | | | | | |
| | | | Tinamastes | | 22-24 | | | | | | |
| | | | Alfombra | | 22-24 | | | | | | |
| | | | Ceniza | | 22-24 | | | | | | |
| | | | San Isidro del General | Bocana | | | | | | | |
| | | Daniel Flores | Angostura | | 22-24 | | | | | | |
| | | | Quebrada Honda | | 22-24 | | | | | | |
| | | | Repunta | | 22-24 | | | | | | |
| | | | Juntas | | 24-26 | | | | | | |
| | | | Reyes | | 24-26 | | | | | | |
| Platanares | | | Río Grande | | 24-26 | | | | | | |
| Pejibaye | | Desamparados | | 22-24 | | | | | | | |
| | | Veracruz | | 24-26 | | | | | | | |
| | | Guadalupe | | 24-26 | | | | | | | |
| | | Cruces | | 24-26 | | | | | | | |
| | | Zapote | | 24-26 | | | | | | | |
| | | Moctezuma | | 24-26 | | | | | | | |
| Alajuela | San Ramón | Peñas Blancas | Pocosol | 20-22 | 22,48 | 22,35 | 22,35 | 22,35 | 22,35 | 22,35 | |
| | | Angeles | San Lorenzo | | | | | | | | 20-22 |
| | | | Rocas | | | | | | | | 22-24 |
| | | | San Jorge | | | | | | | | 22-24 |
| | Atenas | Jesús | Los Criques | | 22-24 | 21,52 | 21,52 | 21,52 | 21,52 | 21,52 | 21,52 |
| | | | Barroeta | | 24-26 | | | | | | |
| | | Mercedes | Alto del Monte | | 22-24 | | | | | | |
| | | | Guacalillo | | 24-26 | | | | | | |
| | | Santa Eulalia | Callao | | 22-24 | | | | | | |
| | | San Isidro | Santa Eulalia | | 24-26 | | | | | | |
| | | San José | Alto Naranjo | | 22-24 | | | | | | |
| | | | Rincón de San Isidro | | 22-24 | | | | | | |
| San José | San José Sur | | 24-26 | | | | | | | | |
| | Alto López | | 24-26 | | | | | | | | |
| | San José Norte | | 22-24 | | | | | | | | |
| Guanacaste | Liberia | Curubandé | Hacienda Guachepelin | 20-22 | 31,78 | 31,78 | 31,78 | 32,49 | 32,49 | 32,49 | |
| | Tilarán | Tilarán | Tilarán | 22-24 | 38,54 | 38,54 | 38,54 | 38,54 | 38,54 | 38,54 | |
| | | Tierras Morenas | Tierras Morenas | | | | | | | | 22-24 |
| | | | Paraiso | | | | | | | | 22-24 |
| | | Sabalito | | 20-22 | | | | | | | |
| | | Santa Rosa | La Palma | | | | | | | | 22-24 |
| Líbano | Quebrada Azul | | 24-26 | | | | | | | | |
| Puntarenas | Puntarenas | Guacimal | San Antonio | 20-22 | 119,36 | 119,36 | 119,36 | 119,36 | 119,36 | 119,36 | |
| | Corredores | Corredor | Florida | | 45,25 | 45,25 | 45,25 | 45,25 | 45,25 | 45,25 | |
| | | | Planes | | | | | | | | 24-26 |
| | | | Montezuma | | | | | | | | 24-26 |
| | Buenos Aires | Potrero Grande | Santa Cecilia | | 24-26 | 27,78 | 27,78 | 27,78 | 27,78 | 27,78 | 27,78 |
| | | Volcán | Cordoncillo | | 22-24 | | | | | | |
| | | | Sabanilla | | 22-24 | | | | | | |
| | | Pilas | Danta | | 24-26 | | | | | | |
| | Colinas | | Agua Buena | | 22-24 | | | | | | |
| | | | Maíz de Boruca | | 22-24 | | | | | | |
| Limon | Guacimo | Guácimo | Suerre | 22-24 | 34,77 | 34,2 | 34,2 | 34,2 | 34,2 | 34,2 | |
| | Siquirres | Siquirres | Moravia | | 40,852 | 40,77 | 40,77 | 40,77 | 40,77 | 40,77 | |
| | | | Guayacán | | | | | | | | 20-22 |
| | | | Túnel | | | | | | | | 22-24 |
| Linda Vista | | 20-22 | | | | | | | | | |

ANEXO 3

**Resultados de campañas de muestreo: entrada de PTAR El
Mora**



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA

Centro de Investigación en
Contaminación Ambiental



Laboratorio de Calidad de Aguas
REPORTE DE ANÁLISIS LCA-0217-2010

Solicitante: Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica
Solicitado por: Sr. Emilio Corrales Chacon
Teléfono / Fax: 8833-9835 / ND
Dirección del cliente: Ciudad Universitaria Rodrigo Facio
Cotización No.: COT-0566-2010
Muestreado por: Interesado
Número de muestras: una
Fecha del muestreo: 18 de Noviembre de 2010
Fecha de ingreso al laboratorio: 19 de Noviembre de 2010
Fecha de emisión del reporte: 14 de Diciembre de 2010



| Resultados | | |
|---|----------------------|-------------|
| Análisis | Unidad | Muestra 1 |
| Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO _{5,20})* | mg O ₂ /L | 102,2 ± 1,3 |
| Demanda Química de Oxígeno (DQO)* | mg O ₂ /L | 163 ± 17 |
| Grasas y Aceites* | mg/L | < 8,0 |
| Sustancias Activas al Azul de Metileno (SAAM)* | mg/L | 9,08 ± 0,56 |

* Ensayo acreditado ante ECA. Ver alcance en www.eca.or.cr

NOTAS:

- Los resultados de este informe son exclusivos para el análisis realizado a la **Muestra LCA-0217-2010 (1)** de agua residual tomada a la entrada de la planta de tratamiento El Mora.
- La **Muestra LCA-0217-2010 (1)** es una muestra compuesta tomada por cuatro submuestras.
- Las incertidumbres corresponden a incertidumbres expandidas con un factor de cobertura de 2 (k=2), lo cual da un nivel de confianza del 95%.
- Métodos de Análisis Químico Ambientales (MAQA) realizados de acuerdo con: American Public Health Association, American Water Works Association, Water Environment Federation. "Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater". 21^a. Edición. 2005.

| | | | |
|-----|------------|------------------|------------|
| DBO | MAQA-10/10 | Grasas y Aceites | MAQA-2/13 |
| DQO | MAQA-12/10 | SAAM | MAQA-26/05 |

- Documento confidencial para uso de **Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica**. No puede reproducirse parcialmente sin autorización del Laboratorio.
- Ver notas adicionales en Adenda al Reporte de Análisis LCA-0217-2010.
- Las muestras a que se refiere este reporte se mantendrán en custodia por 15 días naturales luego de la emisión de este informe. Concluido este período se desecharán.
- No se realizó la medición de caudal debido a que las condiciones en la infraestructura no eran apropiadas.
----- Última línea -----

Unidad de Aseguramiento de Calidad

Lic. Wilson Beita Sandi
Laboratorio de Calidad de Aguas

ANEXO 4

Resultados de análisis físico químicos realizados por el Laboratorio Nacional de Aguas del AyA, para caracterizar las aguas residuales de las lagunas de estabilización de Pérez Zeledón

| Parámetro | Afluyente | Efluente | Afluyente | Efluente | Afluyente | Efluente | Afluyente | Efluente | Afluyente | Efluente |
|--|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| | 19/02/2008 | 19/02/2008 | 22/04/2008 | 22/04/2008 | 29/04/2008 | 29/04/2008 | 05/05/2008 | 05/05/2008 | 09/09/2009 | 09/09/2009 |
| Coliformes fecales (NMP/100 mL) | 13 E 6 | 3,3 E 6 | 33 E 6 | 1,3 E 6 | | | | | 13 E 6 | 3,5 E 6 |
| Conductividad (µS/cm) | 609 | 605 | 632 | 544 | 625 | 575 | 636 | 510 | 300 | 264 |
| DBO disuelto (mg/L) | | | 150 | 107 | 145 | 80 | | | 126 | 71 |
| DBO total (mg/L) | 331 | 286 | 474 | 147 | 426 | 120 | 371 | 115 | 238 | 119 |
| DQO disuelto (mg/L) | | | 397 | 168 | 326 | 186 | | | 205 | 138 |
| DQO total (mg/L) | 620 | 580 | 561 | 299 | 782 | 413 | 586 | 357 | 397 | 276 |
| Fósforo total (mg/L) | 12 | 8 | | | | | | | 7,3 | 7,3 |
| Grasa y aceites (mg/L) | 15 | 5 | 24 | 3 | 22 | 2 | 11 | 2,8 | 23 | 16 |
| Nitrógeno amoniacal (mg/L) | 33 | 31 | | | | | | | 16 | 19 |
| Nitrógeno Kjeldahl total (mg/L) | 53 | 51 | | | | | | | 23 | 29 |
| Nitrógeno orgánico (mg/L) | 20 | 20 | | | | | | | 7 | 10 |
| Oxígeno disuelto (mg/L) | | 0,2 | | 6,06 | | 0,2 | | 0,27 | | 1,3 |
| Potencial de hidrógeno pH | 7,05 | 7,37 | 7,25 | 8,1 | 7,45 | 7,57 | 7,27 | 7,15 | 7,08 | 7,22 |
| Salmonella spp | A | A | A | A | | | | | A | A |
| Sólidos disueltos totales SDT (mg/L) | 411 | 425 | 414 | 236 | 325 | 162 | 502 | 431 | 359 | 358 |
| Sólidos suspendidos sedimentables (mL/L/h) | 5 | 1,5 | 3 | 0,2 | 4 | | 4 | 0 | 2 | |
| Sólidos suspendidos totales SST (mg/L) | 300 | 271 | 426 | 358 | 451 | 308 | 221 | 120 | 176 | 112 |
| Sólidos totales STT (mg/L) | 711 | 696 | 840 | 594 | 776 | 470 | 723 | 551 | 535 | 470 |
| Sustancias activas azul metileno (mg/L) | 14 | 5,7 | 6,83 | 2,17 | 19,8 | 9,4 | 14,1 | 1,3 | 11 | 9,2 |
| Temperatura agua (°C) | 26,4 | 26,7 | 26 | 28 | 26,7 | 27,9 | 23 | 23 | 27 | 25,8 |
| Temperatura ambiente (°C) | 25,5 | 25,7 | 30 | 30 | 28,9 | 28,9 | 24 | 24 | 26,5 | 26,5 |
| Carbón orgánico total (mg/L) | | | | | | | | | 148 | 63 |

Fuente: Lotz, 2010.

A: Ausencia

NMP/100 mL: número más probable en 100 mL.

ANEXO 5

**Evaluación de las características cualitativas y cuantitativas
de cada sistema considerado**

| Sistema de tratamiento | Eficiencia de remoción (%) | | | Economía | | | | | Capacidad de resistencia a variaciones | | | Confiabilidad | Simplicidad de op. y mant. | Efecto de factores externos | | Posibles problemas ambientales | | | |
|--------------------------------|----------------------------|------------|------------|------------|---------|------------|-------------|---------------|--|------------|-----------|---------------|----------------------------|-----------------------------|-------|--------------------------------|--------|-----------|----------------------|
| | | | | Requisitos | | Costos | | Generación | Caudal | Carga org. | Toxicidad | | | Clima | Suelo | Malos olores | Ruidos | Aerosoles | Insectos y lombrices |
| | DBO | Nutrientes | Coliformes | Área | Energía | Implement. | Op .y Mant. | Sub-productos | | | | | | | | | | | |
| L. Facultativa | 3 | 2 | 3 | 1 | 5 | 3 | 5 | 5 | 4 | 4 | 3 | 4 | 5 | 2 | 3 | 3 | 5 | 5 | 1 |
| L. Anaerobia-Facultativa | 3 | 2 | 3 | 2 | 5 | 4 | 5 | 5 | 4 | 4 | 3 | 4 | 5 | 2 | 3 | 1 | 5 | 5 | 1 |
| L. Aireada-Facultativa | 3 | 2 | 3 | 2 | 3 | 3 | 4 | 5 | 4 | 4 | 3 | 4 | 4 | 3 | 3 | 4 | 1 | 1 | 3 |
| L. Mezcla completa-Decantación | 3 | 2 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 4 | 3 | 3 | 3 | 3 | 4 | 3 | 1 | 1 | 1 |
| LA. Convencional | 4 | 3 | 2 | 4 | 2 | 1 | 2 | 1 | 3 | 3 | 2 | 4 | 1 | 3 | 4 | 4 | 1 | 1 / 5 | 4 |
| LA. Aireación prolongada | 5 | 3 | 2 | 4 | 1 | 2 | 1 | 2 | 4 | 4 | 3 | 5 | 2 | 4 | 5 | 5 | 1 | 1 / 5 | 4 |
| LA. Flujo intermitente | 4 | 3 | 2 | 4 | 1 / 2 | 1 | 1 | 4 | 4 | 4 | 3 | 4 | 3 | 4 | 5 | 3 | 1 | 1 / 5 | 4 |
| F. Biológico (baja carga) | 4 | 3 | 2 | 3 | 4 | 1 | 3 | 2 | 3 | 2 | 2 | 4 | 3 | 2 | 5 | 4 | 4 | 5 | 1 |
| F. Biológico (alta carga) | 4 | 2 | 2 | 4 | 3 | 2 | 3 | 1 | 4 | 3 | 3 | 4 | 3 | 2 | 5 | 4 | 4 | 4 | 3 |
| Biodisco | 4 | 2 | 2 | 4 | 3 | 1 | 3 | 1 | 3 | 3 | 2 | 3 | 3 | 2 | 5 | 4 | 4 | 5 | 3 |
| R.A.F.A | 3 | 1 | 2 | 5 | 5 | 4 | 5 | 4 | 2 | 2 | 2 | 3 | 4 | 2 | 4 | 2 | - | - | 4 |
| Tanque Inhoff - F.A.F.A | 3 | 1 | 2 | 5 | 5 | 4 | 5 | 4 | 3 | 3 | 2 | 3 | 4 | 2 | 3 | 2 | - | - | 4 |
| I. Lenta | 5 | 4 | 4 | 1 | 5 | 3 | 5 | 5 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 1 | 1 | 5 | 1 / 5 | 1 |
| I. Rápida | 5 | 4 | 4 | 2 | 5 | 4 | 5 | 5 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 1 | 1 | 5 | 5 | 1 |
| I. Subsuperficial | 5 | 4 | 4 | 2 | 5 | 4 | 5 | 5 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 1 | 4 | 5 | 5 | 4 |
| I. Escurrimiento | 5 | 3 | 3 | 2 | 5 | 4 | 5 | 5 | 4 | 4 | 3 | 4 | 5 | 4 | 2 | 1 | 5 | 1 / 5 | 1 |

Fuente: Adaptado de Von Sperling, 1996

| Escala | Aspecto |
|--------|-------------------------------|
| 5 | Muy favorable |
| 4 | Favorable |
| 3 | Moderado |
| 2 | Malo |
| 1 | Muy malo |
| # / # | Efecto variable ^{1/} |
| 0 | Efecto nulo |

^{1/} El efecto varía según el tipo de unidad, equipo y modalidad del proyecto.

ANEXO 6

**Características típicas de los diferentes sistemas de
tratamiento evaluados.**

| Sistema de tratamiento | | Eficiencia de remoción (%) | | | | | | | | Requisitos | | | | Costos de implementación (US\$/hab) | | TRH | | Lodo generado (m ³ /hab-año) | |
|--------------------------|-----------------------------|----------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|------------|------|----------------------------|------|------------------|-----|-------------------------------------|-----|-----|-----|---|-----|
| | | DBO | | N | | P | | Coliformes | | Area (m ² /hab) | | Potencia (W/hab) | | | | | | | |
| | | Mín | Máx | Mín | Máx | Mín | Máx | Mín | Máx | Mín | Máx | Mín | Máx | Mín | Máx | Mín | Máx | Mín | Máx |
| Lagunas | Facultativa | 70 | 85 | 30 | 50 | 20 | 60 | 60 | 99 | 2 | 5 | - | - | 10 | 30 | 15 | 30 | - | - |
| | Anaerobia-Facultativa | 70 | 90 | 30 | 50 | 20 | 60 | 60 | 99.9 | 1.5 | 3.5 | - | - | 10 | 25 | 12 | 24 | - | - |
| | Aireada-Facultativa | 70 | 90 | 30 | 50 | 20 | 60 | 60 | 96 | 0.25 | 0.5 | 1 | 1.7 | 10 | 25 | 5 | 10 | - | - |
| | Mezcla completa-Decantación | 70 | 90 | 30 | 50 | 20 | 60 | 60 | 99 | 0.2 | 0.5 | 1 | 1.7 | 10 | 25 | 4 | 7 | - | - |
| Lodos Activados | Convencional | 85 | 93 | 30 | 40 | 30 | 45 | 60 | 90 | 0.2 | 0.3 | 1.5 | 2.8 | 60 | 120 | 0.4 | 0.6 | 1.1 | 1.5 |
| | Aireación prolongada | 93 | 98 | 15 | 30 | 10 | 20 | 65 | 90 | 0.25 | 0.35 | 2.5 | 4 | 40 | 80 | 0.8 | 1.2 | 0.7 | 1.2 |
| | Flujo intermitente | 85 | 95 | 30 | 40 | 30 | 45 | 60 | 90 | 0.2 | 0.3 | 1.5 | 4 | 50 | 80 | 0.4 | 1.2 | 0.7 | 1.5 |
| Filtros | Biológico (baja carga) | 85 | 93 | 30 | 40 | 30 | 45 | 60 | 90 | 0.5 | 0.7 | 0.2 | 0.6 | 50 | 90 | NA | NA | 0.4 | 0.6 |
| | Biológico (alta carga) | 80 | 90 | 30 | 40 | 30 | 45 | 60 | 90 | 0.3 | 0.45 | 0.5 | 1 | 40 | 70 | NA | NA | 1.1 | 1.5 |
| | Biodisco | 85 | 93 | 30 | 40 | 30 | 45 | 60 | 90 | 0.15 | 0.25 | 0.7 | 1.6 | 70 | 120 | 0.2 | 0.3 | 0.7 | 1 |
| Reactores Anaerobios | R.A.F.A | 60 | 80 | 10 | 25 | 10 | 20 | 60 | 90 | 0.05 | 0.1 | - | - | 20 | 40 | 0.3 | 0.5 | 0.07 | 0.1 |
| | Tanque Inhoff - F.A.F.A | 70 | 90 | 10 | 25 | 10 | 20 | 60 | 90 | 0.2 | 0.4 | - | - | 30 | 80 | 1 | 2 | 0.07 | 0.1 |
| Infiltración en el suelo | Lenta | 94 | 99 | 65 | 95 | 75 | 99 | 99.1 | 99.9 | 10 | 50 | - | - | 10 | 20 | NA | NA | - | - |
| | Rápida | 86 | 98 | 10 | 80 | 30 | 99 | 99.1 | 99.9 | 1 | 6 | - | - | 5 | 15 | NA | NA | - | - |
| | Subsuperficial | 90 | 98 | 10 | 40 | 85 | 95 | 99.1 | 99.9 | 1 | 5 | - | - | 5 | 15 | NA | NA | - | - |
| | Escurrimiento | 85 | 95 | 10 | 80 | 20 | 50 | 91 | 99.9 | 1 | 6 | - | - | 5 | 15 | NA | NA | - | - |

Fuente: von Sperling, 1996

ANEXO 7

Memoria de cálculo y procedimiento para determinar las dimensiones de las diferentes unidades de tratamiento

Diseño: Rejillas de desbaste

Caudales de diseño

| | | |
|--------------------|--------|-------------------|
| Q _{min} = | 0,0327 | m ³ /s |
| Q _{med} = | 0,0413 | m ³ /s |
| Q _{max} = | 0,0558 | m ³ /s |

Altura de lámina de agua inicial

| | | |
|--------------------|--------|---|
| H _{min} = | 0,1004 | m |
| H _{med} = | 0,1148 | m |
| H _{max} = | 0,1392 | m |

Los cuadros siguientes son valores utilizados y recomendados para el diseño de las rejillas.

| Velocidad escurrimiento (V _e) (m/s) | Recomendado | | | Máx |
|---|-------------|------|------|-----|
| | Mín | Prom | Máx | |
| | 0,48 | 0,6 | 0,72 | 1,2 |

Fuente: Rolim, S. 2000

| Espesor barras (t) (in) | Espesor barras (t) (mm) | Eficiencia (Ef) | | | |
|-------------------------------|----------------------------|------------------------|-------|-------|-------|
| | | Espaciamiento "a" (mm) | | | |
| | | 20 | 25 | 30 | 40 |
| 1/4 | 6 | 0,769 | 0,806 | 0,833 | 0,870 |
| 5/16 | 8 | 0,714 | 0,758 | 0,789 | 0,833 |
| 3/8 | 10 | 0,667 | 0,714 | 0,750 | 0,800 |
| 7/16 | 11 | 0,645 | 0,694 | 0,732 | 0,784 |
| 4/8 | 12,7 | 0,612 | 0,663 | 0,703 | 0,759 |
| 1/2 | 13 | 0,606 | 0,658 | 0,698 | 0,755 |

Fuente: Rolim, S. 2000

El área que ocupa el canal de las rejillas debe de ser tal que la velocidad de flujo entre barras no supere la velocidad escurrimiento de 0,6 m/s, además debe incluir el ancho de las varillas y así como el espaciamiento entre ellas.

El área útil de escurrimiento obtenida

$$A_{u1} = Q_{m\acute{a}x} / V_e$$

$$A_{u1} = 0,093 \quad m^2$$

Se utilizaron varillas N°4 @ 40mm

$$a = 40$$

$$t = 12,7$$

$$Ef = a/(a+t)$$

$$Ef = 0,759$$

El ancho total del canal ocupado por las rejillas es por lo tanto

$$A_{total} = A_{u1} / Ef$$

$$A_{total} = 0,123 \quad m^2$$

El ancho del canal será:

$$B = A_{total} / H_{m\acute{a}x} \quad H_{m\acute{a}x} = 0,2054 \text{ m (altura máxima de lámina de agua ver C. Parshall)}$$

$$B = 0,596 \quad m$$

$$B'_{correctado} = 0,6 \quad m$$

Al verificar la velocidad de escurrimiento entre las barras, se debe de comprobar que esta no sobrepasa la velocidad recomendada (0,6 m/s)

| Q (m ³ /s) | H (m) | Z* (m) | H-Z (m) | A _{total} =B·(H-Z) (m ²) | A _{u1} | V _e =Q/A _{u1} (m/s) | |
|-----------------------|-------|--------|---------|---|-----------------|---|-------|
| 0,033 | 0,212 | 0,0910 | 0,1206 | 0,07 | 0,0549 | 0,596 | => OK |
| 0,041 | 0,245 | 0,0910 | 0,1541 | 0,09 | 0,0702 | 0,589 | => OK |
| 0,056 | 0,296 | 0,0910 | 0,2054 | 0,12 | 0,0936 | 0,596 | => OK |

* Resalto dado a la canaleta Parshall (ver diseño C. Parshall)

El largo del canal debe de permitir que el TRH sea igual a 3 s, por lo tanto se tiene

$$L = Q_{m\acute{a}x} \cdot TRH / A_{total}$$

$$L_{canal} = 1,37 \quad m$$

$$L'_{canal \text{ corregido}} = 1,4 \quad m$$

La longitud del canal de transición desde el emisario sera de

$$L_{trans} = (B_{rejillas} - \Phi_{emisario}) / (2 \cdot \tan \alpha)$$

$$\alpha_{transición} = 12 \quad ^\circ$$

$$L_{transición} = 1,08$$

Es necesario calcular las pérdidas de carga hidráulica generada por dos elementos: barras y desechos que ocupan el área de las rejillas, por lo tanto

$$h_f = (1/0,7) \cdot ((V^2 - v^2)/2 \cdot g)$$

$$v = V_e \text{ recomendada} \cdot Ef$$

1) Para cuando no hay material obstruyendo => V_e = 0,6 m/s

$$h_{f1} = 0,011 \quad m$$

2) Para cuando la rejillas está 50% obstruida => V_e' = 2V_e = 1,2 m/s

$$h_{f2} = 0,090 \quad m$$

Las dimensiones del canal del By-pass se determinaron por medio de la ecuación de Manning

$$Q = AR^{2/3} / (n \cdot S^{1/2})$$

El canal rectangular sera rectangular y revestido con concreto

$$n_{concreto} = 0,013$$

$$S_{\text{adoptada}} = 0,001$$

Con el criterio de sección optima rectangular se tiene que

$$A_{\text{optimo}} = 2 \cdot (h_{\text{BP máx}})^2$$

$$P_{\text{optimo}} = 4 \cdot h_{\text{BP máx}}$$

Sustituyendo en Manning y resolviendo para $h_{\text{BP máx}}$ se obtiene

$$h_{\text{BP máx}} = 0,223 \quad \text{m}$$

$$h'_{\text{BP máx}} = 0,25 \quad \text{m}$$

$$b'_{\text{BP máx}} = 0,5 \quad \text{m}$$

Se adopta un borde libre para el canal de rejillas de

$$h_{\text{BL rejillas}} = 0,3 \quad \text{m}$$

La altura total del canal será de

$$h_{\text{total}} = h_{\text{BL rejillas}} + h'_{\text{BP máx}} + H$$

$$h_{\text{total}} = 0,85 \quad \text{m}$$

$$h'_{\text{total}} = 1,00 \quad \text{m}$$

La longitud horizontal de las rejillas será de

$$Ch_{\text{horizontal}} = 45 \quad \text{°}$$

$$L_{\text{horizontal rejillas}} = 1 \quad \text{m}$$

La longitud total del canal de desbaste sera de

$$L_{\text{total canal rejillas}} = 3,48 \quad \text{m}$$

Detalle de elevaciones de lámina de aguas

Los niveles de agua en el emisario de llegada son

$$N_{\text{balsa}} = 606,9561 \quad \text{msnm}$$

$$N_{\text{max}} = 607,0953 \quad \text{msnm}$$

$$N_{\text{med}} = 607,0709 \quad \text{msnm}$$

$$N_{\text{min}} = 607,0565 \quad \text{msnm}$$

Nivel debajo de la rejilla

$$N_{\text{1 máx}} = 607,006 \quad \text{msnm}$$

$$N_{\text{canal}} = 606,800 \quad \text{msnm}$$

$$N_{\text{med}} = 606,954 \quad \text{msnm}$$

$$N_{\text{min}} = 606,921 \quad \text{msnm}$$

La altura de la caída de fondo del canal de rejillas desde el emisario será de

$$h_{\text{caída}} = 0,156 \quad \text{m}$$

Diseño: Canaleta Parshall 1

Caudal de diseño

$$\begin{aligned} Q_{\min} &= 0,0327 \quad \text{m}^3/\text{s} \\ Q_{\text{med}} &= 0,0413 \quad \text{m}^3/\text{s} \\ Q_{\max} &= 0,0558 \quad \text{m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

El ancho de canal y los parámetros n y K se determinan a partir de la capacidad requerida para recibir el caudal máximo de diseño en el canal

| W | | Capacidad (l/s) | | n | K |
|-------|-------|-----------------|--------|--------|-------|
| cm | m | min | max | | |
| 7,6 | 0,076 | 0,85 | 53,8 | 1,547 | 0,176 |
| 15,2 | 0,152 | 1,52 | 110,4 | 1,58 | 0,381 |
| 22,9 | 0,229 | 2,55 | 251,9 | 1,53 | 0,535 |
| 30,5 | 0,305 | 3,11 | 455,6 | 0,1522 | 0,69 |
| 45,7 | 0,457 | 4,25 | 696,2 | 1,538 | 1,054 |
| 61 | 0,61 | 11,89 | 936,7 | 1,55 | 1,426 |
| 91,5 | 0,915 | 17,26 | 1426,3 | 1,556 | 2,182 |
| 122 | 1,22 | 36,79 | 1921,5 | 1,578 | 2,935 |
| 152,5 | 1,525 | 62,8 | 2422 | 1,587 | 3,728 |
| 183 | 1,83 | 74,4 | 2929 | 1,595 | 4,515 |
| 213,5 | 2,135 | 115,4 | 3440 | 1,601 | 5,306 |
| 244 | 2,44 | 130,7 | 3950 | 1,606 | 6,101 |
| 305 | 3,05 | 200 | 5660 | - | - |

Por lo tanto el ancho máximo requerido será de

$$\begin{aligned} W &= 0,152 \quad \text{m} \\ n &= 1,58 \\ K &= 0,381 \end{aligned}$$

La altura de la lámina de agua para cada caudal

$$H_t = \left(\frac{Q_t}{K} \right)^{4/3}$$

| | | | | | |
|--------------------|--------|-----------------------|--------------------|-------|---|
| $Q_{\min} =$ | 0,0327 | m^3/s | $H_{\min} =$ | 0,212 | m |
| $Q_{\text{med}} =$ | 0,0413 | m^3/s | $H_{\text{med}} =$ | 0,245 | m |
| $Q_{\max} =$ | 0,0558 | m^3/s | $H_{\max} =$ | 0,296 | m |

El resalto hidráulico dado a la canaleta se obtiene por medio de

$$Z = \frac{Q_{\max} H_{\min} - Q_{\min} H_{\max}}{Q_{\max} - Q_{\min}}$$

$$Z = 0,091 \quad \text{m}$$

Las dimensiones de la canaleta se obtienen a partir de medidas estandarizadas a partir del ancho obtenido

| | | |
|--------|-------|----|
| A = | 62,1 | cm |
| 2A/3 = | 41,40 | cm |
| B = | 61 | cm |
| C = | 30,5 | cm |
| D = | 40,3 | cm |
| E = | 53,3 | cm |
| F = | 30,5 | cm |
| G = | 45,7 | cm |
| K = | 7,6 | cm |
| N = | 22,9 | cm |

El caudal instantaneo para esta canaleta se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$Q = 0,381 \cdot H_a^{1,58}$$

Diseño: Tanque de homogenización de caudales (THC)

El caudal máximo de diseño es

$$Q_{MD} = 32,3 \quad \text{l/s}$$

$$Q_{MD} = 2794,1 \quad \text{m}^3/\text{d}$$

Suponiendo una distribución de agua residual típica, se tiene

$$Q_h = Q_{MD} \cdot V_h$$

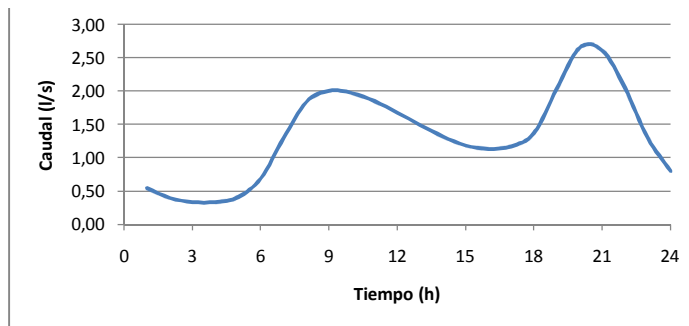
$$V_{prom} = \sum V_{Ah} / 24$$

$$V_{A/D} = V_{ah} - V_{prom}$$

$$V_{acum\ i} = V_{A/D\ i} + V_{acum\ i-1}$$

| Intervalo de tiempo | % variación horaria (V_h) | Caudal prom horario (Q_h) (l/s) | Volumen afluente horario (V_{Ah}) (m^3) | Vol afluente / drenado ($V_{A/D}$) (m^3) | Vol acum (m^3) |
|---------------------|-------------------------------|-------------------------------------|--|---|---------------------------|
| 0-1 | 1,7% | 0,54 | 1,946 | -2,90 | -2,90 |
| 1-2 | 1,2% | 0,39 | 1,415 | -3,44 | -6,34 |
| 2-3 | 1,0% | 0,33 | 1,194 | -3,66 | -10,00 |
| 3-4 | 1,0% | 0,33 | 1,194 | -3,66 | -13,65 |
| 4-5 | 1,3% | 0,41 | 1,460 | -3,39 | -17,04 |
| 5-6 | 2,1% | 0,69 | 2,477 | -2,37 | -19,42 |
| 6-7 | 4,0% | 1,29 | 4,644 | -0,21 | -19,62 |
| 7-8 | 5,7% | 1,83 | 6,591 | 1,74 | -17,88 |
| 8-9 | 6,2% | 2,00 | 7,210 | 2,36 | -15,53 |
| 9-10 | 6,1% | 1,97 | 7,077 | 2,23 | -13,30 |
| 10-11 | 5,7% | 1,84 | 6,635 | 1,78 | -11,52 |
| 11-12 | 5,2% | 1,67 | 6,016 | 1,16 | -10,35 |
| 12-13 | 4,6% | 1,49 | 5,352 | 0,50 | -9,85 |
| 13-14 | 4,1% | 1,31 | 4,733 | -0,12 | -9,97 |
| 14-15 | 3,6% | 1,18 | 4,246 | -0,60 | -10,57 |
| 15-16 | 3,5% | 1,13 | 4,069 | -0,78 | -11,35 |
| 16-17 | 3,6% | 1,17 | 4,202 | -0,65 | -12,00 |
| 17-18 | 4,2% | 1,36 | 4,910 | 0,06 | -11,94 |
| 18-19 | 6,3% | 2,03 | 7,298 | 2,45 | -9,50 |
| 19-20 | 8,2% | 2,64 | 9,510 | 4,66 | -4,84 |
| 20-21 | 8,1% | 2,60 | 9,377 | 4,53 | -0,31 |
| 21-22 | 6,3% | 2,04 | 7,343 | 2,49 | 2,18 |
| 22-23 | 4,0% | 1,29 | 4,644 | -0,21 | 1,98 |
| 23-24 | 2,5% | 0,80 | 2,875 | -1,98 | 0,00 |
| Total | | 32,3 | 116,419 | min | -19,62 |
| Promedio | | 1,35 | 4,851 | max | 2,18 |

La curva de variación horaria de caudal se muestra a continuación



El volumen del tanque para el caudal de aguas residuales ordinarias es

$$V_{\text{THC O}} = V_{\text{acum min}} + V_{\text{acum máx}}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{THC teórico}} &= && 21,81 && \text{m}^3 \\ \text{Factor de seguridad} &= && 1,2 && \text{m}^3 \\ V_{\text{THC O}} &= && 26 && \text{m}^3 \end{aligned}$$

Para determinar el volumen de excedencias producto del caudal de conexiones ilícitas

$$Q_{\text{C.I.}} = 0,023 \quad \text{m}^3/\text{s}$$

El tiempo de la tormenta de diseño es de

$$\begin{aligned} t &= 0,75 && \text{hrs} \\ t_{\text{diseño}} &= 2700 && \text{s} \end{aligned}$$

El volumen del tanque es producto del tiempo de la tormenta y el caudal estimado

$$V_{\text{THC C.I.}} = Q_{\text{C.I.}} \cdot t_{\text{diseño}}$$

$$V_{\text{THC C.I.}} = 63,3 \quad \text{m}^3$$

El volumen total del tanque de homogenización de caudales resulta de la suma de los volúmenes requeridos.

$$V_{\text{THC}} = V_{\text{THC O}} + V_{\text{THC C.I.}}$$

$$\text{Vol}_{\text{THC}} = 89,5 \quad \text{m}^3$$

Se adopta una profundidad de 2 m, por lo tanto el área superficial del tanque es de

$$A = 44,75 \quad \text{m}^2$$

Al suponer que el tanque será de cuadrado se tiene:

$$\begin{aligned} L &= 6,69 && \text{m} \\ B &= 6,69 && \text{m} \end{aligned}$$

En resumen se tiene que las dimensiones del tanque son:

$$\begin{aligned} \text{Vol}_{\text{THC}} &= 89,5 && \text{m}^3 \\ A &= 44,75 && \text{m}^2 \\ H &= 2 && \text{m} \\ L &= 6,69 && \text{m} \\ B &= 6,69 && \text{m} \end{aligned}$$

Diseño: Rejillas de desbaste

Caudales de diseño

| | | |
|--------------------|--------|-----------------------|
| Q_{\min} = | 0,0093 | m^3/s |
| Q_{med} = | 0,0179 | m^3/s |
| Q_{\max} = | 0,0323 | m^3/s |

Los cuadros siguientes son valores utilizados y recomendados para el diseño de las rejillas.

| Velocidad escurrimiento (V_e) (m/s) | Recomendado | | | Máx |
|---|-------------|------|------|-----|
| | Min | Prom | Máx | |
| | 0,48 | 0,6 | 0,72 | 1,2 |

Fuente: Rolim, S. 2000

| Espesor barras (t) (in) | Espesor barras (t) (mm) | Eficiencia (Ef) | | | |
|-------------------------------|-------------------------------|-----------------------|-------|-------|-------|
| | | Espaciamento "a" (mm) | | | |
| | | 20 | 25 | 30 | 40 |
| 1/4 | 6 | 0,769 | 0,806 | 0,833 | 0,870 |
| 5/16 | 8 | 0,714 | 0,758 | 0,789 | 0,833 |
| 3/8 | 10 | 0,667 | 0,714 | 0,750 | 0,800 |
| 7/16 | 11 | 0,645 | 0,694 | 0,732 | 0,784 |
| 4/8 | 12,7 | 0,612 | 0,663 | 0,703 | 0,759 |
| 1/2 | 13 | 0,606 | 0,658 | 0,698 | 0,755 |

Fuente: Rolim, S. 2000

El área que ocupa el canal de las rejillas debe ser tal que la velocidad de flujo entre barras no supere la velocidad escurrimiento de 0,6 m/s, además debe incluir el ancho de las varillas y así como el espaciamento entre ellas.

El área útil de escurrimiento obtenida

$$A_u = Q_{\max} / V_e$$

$$A_{\text{util}} = 0,054 \quad \text{m}^2$$

Se utilizaron varillas N°4 @ 40mm

$$a = 40$$

$$t = 12,7$$

$$Ef = a / (a + t)$$

$$Ef = 0,759$$

El ancho total del canal ocupado por las rejillas es por lo tanto

$$A_{\text{total}} = A_u / Ef$$

$$A_{\text{total}} = 0,071 \quad \text{m}^2$$

El ancho del canal será:

$$B = A_{\text{total}} / H_{\text{máx}} \quad H_{\text{máx}} := 0,26 \text{ m (altura máxima de lámina de agua ver diseño C. Parshall)}$$

$$B = 0,27 \quad \text{m}$$

$$B'_{\text{corregido}} = 0,3 \quad \text{m}$$

Al verificar la velocidad de escurrimiento entre las barras, se debe de comprobar que esta no sobrepasa la velocidad recomendada (0,6 m/s)

| Q (m^3/s) | H (m) | Z (m) * | (H-Z) (m) | $A_{\text{total}} = B(H-Z)$ (m^2) | A_{util} | $V_e = Q / A_{\text{util}}$ (m/s) | |
|-----------------------------|-------|---------|-----------|--|-------------------|-----------------------------------|-------|
| 0,009 | 0,149 | 0,075 | 0,07 | 0,02 | 0,0170 | 0,547 | => OK |
| 0,018 | 0,228 | 0,075 | 0,15 | 0,05 | 0,0349 | 0,512 | => OK |
| 0,032 | 0,334 | 0,075 | 0,26 | 0,08 | 0,0591 | 0,547 | => OK |

* Resalto dado a la canaleta Parshall (ver diseño C. Parshall)

El largo del canal debe de permitir que el TRH sea igual a 3 s, por lo tanto se tiene

$$L = Q_{\max} \cdot \text{TRH} / A_{\text{total}}$$

$$L_{\text{canal}} = 1,37 \quad \text{m}$$

$$L'_{\text{canal corregido}} = 1,4 \quad \text{m}$$

Es necesario calcular las pérdidas de carga hidráulica generada por dos elementos: barras y desechos que ocupan el área de las rejillas, por lo tanto

$$h_f = (1/0,7) \cdot ((V^2 - v^2) / 2 \cdot g)$$

$$v = V_e \text{ recomendada} \cdot Ef$$

1) Para cuando no hay material obstruyendo => $V_e = 0,6 \text{ m/s}$

$$h_{f1} = 0,011 \quad \text{m}$$

2) Para cuando la rejillas está 50% obstruida => $Ve' = 2Ve = 1,2 \text{ m/s}$

$$h_{f2} = 0,090 \quad \text{m}$$

Las dimensiones del canal del By-pass se determinaron por medio de la ecuación de Manning

$$Q = AR^{2/3} / (n \cdot S^{1/2})$$

El canal rectangular sera rectangular y revestido con concreto

$$\begin{aligned} n_{\text{concreto}} &= 0,013 \\ S_{\text{adoptada}} &= 0,001 \end{aligned}$$

Con el criterio de sección optima rectangular se tiene que

$$\begin{aligned} A_{\text{optimo}} &= 2 \cdot (h_{\text{BP máx}})^2 \\ P_{\text{optimo}} &= 4 \cdot h_{\text{BP máx}} \end{aligned}$$

Sustituyendo en Manning y resolviendo para $h_{\text{BP máx}}$ se obtiene

$$\begin{aligned} h_{\text{BP máx}} &= 0,181 \quad \text{m} \\ h'_{\text{BP máx}} &= 0,2 \quad \text{m} \\ b'_{\text{BP máx}} &= 0,4 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Se apta un borde libre para el canal de rejillas de

$$h_{\text{BL rejillas}} = 0,2 \quad \text{m}$$

La altura total del canal será de

$$\begin{aligned} h_{\text{total}} &= h_{\text{BL rejillas}} + h'_{\text{BP máx}} + (H-Z) \\ h_{\text{total}} &= 0,66 \quad \text{m} \\ h'_{\text{total}} &= 0,70 \quad \text{m} \end{aligned}$$

La longitud horizontal de las rejillas será de

$$\begin{aligned} \alpha_{\text{horizontal}} &= 45 \quad ^\circ \\ L_{\text{horizontal rejillas}} &= 0,7 \quad \text{m} \\ L_{\text{total canal rejillas}} &= 2,1 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Diseño: Desarenador

Caudales de diseño

| | | |
|--------------------|--------|---------|
| $Q_{\min} =$ | 0,0093 | m^3/s |
| $Q_{\text{med}} =$ | 0,0179 | m^3/s |
| $Q_{\max} =$ | 0,0323 | m^3/s |

Se dimensiona para eliminar partículas de arena gruesa

| | | |
|--------------------------|------|------|
| $d_{\text{particula}} =$ | 0,02 | cm |
| $\rho_a =$ | 2,65 | g/ml |

La temperatura del agua se supone igual a la temperatura mínima registrada

| | | |
|------------|----|-------------|
| $T_w =$ | 20 | $^{\circ}C$ |
| $\rho_w =$ | 1 | g/ml |

La viscosidad cinematica del agua a esa temperatura es

| | | |
|-----------------------|---------|----------|
| $\mu_{20^{\circ}C} =$ | 0,01007 | cm^2/s |
|-----------------------|---------|----------|

La velocidad de sedimentación de la particula se estima por medio de

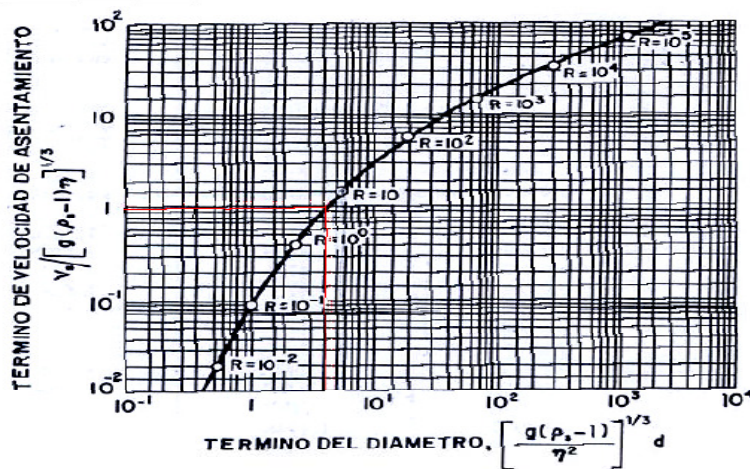
$$V_s = \frac{1}{18} g \left(\frac{\rho_a - \rho_w}{\mu} \right) d^2 \quad \text{Para } 0,2 < Re < 1,0$$

| | | |
|---------|------|------|
| $V_s =$ | 3,57 | cm/s |
|---------|------|------|

Comprobando el número de Reynolds

$$Re = V_s \cdot d / \mu$$

| | | |
|--------|------|-----------------------------|
| $Re =$ | 7,09 | => No se usa Ley de Stockes |
|--------|------|-----------------------------|



Para determinar cual es la ley de sedimentación adecuada se usa el gráfico anterior

- Término de diametro = 5,04
- Término de velocidad = 1,0 => seleccionar del gráfico a partir de Término de diámetro

Resolviendo para V_s se obtiene la velocidad de sedimentación aprox.

$$V_{s \text{ aprox}} = 0,025 \quad \text{m/s}$$

Comprobando Reynolds

$$Re = 5,04 \quad \Rightarrow \text{Se usa Ley de Allen}$$

La velocidad de sedimentación de la partícula se calcula mediante la ley de Allen

$$V_s = 0,22 \cdot \left(\frac{\rho_a - \rho_w}{\rho_w} \cdot g \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{d}{(\mu/\rho_w)^{1/3}} \right) \quad \text{Para } 1,0 < Re < 1000$$

$$V_s = 0,028 \quad \text{m/s}$$

La velocidad crítica de arrastre

$$V_h > V_r = \sqrt{230 \cdot \left(\frac{\rho_a - \rho_w}{\rho_w} \right) \cdot d}$$

$$V_r = 0,275 \quad \text{m/s}$$

El ancho del desarenador debe permitir que la velocidad del caudal máximo sea menor que la velocidad de resuspensión

$$B = Q_{\text{máx}} / (V_r \cdot H_{\text{máx}})$$

$H_{\text{máx}} := 0,26 \text{ m}$ (altura máxima de lámina de agua ver diseño C. Parshall)

$$B = 0,451 \quad \text{m}$$

$$B'_D = 0,47 \quad \text{m}$$

| Q (m ³ /s) | H (m) | Z (m) * | (H-Z) (m) | S=B(H-Z) (m ²) | V=Q/S (m/s) | |
|-----------------------|-------|---------|-----------|----------------------------|-------------|-------|
| 0,009 | 0,15 | 0,075 | 0,07 | 0,03 | 0,266 | => Ok |
| 0,018 | 0,23 | 0,075 | 0,15 | 0,07 | 0,249 | => Ok |
| 0,032 | 0,33 | 0,075 | 0,26 | 0,12 | 0,265 | => Ok |

* Resalto dado a la canaleta Parshall (ver diseño C. Parshall)

El largo del canal depende de la eficiencia en remoción que se le dé al mismo,

Grado de desarenador $n = 1$

% Eficiencia $Ef = 75 \quad \%$

El número de Hazen obtenido de ambos parámetros es

$$TRH/t_{\text{sed}} = 3$$

El tiempo en el que sedimenta la partícula de area esta dado por

$$t_{\text{sed}} = H_{\text{máx}} / V_s$$

$$t_{\text{sed}} = 9,24 \quad \text{s}$$

En teoría el TRH debería ser igual al tiempo de remoción de partícula, sin embargo por razones de funcionamiento se tiene que el TRH adoptado es

$$\text{TRH} = t_{\text{sed}} \cdot N_{\text{hazen}}$$

$$\text{TRH} = 27,7 \quad \text{s}$$

La longitud del canal para el TRH obtenido es

$$L = \text{TRH} \cdot v_r$$

$$L = 7,64 \quad \text{m}$$

$$L'_{\text{final}} = 11,5 \quad \text{m} \quad \Rightarrow F_s = 1,5$$

Para la longitud de transición se recomiendan ángulos de 12°, por lo tanto

$$L_{\text{trans}} = \frac{N \cdot (B_D + t_{\text{pared}}) - B_{C.\text{Parshall}}}{2 \tan(\alpha)}$$

$$t_{\text{pared}} = 0,1 \quad \text{m}$$

$$\alpha = 12 \quad ^\circ$$

$$B_{C.\text{Parshall}} = 0,259 \quad \text{m}$$

Se colocan dos unidades de desarenación para dar redundancia al sistema y facilitar las labores de operación y mantenimiento, por tanto $N = 2$

$$L'_{\text{trans}} = 1,84 \quad \text{m}$$

El área superficial que ocupa una unidad es

$$A = 5,4 \quad \text{m}^2$$

$$A_{\text{total}} = 10,8 \quad \text{m}^2$$

La unidad de sedimentación requiere un volumen de retención de sedimentos. Para su dimensionamiento se supuso que la tasa de producción de arena por habitante es la siguiente:

$$M_{\text{retenido}} = 8,5 \quad \text{l/hab-año}$$

Por lo tanto la producción diaria de sedimento será

$$P_{\text{arena}} = 0,116 \quad \text{m}^3/\text{d}$$

Suponiendo periodos de remoción cada 15 días se tiene

$$V_{\text{arena}} = 1,75 \quad \text{m}^3$$

La altura o profundidad requerida para el volúmen de arena removida es

$$h = V_{\text{arena}} / A$$

$$h_{\text{prof}} = 0,324 \quad \text{m}$$

En resumen las dimensiones del desarenador son:

| | | |
|---------------------------|-------|----------------|
| N = | 2 | unidades |
| B = | 0,47 | m |
| L = | 11,6 | m |
| A = | 5,45 | m ² |
| L _{transición} = | 1,84 | m |
| t _{pared} = | 0,1 | m |
| h _{prof} = | 0,324 | m |
| Δ _{fondo} = | 10 | % |

Diseño: Canaleta Parshall 2

Caudal de diseño

$$\begin{aligned}
 Q_{\min} &= 0,0093 \quad \text{m}^3/\text{s} \\
 Q_{\text{med}} &= 0,0179 \quad \text{m}^3/\text{s} \\
 Q_{\max} &= 0,0323 \quad \text{m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

El ancho de canal y los parámetros n y K se determinan a partir de la capacidad requerida para recibir el caudal máximo de diseño en el canal

| W | | Capacidad (l/s) | | n | K |
|-------|-------|-----------------|--------|--------|-------|
| cm | m | min | max | | |
| 7,6 | 0,076 | 0,85 | 53,8 | 1,547 | 0,176 |
| 15,2 | 0,152 | 1,52 | 110,4 | 1,58 | 0,381 |
| 22,9 | 0,229 | 2,55 | 251,9 | 1,53 | 0,535 |
| 30,5 | 0,305 | 3,11 | 455,6 | 0,1522 | 0,69 |
| 45,7 | 0,457 | 4,25 | 696,2 | 1,538 | 1,054 |
| 61 | 0,61 | 11,89 | 936,7 | 1,55 | 1,426 |
| 91,5 | 0,915 | 17,26 | 1426,3 | 1,556 | 2,182 |
| 122 | 1,22 | 36,79 | 1921,5 | 1,578 | 2,935 |
| 152,5 | 1,525 | 62,8 | 2422 | 1,587 | 3,728 |
| 183 | 1,83 | 74,4 | 2929 | 1,595 | 4,515 |
| 213,5 | 2,135 | 115,4 | 3440 | 1,601 | 5,306 |
| 244 | 2,44 | 130,7 | 3950 | 1,606 | 6,101 |
| 305 | 3,05 | 200 | 5660 | - | - |

Por lo tanto el ancho máximo requerido será de

$$\begin{aligned}
 W &= 7,6 \quad \text{cm} \\
 n &= 1,547 \\
 K &= 0,176
 \end{aligned}$$

La altura de la lámina de agua para cada caudal

$$H_t = \left(\frac{Q_t}{K} \right)^{1/n}$$

| | | | | | |
|--------------------|--------|-----------------------|--------------------|-------|---|
| $Q_{\min} =$ | 0,0093 | m^3/s | $H_{\min} =$ | 0,149 | m |
| $Q_{\text{med}} =$ | 0,0179 | m^3/s | $H_{\text{med}} =$ | 0,228 | m |
| $Q_{\max} =$ | 0,0323 | m^3/s | $H_{\max} =$ | 0,334 | m |

El resalto hidráulico dado a la canaleta se obtiene por medio de

$$Z = \frac{Q_{\max} H_{\min} - Q_{\min} H_{\max}}{Q_{\max} - Q_{\min}}$$

$$Z = 0,075 \quad \text{m}$$

Las dimensiones de la canaleta se obtienen a partir de medidas estandarizadas a partir del ancho obtenido

| | | |
|--------|-------|----|
| A = | 46,6 | cm |
| 2A/3 = | 31,07 | cm |
| B = | 45,7 | cm |
| C = | 17,8 | cm |
| D = | 25,9 | cm |
| E = | 45,7 | cm |
| F = | 15,2 | cm |
| G = | 30,5 | cm |
| K = | 2,5 | cm |
| N = | 5,7 | cm |

El caudal instantaneo para esta canaleta se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$Q = 0,1765 \cdot H_a^{1,547}$$

Diseño: Reactor anaerobio de flujo ascendente (R.A.F.A)

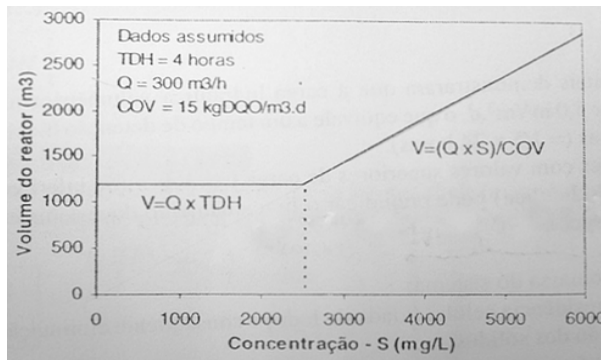
Parámetros de entrada

| | | |
|---------------------|---------|---|
| Pob = | 5000,00 | hab |
| Q_0 med = | 1544,07 | m ³ /d |
| Q_0 med = | 64,34 | m ³ /h |
| Q_0 máx = | 2794,07 | m ³ /d |
| Q_0 máx = | 116,42 | m ³ /h |
| DQO ₀ = | 0,652 | kg/m ³ |
| DBO ₀ = | 0,316 | kg/m ³ |
| T _w = | 21,00 | °C |
| Y = | 0,18 | kgSST/kgDQO _{aplic} |
| Y _{obs} = | 0,21 | kgDQO _{lodo} /kgDQO _{aplic} |
| Y _{lodo} = | 1020,00 | kgSST/m ³ |

La carga organica aplicada

$$S_0 \text{ med} = \text{DQO}_0 \cdot Q_{\text{med}}$$

$$S_0 \text{ med} = 1006,3 \text{ kg/d}$$



Tal y como se observa en el gráfico, se utilizará el criterio de TRH para determinar el volumen del reactor ya que $S_0 \text{ med} < 2500 \text{ mg/l}$

Los valores recomendados para el TRH son los siguientes

| Temperatura de agua residual (°C) | TRH (h) | | | |
|-----------------------------------|------------------|-----|------------------|-----|
| | Q_{med} | | $Q_{\text{máx}}$ | |
| | min | máx | min | máx |
| 16-19 | 10 | 14 | 7 | 9 |
| 20-26 | 6 | 9 | 4 | 6 |
| > 26 | 6 | 6 | 4 | 4 |

Se adopta un $\text{TRH}_{\text{med}} = 7,5 \text{ h}$ por lo tanto el volumen del reactor es de:

$$V = \text{TRH}_{\text{med}} \cdot Q_{\text{med}}$$

$$V_{\text{aprox total RAFAs}} = 482,5 \text{ m}^3$$

Se diseñan dos unidades para facilidad de operación y mantenimiento del sistema

$$N_{\text{RAFAs}} = 2$$

El volumen de cada reactor sera de

$$V_{\text{aprox RAFA}} = 241,3 \text{ m}^3$$

Las alturas recomendadas para los reactores se muestran en el cuadro siguiente

| Sector | Altura de RAFA (m) | |
|------------|--------------------|-----|
| | Min | Máx |
| Digestor | 2,5 | 3,5 |
| Decantador | 1,5 | 2 |
| Total | 4 | 5,5 |

Al adoptar una altura total $H_{\text{total}} = 4,5 \text{ m}$ se obtiene que el área superficial total y de cada reactor será de:

$$A_{\text{total RAFA}} = V_{\text{total RAFA}} / H_{\text{total}}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{total RAFA}} &= 107,2 & \text{m}^2 \\ A_{\text{RAFA}} &= 53,6 & \text{m}^2 \end{aligned}$$

Suponiendo que el reactor tendrá base cuadrada se obtiene que las dimensiones aproximadas serán de:

$$\begin{aligned} L_{\text{RAFA}} &= 7,32 & \text{m} \\ B_{\text{RAFA}} &= 7,32 & \text{m} \end{aligned} \quad \begin{array}{l} \text{Para estas dimensiones, las velocidades de flujo para el decantador} \\ \text{no cumple con las recomendadas} \end{array}$$

Se adoptan nuevas dimensiones, finalmente se tiene:

$$\begin{aligned} L'_{\text{Real RAFA}} &= 8,5 & \text{m} \\ B'_{\text{Real RAFA}} &= 6,5 & \text{m} \end{aligned}$$

Se revisa el TRH para el volumen nuevo:

$$\begin{aligned} A'_{\text{Real RAFA}} &= 55,25 & \text{m}^2 \\ A'_{\text{total RAFAs}} &= 110,5 & \text{m}^2 \\ V_{\text{real RAFA}} &= 248,6 & \text{m}^3 \\ V_{\text{total RAFAs}} &= 497,3 & \text{m}^3 \\ \text{TRH}_{\text{med}} &= 7,73 & \text{h} \end{aligned}$$

Para el caudal máximo se tiene un $\text{TRH}_{\text{mín}}$ igual a

$$\begin{aligned} \text{TRH}_{\text{mín}} &= V_{\text{total RAFAs}} / Q_{\text{máx}} \\ \text{TRH}_{\text{mín}} &= 4,27 & \text{h} \end{aligned} \quad \Rightarrow \text{Cumple con lo recomendado, sin embargo este caudal no debe darse por más de 6 h}$$

La carga orgánica volumétrica se obtiene por medio de

$$\begin{aligned} \text{COV} &= Q_{\text{med}} \cdot \text{DQO} / V_{\text{total RAFAs}} \\ \text{COV}_{\text{aplic}} &= 2,02 & \text{kgDQO/m}^3\text{d} \quad \text{COV} < 2,5 \text{ kgDQO/m}^3\text{d} \end{aligned}$$

Para evitar problemas por evacuación de biomasa la carga hidráulica volumétrica aplicada debe de ser menor a $5,0 \text{ m}^3/\text{m}^3\text{d}$

$$\text{CHV}_{\text{aplic}} = 3,11 \quad \text{m}^3/\text{m}^3\text{d} \quad \text{CHV} < 5,0 \text{ m}^3/\text{m}^3\text{d}$$

En relación a la velocidad de aplicación del caudal, se recomienda que los valores estén entre los que se muestran a continuación

| Caudal afluente | Velocidad superficial reactor (m/h) | |
|--------------------|-------------------------------------|-----|
| Q_{med} | 0,5 | 0,7 |
| $Q_{\text{máx}}$ | 0,9 | 1,1 |
| Q_{picos} | 1,5 | 1,5 |

Las velocidades de flujo para los caudales de diseño deben de cumplir con las que se recomiendan, por lo tanto

$$\begin{aligned} v_i &= Q_i / A'_{\text{total RAFAs}} \\ v_{\text{med}} &= 0,58 & \text{m/h} & \Rightarrow \text{cumple} \\ v_{\text{máx}} &= 1,05 & \text{m/h} & \Rightarrow \text{cumple} \end{aligned}$$

El caudal afluente se debe distribuir de manera uniforme, por lo tanto se debe de cumplir con las recomendaciones siguientes.

| Tipo de lodo | COV aplicada (kgDQO/m ³ d) | | Área de influencia de distribuidor (m ²) | |
|---|---------------------------------------|-----|--|-----|
| | min | máx | min | máx |
| Denso y floculento (Concentración > 40 kg SST/m ³) | < 1,0 | | 0,5 | 1 |
| | 1,0 | 2,0 | 1,0 | 2,0 |
| | > 2,0 | | 2,0 | 3,0 |
| Medianamente denso y floculento | 1,0 | 2,0 | 1,0 | 2,0 |
| | > 3,0 | | 2,0 | 5,0 |
| | < 2,0 | | 0,5 | 1,0 |
| Granular | 2,0 | 4,0 | 0,5 | 2,0 |
| | > 4,0 | | > 2,0 | |

Por las características típicas del agua residual, normalmente la biomasa es densa y floculenta.

Se propone utilizar la siguiente cantidad de tubos de distribución en cada reactor:

| | | | | |
|-----------------|------------------------|---|----------------------------|----|
| A lo largo de L | $N_{\text{tubos L}} =$ | 6 | $N_{\text{total tubos}} =$ | 24 |
| A lo largo de B | $N_{\text{tubos B}} =$ | 4 | | |

La distancia entre tubos es:

| | | | |
|-----------------|---------|------|---|
| A lo largo de L | $x_L =$ | 1,42 | m |
| A lo largo de B | $x_B =$ | 1,63 | m |

El área de influencia se obtiene por medio de la siguiente ecuación

$$A_{\text{influencia}} = A_{\text{Real RAFA}} / N_{\text{total tubos}}$$

$$A_{\text{influencia}} = 2,30 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{Cumple}$$

La eficiencia del sistema se obtiene a partir de la ecuaciones siguientes

$$E_{\text{DQO}} = 100 \cdot (1 - 0,68 \cdot \text{TRH}_{\text{med}}^{-0,35})$$

$$E_{\text{DBO}} = 100 \cdot (1 - 0,70 \cdot \text{TRH}_{\text{med}}^{-0,50})$$

| | | |
|--------------------|------|---|
| $E_{\text{DQO}} =$ | 66,8 | % |
| $E_{\text{DBO}} =$ | 74,8 | % |

Las cargas efluentes del sistema son:

| | | | |
|------------------|-------|------|--|
| $\text{DQO}_f =$ | 216,6 | mg/l | |
| $\text{DBO}_f =$ | 79,5 | mg/l | \Rightarrow No cumple con norma de vertido |

La materia orgánica transformada en metano (CH_4) se obtiene por medio de

$$\text{DQO}_{\text{CH}_4} = Q_{\text{med}} \cdot (\text{DQO}_{\text{removido}} - \text{DQO}_{\text{Biomasa}})$$

$$\text{DQO}_{\text{removido}} = \text{DQO}_0 - \text{DQO}_f$$

| | | |
|----------------------------------|-------|------|
| $\text{DQO}_{\text{removido}} =$ | 435,1 | mg/l |
|----------------------------------|-------|------|

$$\text{DQO}_{\text{Biomasa}} = Y_{\text{obs}} \cdot \text{DQO}_0$$

| | | |
|---------------------------------|-------|------|
| $\text{DQO}_{\text{Biomasa}} =$ | 136,9 | mg/l |
|---------------------------------|-------|------|

$$\text{DQO}_{\text{CH}_4} = 460,5 \text{ kgDQO/d}$$

La cantidad de gas metano depende de la temperatura del medio, por lo tanto se debe de aplicar un factor de corrección dado por

$$K(T) = P_{\text{atm}} \cdot K / R \cdot (273,15 + T)$$

| | | |
|----------|-----|----------------------|
| $K(T) =$ | 2,7 | kgDQO/m ³ |
|----------|-----|----------------------|

La producción de gas metano (CH_4) se obtiene a continuación

$$Q_{\text{CH}_4} = \text{DQO}_{\text{CH}_4} / K(T)$$

| | | |
|---------------------|--------|-------------------|
| $Q_{\text{CH}_4} =$ | 170,99 | m ³ /d |
|---------------------|--------|-------------------|

La producción de biogás total es

$$Q_{\text{biogás}} = Q_{\text{CH}_4} / 0,75$$

| | | |
|-----------------------|-------|-------------------|
| $Q_{\text{biogás}} =$ | 228,0 | m ³ /d |
|-----------------------|-------|-------------------|

Para la recolección de gas se adoptarán 3 separadores trifasicos

| | | |
|-------------------------|-----|---|
| $L_{\text{colector}} =$ | 6,5 | m |
|-------------------------|-----|---|

$$L_{\text{total colectores}} = N_{\text{colectores}} \cdot L_{\text{colector}} \cdot N_{\text{RAFAs}}$$

| | | |
|---------------------------------|----|---|
| $L_{\text{total colectores}} =$ | 39 | m |
|---------------------------------|----|---|

El ancho del colector debe de permitir una tasa de liberación mínima de biogás, mostrada a continuación

| Liberación de biogas recomendada | | |
|--|-----|-----|
| Tasa mínima (m ³ /h-m ²) | 1,0 | |
| Tasa máxima (m ³ /h-m ²) | 3,0 | 5,0 |

$$\begin{aligned}
 B_{\text{colector}} &= 0,2 && \text{m} \\
 t_{\text{pared colector}} &= 0,05 && \text{m} \\
 B_{\text{total colector}} &= 0,3 && \text{m}
 \end{aligned}$$

El área total comprendida por los colectores es

$$\begin{aligned}
 A_{\text{total colectores}} &= L_{\text{total colectores}} \cdot B_{\text{colector}} \\
 A_{\text{total colectores}} &= 7,8 && \text{m}^2 \\
 T_{\text{liberación gas}} &= Q_{\text{biogas}} / (24 \cdot A_{\text{total colectores}}) \\
 T_{\text{liberación gas}} &= 1,22 && \text{m}^3/\text{h-m}^2 \Rightarrow \text{cumple}
 \end{aligned}$$

Para el dimensionamiento de las unidades de decantación del agua tratada se debe adoptar un número de colectores y un ancho de aberturas que permitan garantizar una velocidad de flujo recomendada; se tiene entonces

| Caudal afluente | Velocidad de paso entre aberturas (m/h) | |
|--------------------|---|-----|
| Q _{med} | 2 | 2,3 |
| Q _{máx} | 4 | 4,2 |
| Q _{picos} | 5,5 | 6 |

Número de separadores trifasicos por reactor es de:

$$N_{\text{separadores}} = 3$$

Estos separadores estarán distribuidos a lo largo del ancho del cada reactor y cuentan con aberturas para permitir el paso de agua hacia los decantadores, se adoptan las siguientes unidades

$$\begin{aligned}
 N_{\text{aberturas simples}} &= 2 \\
 N_{\text{aberturas dobles o compartidas}} &= 4 \\
 N_{\text{total aberturas}} &= 10 \\
 L_{\text{separadores}} &= 6,5 && \text{m}
 \end{aligned}$$

El ancho adoptado para cada abertura de decantador sera de:

$$B_{\text{abertura simple}} = 0,45 \text{ m}$$

El área total de las aberturas es de.

$$A_{\text{total aberturas}} = 29,3 \text{ m}^2$$

La velocidad de paso del flujo de agua hacia los decantadores se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned}
 v_i &= Q_i / A_{\text{total aberturas}} \\
 v_{\text{med}} &= 2,20 && \text{m/h} \\
 v_{\text{máx}} &= 3,98 && \text{m/h} \Rightarrow \text{no cumple con lo recomendado. No existe problema} \\
 &&& \text{dado que velocidades bajas no causan problemas de lavado} \\
 &&& \text{de biomasa por arrastre}
 \end{aligned}$$

Para el dimensionamiento de los decantadores se tiene

$$\begin{aligned}
 N_{\text{Decantadores RAFA}} &= 3 \\
 L_{\text{Decantadores}} &= 6,5 && \text{m} \\
 B_{\text{Decantador}} &= L_{\text{RAFA}} / N_{\text{Decantadores reactor}} \\
 B_{\text{Decantador}} &= 2,83 && \text{m}
 \end{aligned}$$

El ancho neto de cada decantador será:

$$B_{\text{útil decantador}} = B_{\text{Decantador}} - B_{\text{total colector}}$$

$$B_{\text{útil Decantador}} = 2,53 \quad \text{m}$$

El area superficial total de los decantadores se obtiene por medio de:

$$A_{\text{sup total Decantadores}} = N_{\text{RAFAS}} \cdot N_{\text{Decantadores RAFA}} \cdot (L_{\text{Decantadores}} \cdot B_{\text{útil Decantadores}})$$

$$A_{\text{sup total Decantadores}} = 98,8 \quad \text{m}^2$$

La velocidad de flujo en los decantadores debe de estar entre los valores recomendados a continuación

| Caudal afluente | Decantadores | | | |
|--------------------|--------------------------|-----|---------|-----|
| | Velocidad de flujo (m/h) | | TRH (h) | |
| Q_{med} | 0,6 | 0,8 | 1,5 | 2 |
| $Q_{\text{máx}}$ | < | 1,2 | > | 1 |
| Q_{picos} | < | 1,6 | > | 0,6 |

Al comprobar las velocidades de aplicación se obtiene

$$V_i = Q_i / A_{\text{sup total Decantadores}}$$

$$V_{\text{med}} = 0,651 \quad \text{m/h} \quad \Rightarrow \text{cumple}$$

$$V_{\text{máx}} = 1,18 \quad \text{m/h} \quad \Rightarrow \text{cumple}$$

Para las dimensiones de la camara de sedimentación fue necesario adoptar una altura de pared vertical de

$$h_1 = 1,0 \quad \text{m}$$

Para determinar la altura de la pared inclinada se debe de dar un ángulo de pared cuyo intervalo de angulos recomendados se encuentran entre 45° y 60°, por lo tanto

$$\alpha_{\text{pared inclinada}} = 50 \quad ^\circ$$

La altura de la pared inclinada se obtuvo de la siguiente forma:

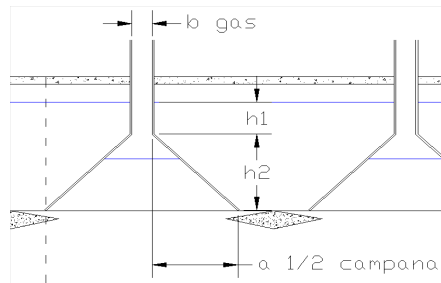
$$h_2 = a_{1/2 \text{ campana}} \cdot \tan(\alpha_{\text{pared inclinada}})$$

$$a_{1/2 \text{ campana}} = (B_{\text{útil Decantador}} - 2 \cdot B_{\text{abertura simple}}) / 2$$

$$a_{1/2 \text{ campana}} = 0,82 \quad \text{m}$$

$$h_2 = 0,97 \quad \text{m}$$

$$h_{\text{total Decantador}} = 1,97 \quad \text{m} \quad 1,5 \text{ m} < h_{\text{total Decantador}} < 2,0 \text{ m}$$



Las áreas del decantador se obtiene de los datos anteriores, por lo tanto

$$A_{\text{rectangular Decantador}} = h_1 \cdot B_{\text{útil Decantador}}$$

$$A_{\text{rectangular Decantador}} = 2,53 \quad \text{m}^2$$

$$A_{\text{inclinada Decantador}} = h_2 \cdot (B_{\text{útil Decantador}} + 2 \cdot B_{\text{abertura simple}}) / 2$$

$$A_{\text{inclinada Decantador}} = 1,67 \quad \text{m}^2$$

$$A_{\text{total Decantador}} = (A_{\text{rectangular}} + A_{\text{inclinada}})_{\text{Decantador}}$$

$$A_{\text{total Decantador}} = 4,20 \quad \text{m}^2$$

$$A_{\text{total Decantadores RAFAS}} = A_{\text{total Decantador}} \cdot N_{\text{Decantadores}} \cdot N_{\text{RAFAS}}$$

$$A_{\text{total Decantadores RAFAS}} = 5,87 \quad \text{m}^2$$

El volumen de los decantadores

$$V_{\text{Decantador}} = A_{\text{total Decantador}} \cdot L_{\text{Decantador}}$$

$$V_{\text{Decantador}} = 27,3 \quad \text{m}^3$$

$$V_{\text{total Decantador}} = V_{\text{Decantador}} \cdot N_{\text{Decantadores}} \cdot N_{\text{RAFAS}}$$

$$V_{\text{total Decantador}} = 164,0 \quad \text{m}^3$$

El TRH obtenido para los decantadores

$$TRH_i = V_{\text{total Decantador}} / Q_i$$

| | | | |
|----------------------|-------|---|-----------|
| $TRH_{\text{med}} =$ | 2,55 | h | => cumple |
| $TRH_{\text{min}} =$ | 1,408 | h | => cumple |

Las canaletas para evacuación del AR tratada tendrá las siguientes dimensiones

| | | |
|-------------------------|-----|---|
| $B_{\text{canaleta}} =$ | 0,3 | m |
| $H_{\text{canaleta}} =$ | 0,2 | m |
| $L_{\text{canaleta}} =$ | 6,5 | m |
| $P_{\text{canaleta}} =$ | 1 | % |

Diseño: Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (F.A.F.A)

Parámetros de entrada

| | | |
|----------------------|--------|-----------------------|
| Pob = | 5000 | hab |
| $Q_{0\text{ med}}$ = | 1544 | m^3/d |
| $Q_{\text{ med}}$ = | 64,3 | m^3/h |
| $Q_{0\text{ máx}}$ = | 2794,1 | m^3/d |
| $Q_{\text{ máx}}$ = | 116,4 | m^3/h |
| DQO_0 = | 217 | mg/l |
| DBO_0 = | 79 | mg/l |
| T = | 21 | °C |

El TRH se obtiene a partir de los valores de caudal de proyectc

| Caudal diario (l/d) | TRH | |
|------------------------|------|----|
| | d | h |
| 1500 | 1 | 24 |
| 1501-3000 | 0,92 | 22 |
| 3001-4500 | 0,83 | 20 |
| 4501-6000 | 0,75 | 18 |
| 6001-7500 | 0,67 | 16 |
| 7501-9000 | 0,58 | 14 |
| > 9000 | 0,5 | 12 |

EL caudal medio aplicado es mayor a 9000 l/d, sin embargo para sistemas RAFA + FAFA se tiene que las siguientes recomendaciones

| Para FAFA luego de RAFA | | |
|--|-----|-------|
| Párametro | | Valor |
| TRH mín (h) | | 2 |
| TRH medio (h) | | 4 |
| Altura de fondo falso (m) | min | 0,4 |
| | max | 0,6 |
| Altura de medio de soporte (m) | min | 1 |
| | max | 1,2 |
| Altura de borde libre (m) (fin de medio a NF) | | 0,3 |
| Altura total (m) | min | 1,5 |
| | max | 1,8 |

El volumen requerido se obtiene por medio de

$$V_{\text{total FAFAs}} = 1,6 \cdot Q_{\text{med}} \cdot \text{TRH}$$

$$\begin{array}{l} \text{TRH} = \quad \quad \quad 4 \quad \quad \quad \text{h} \\ V_{\text{total FAFAs}} = \quad \quad 411,8 \quad \quad \text{m}^3 \end{array}$$

Se utilizan dos reactores FAFA para dar redundancia al sistema

$$N_{\text{FAFAs}} = \quad \quad \quad 2$$

El volumen de cada uno es de

$$V_{\text{FAFA}} = \quad \quad \quad 205,9 \quad \quad \quad \text{m}^3$$

La altura útil del reactor FAFA será de:

$$h_{\text{útil FAFA}} = \quad \quad \quad 1,8 \quad \quad \quad \text{m}$$

Por lo tanto se tienen las siguientes áreas

$$A_{\text{FAFA}} = \quad \quad \quad 114,4 \quad \quad \quad \text{m}^2$$

$$A_{\text{total FAFAs}} = \quad \quad \quad 228,8 \quad \quad \quad \text{m}^2$$

Sus dimensiones serán de:

$$L_{\text{FAFA}} = \quad \quad \quad 10,7 \quad \quad \quad \text{m}$$

$$B_{\text{FAFA}} = \quad \quad \quad 10,7 \quad \quad \quad \text{m}$$

La carga orgánica aplicada se obtiene por medio de

$$S_{0\text{ med}} = DQO_0 \cdot Q_{\text{med}}$$

$$S_{0\text{ med}} = 334,5 \text{ KgDQO/d}$$

La carga orgánica volumetrica aplicada al sistema se obtiene por medio de

$$COV = S_{0\text{ med}} / V_{\text{total FAFAs}}$$

$$COV = 0,812 \text{ KgDQO/d}\cdot\text{m}^3$$

Para la ditribución del caudal se propone una losa de fondo con orificios, se deben de seguir las siguientes recomendaciones:

| Tipo de lodo | Carga orgánica aplicada (kgDQO/m3d) | | Área de influencia de distribuidor (m2) | |
|---|-------------------------------------|-----|---|-----|
| | min | máx | min | máx |
| Denso y floculento (Concentración > 40 kg SST/m3) | < 1,0 | | 0,5 | 1 |
| | 1 | 2 | 1 | 2 |
| | > 2,0 | | 2 | 3 |
| Medianamente denso y floculento (Concentración 20-40 kg SST/m3) | 1 | 2 | 1 | 2 |
| | > 3,0 | | 2 | 5 |
| | < 2,0 | | 0,5 | 1 |
| Granular | 2 | 4 | 0,5 | 2 |
| | > 4,0 | | > 2,0 | |

| | | | |
|----------------------------|--------------------------------|------|-----------|
| Distancia en L | $x_L =$ | 0,85 | m |
| Cantidad de orificios en L | $N_L =$ | 12,6 | orificios |
| Cantidad real en L | $N_{\text{real L}} =$ | 12 | orificios |
| Distancia en B | $x_B =$ | 0,85 | m |
| Cantidad de orificios en B | $N_B =$ | 12,6 | orificios |
| Cantidad real en B | $N_{\text{real B}} =$ | 12 | orificios |
| Cantidad total | $N_{\text{total orificios}} =$ | 144 | orificios |

El área de influencia se obtiene por medio de:

$$A_{\text{inf}} = A_{\text{FAFAs}} / N_{\text{total orificios}}$$

$$A_{\text{inf}} = 0,79 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{cumple}$$

La velocidad superficial del flujo debe de estar entre los siguientes valores recomendados:

| Velocidad de flujo (m/h) | min | máx |
|--------------------------|-----|-----|
| | 0,4 | 1,0 |

$$v = Q_i / A_{\text{total FAFAs}}$$

$$v_{\text{med}} = 0,281 \text{ m/h} \Rightarrow \text{Ok}$$

$$v_{\text{máx}} = 0,509 \text{ m/h} \Rightarrow \text{Ok}$$

La altura de las diversas secciones del recator se muestran a continuación

| | | | |
|--|---------------------------|-----|---|
| Altura de NF a borde superior | $h_1 =$ | 0,2 | m |
| Altura de NF por encima de mat de filtro | $h_2 =$ | 0,3 | m |
| Altura útil de FAFA | $h_3 =$ | 1,8 | m |
| Altura de fondo falso (adoptado) | $h_4 =$ | 0,6 | m |
| Altura de medio de soporte | $h_5 =$ | 0,9 | m |
| Altura total de FAFA | $h_{\text{total FAFA}} =$ | 2 | m |

EL volumen del medio de soporte es de:

$$V_{\text{medio soporte}} = h_4 \cdot L_{\text{FAFA}} \cdot B_{\text{FAFA}}$$

$$V_{\text{medio soporte FAFA}} = 102,9 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total medio soporte FAFA}} = 205,9 \text{ m}^3$$

La eficiencia del sistema se calcula por medio de la ecuación

$$E = 100 \cdot (1 - S_k \cdot TRH^m)$$

dicha eficiencia depende del tipo de material empleado como medio de soporte de biomasa, se tiene entonces:

| Eficiencia de FAFA | | |
|------------------------------------|-------|------|
| Material de filtro | S_k | m |
| Sintético | 1 | 0,55 |
| Piedras | 1 | 0,4 |
| Investigaciones Haandel & Lettinga | 0,87 | 0,5 |

| | | |
|--------------------------------|------|---|
| $E_{\text{sintético}} =$ | 53,3 | % |
| $E_{\text{piedras}} =$ | 42,6 | % |
| $E_{\text{investigaciones}} =$ | 56,5 | % |

El DBO efluente al sistema será de

| | | |
|----------------------------------|------|---------------------|
| $DBO_{\text{sintético}} =$ | 37,1 | => cumple con norma |
| $DBO_{\text{piedra}} =$ | 45,7 | => cumple con norma |
| $DBO_{\text{investigaciones}} =$ | 34,6 | => cumple con norma |

Diseño: Lechos de secado

Parámetros de entrada

| | | |
|-----------------------------------|--------|------------------------------|
| $Y_{\text{lodo}} =$ | 1020 | kgSST/m ³ |
| $Y_{\text{prod sólidos}}$ | 0,18 | kgSST/kgDQO _{aplic} |
| $S_{0 \text{ med aplicado RAFA}}$ | 1006,3 | KgDQO/d |
| $S_{0 \text{ med aplicado FAFA}}$ | 334,5 | KgDQO/d |

Para determinar la cantidad de lodo generado por cada sistema se tiene:

$$P_{\text{lodo}} = S_{0 \text{ med}} \cdot Y_{\text{prod sólidos}}$$

| | | | |
|--------------|--------------------------|-------|---------|
| Para el RAFA | $P_{\text{lodo RAFA}} =$ | 181,1 | KgSST/d |
| Para el FAFA | $P_{\text{lodo FAFA}} =$ | 60,21 | KgSST/d |

La concentración de sólidos del lodo evacuado para cada sistema es

| | | |
|--------------|--------------------------|----|
| Para el RAFA | $C_{\text{lodo RAFA}} =$ | 4% |
| Para el FAFA | $C_{\text{lodo FAFA}} =$ | 5% |

El volumen de sólidos evacuados por día para cada sistema es

$$V_{\text{lodo}} = P_{\text{lodo}} / (C_{\text{lodo}} \cdot Y_{\text{lodo}})$$

| | | | |
|--------------|--------------------------|------|-------------------|
| Para el RAFA | $V_{\text{lodo RAFA}} =$ | 4,44 | m ³ /d |
| Para el FAFA | $V_{\text{lodo FAFA}} =$ | 1,18 | m ³ /d |

En total se tiene que

| | | |
|-------------------------|----|---|
| $t_{\text{secado}} =$ | 15 | d |
| $t_{\text{remoción}} =$ | 5 | d |
| $t_{\text{ciclo}} =$ | 20 | d |

Entonces se tiene que la cantidad de lodo producido por ciclo será de

| | | | |
|--------------|--------------------------------|--------|-------|
| Para el RAFA | $M_{\text{lodo RAFA ciclo}} =$ | 3622,5 | KgSST |
| Para el FAFA | $M_{\text{lodo FAFA ciclo}} =$ | 1204,1 | KgSST |

El volumen de lodo descartado por ciclo será de

| | | | |
|--------------|--------------------------------|-------|----------------|
| Para el RAFA | $V_{\text{lodo RAFA ciclo}} =$ | 88,79 | m ³ |
| Para el FAFA | $V_{\text{lodo FAFA ciclo}} =$ | 23,61 | m ³ |

La tasa de aplicación de lodo producido a los lechos de secado debe de estar entre los siguientes valores recomendados

| Concentración de lodo | Tasa de aplicación en lecho (kgSST/m ²) | |
|-----------------------|---|-----|
| | min | máx |
| > 3% | 12,5 | 30 |

Se adopta una tasa de

$$T_{\text{aplicación}} = 15 \text{ KgSST/m}^2$$

El area total requerida para los lechos es de

$$A_{\text{total lechos}} = M_{\text{lodo ciclo}} / T_{\text{aplicación}}$$

| | | | |
|--------------|----------------------------------|-------|----------------|
| Para el RAFA | $A_{\text{total lechos RAFA}} =$ | 241,5 | m ² |
| Para el FAFA | $A_{\text{total lechos FAFA}} =$ | 80,3 | m ² |
| Total | $A_{\text{total}} =$ | 321,8 | m ² |

Se adoptará la siguiente cantidad de lechos

$$N_{\text{lechos total}} = 4$$

El área de cada uno será de

$$A_{\text{lecho RAFA}} = 80,44 \text{ m}^2$$

Adoptando un ciclo alterno cada 10 días, en donde del día 0 al 10 se coloca la primera cantidad y del 11 al 20 la segunda se tiene que la cantidad de lodo aplicada será la mitad

$$A_{\text{lecho ocupada por ciclo}} = 40,2 \text{ m}^2$$

Las dimensiones de cada uno serán de

$$\begin{array}{l} \text{Para el RAFA} \quad L_{\text{lecho RAFA}} = 8,9 \text{ m} \\ \quad \quad \quad \quad B_{\text{lecho RAFA}} = 9,0 \text{ m} \end{array}$$

Espesor de la capa de lodo aplicada por ciclo

$$t_{\text{lodo ciclo RAFA}} = 0,35 \text{ m}$$

ANEXO 8

**Aspectos considerados en los costos de las unidades de
tratamiento propuestas**

Tratamiento preliminar

Incluye:

2 rejillas de desbaste, Área total aprox= 2.43 m²

2 Canaletas Parshall, Área total aprox= 0.45 m²

Desarenador; Área total = 14.30 m²

| Costos obra gris | \$/m2 | \$ | \$/hab |
|-------------------------|-----------|-------------|---------|
| Relleno de lastre | \$ 7,48 | \$ 128,33 | \$ 0,03 |
| Sello de concreto pobre | \$ 9,70 | \$ 166,34 | \$ 0,03 |
| Cimentación | \$ 181,39 | \$ 3.110,21 | \$ 0,62 |
| Muros perimetrales | \$ 303,67 | \$ 5.206,71 | \$ 1,04 |
| Total | \$ 502,25 | \$ 8.611,6 | \$ 1,72 |

| Costos accesorios | \$/m2 | \$ | \$/hab |
|---------------------------|----------|-----------|---------|
| Tubería PVC SDR 32 200 mm | \$ 8,02 | \$ 137,47 | \$ 0,03 |
| Salida PVC SDR 32 200 mm | \$ 20,04 | \$ 343,67 | \$ 0,07 |
| Accesorios | \$ 2,32 | \$ 39,70 | \$ 0,01 |
| Total | \$ 30,38 | \$ 520,8 | \$ 0,1 |

Tanque de Homogenización de Caudales

Volumen total = 19.65 m³

| | | |
|-------------------------|----------|----------------------------|
| Costo por volumen | 1025 | \$/m ³ concreto |
| Costo obra gris total = | 20143,74 | \$ |

Tratamiento secundario

- **R.A.F.A + F.A.F.A**

Unidades RAFA = 2

Área total RAFA = 110.5 m²

Unidades FAFA = 2

Área total FAFA = 228.9 m²

| Costos de inversión inicial | \$/m2 | \$ | \$/hab |
|------------------------------------|-------------|---------------|----------|
| Obra gris | \$ 506,38 | \$ 171.906,07 | \$ 34,38 |
| Equipo mecánico | \$ 130,32 | \$ 44.241,52 | \$ 8,85 |
| Otros | \$ 208,54 | \$ 70.794,29 | \$ 14,16 |
| Costos indirectos (30% C.D) | \$ 253,57 | \$ 86.082,56 | \$ 17,22 |
| Total | \$ 1.098,81 | \$ 373.024,4 | \$ 74,60 |

| Costos operación mensual | \$/m2 | \$/mes | \$/hab |
|--------------------------------------|----------|-------------|----------|
| Planilla | \$ 8,98 | \$ 3.046,86 | \$ 0,61 |
| Energía | \$ 0,02 | \$,62 | \$ 0,001 |
| Ahorro de energía (CH ₄) | - | \$ 440,81 | \$ 0,088 |
| Eliminación de residuos | \$ 0,22 | \$ 74,28 | \$ 0,015 |
| Pruebas de laboratorio | \$ 3,17 | \$ 1.077,42 | \$ 0,22 |
| Otros | \$ 0,88 | \$ 297,13 | \$ 0,06 |
| Total | \$ 13,26 | \$ 4.060,5 | \$ 0,81 |

| Costo de mantenimiento anual | \$/m2 | \$/año | \$/hab |
|-------------------------------------|---------|-------------|---------|
| Obra gris (0,7% anual de CI) | \$ 3,54 | \$ 1.203,34 | \$ 0,24 |
| Equipo mecánico (2% anual de CI) | \$ 2,61 | \$ 884,83 | \$ 0,18 |
| Total | \$ 6,15 | \$ 2.088,2 | \$ 0,42 |

Tratamiento Lodos

Unidades de secado = 4

Área total = 324 m²

| Costos de implementación | \$/m2 | \$ | \$/hab |
|---------------------------------|--------------|--------------|---------------|
| Relleno de lastre | \$ 4,38 | \$ 1.420,50 | \$ 0,28 |
| Sello de concreto pobre | \$ 5,68 | \$ 1.841,12 | \$ 0,37 |
| Cimentación | \$ 62,45 | \$ 20.234,03 | \$ 4,05 |
| Muros perimetrales | \$ 224,96 | \$ 72.888,31 | \$ 14,58 |
| Tubería PVC SDR-32 (200mm) | \$ 7,27 | \$ 2.356,84 | \$ 0,47 |
| Accesorios (3 a 10% tubería) | \$ 0,48 | \$ 157,12 | \$ 0,03 |
| Relleno | \$ 126,27 | \$ 40.912,95 | \$ 8,18 |
| Bomba para agua | \$ 186,40 | \$ 60.392,65 | \$ 12,08 |
| Total | \$ 617,91 | \$ 200.203,5 | \$ 40,04 |