



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

“Sistema alternativo condominial de bajo costo de alcantarillado sanitario para la comunidad de Salinas, cantón Santa Isabel, provincia del Azuay - Ecuador”

Trabajo de titulación previo a la
obtención del título de Ingeniero Civil

Autor:

Christian Patricio Picón Mosquera

CI: 0105818843

Directora:

Ing. Verónica Margarita Carrillo Serrano

CI: 0104040480

Cuenca, Ecuador
03/04/2019



Resumen

El saneamiento es un derecho humano fundamental para el desarrollo de las personas. En el Ecuador, existen diversos niveles de cobertura de este servicio, estableciéndose diferencias considerables entre zonas urbanas y rurales. En las zonas urbanas, el servicio ha sido solventado de manera mayoritaria, sin embargo, en las zonas rurales la carencia de sistemas de saneamiento es marcada, principalmente por cuestiones de orden económico y de la organización territorial de las poblaciones rurales. Circunstancias como la topografía en la que estas poblaciones se asientan, la irregularidad y baja densidad poblacional entre las principales, sumado a un suministro de agua potable discontinuo, hace no viable la implementación de un sistema de saneamiento (alcantarillado) convencional. Por lo que la implementación de un sistema no convencional hace factible la prestación de un servicio básico a poblaciones de características y condiciones adversas.

La comunidad de Salinas, perteneciente al cantón de Santa Isabel, provincia del Azuay, Ecuador, ha sido identificada como una comunidad de las características indicadas, que carece de la dotación adecuada de servicios básicos como lo son la distribución de agua potable y la provisión de un sistema de alcantarillado. El presente proyecto pretende el diseño de un sistema de alcantarillado no convencional denominado alcantarillado condominial que permite condiciones de implementación flexibles, pero que así mismo demanda estrictas condiciones de operación y mantenimiento detalladas en un manual que ayuda a la capacitación de la población en las labores necesarias para un correcto funcionamiento del sistema.

Palabras clave: Alcantarillado. Alcantarillado condominial. Saneamiento.



Abstract

Sanitation is a fundamental human right for the development of people. In Ecuador, there are different levels of coverage of this service, establishing considerable differences between urban and rural areas. In urban areas, the service has been mostly supplied, however, in rural areas the lack of sanitation systems is marked, mainly for economic reasons and the territorial organization of rural populations. Circumstances such as the topography on which these populations settle, the irregularity and low population density among the main ones, together with a supply of discontinuous drinking water, make the implementation of a conventional sanitation system (sewerage) not viable. Therefore, the implementation of an unconventional system makes feasible the provision of a basic service to populations of adverse characteristics and conditions.

The community of Salinas, belonging to the canton of Santa Isabel, province of Azuay, Ecuador, has been identified as a community of the indicated characteristics, which lacks the adequate endowment of basic services such as the distribution of potable water and the provision of a sewer system. This project aims to design an unconventional sewer system called condominial sewer that allows flexible implementation conditions, but also requires strict operating and maintenance conditions detailed in a manual that helps to the training of the population in the necessary tasks for a correct functioning of the system.

Keywords: Sewerage. Condominial sewerage. Sanitation.



Índice general

Resumen	2
Abstract	3
Índice general	4
Índice de gráficos.	8
Índice de tablas.	10
1. Aspectos Conceptuales	16
1.1. Introducción	16
2. Materiales y Metodología	19
2.1. Saneamiento	19
2.2. Instalaciones de saneamiento	22
2.2.1. Instalaciones de saneamiento mejoradas	23
2.2.2. Instalaciones de saneamiento no mejoradas	23
2.3. Sistemas de alcantarillado	24
2.3.1. Sistemas de alcantarillado convencional	24
2.3.2. Sistemas de alcantarillado no convencional	26
2.4. Metodología para reducir los costos de alcantarillado	33
2.5. Trazado de la red de alcantarillado	35
2.6. Cálculo hidráulico de la tubería	36
2.6.1. Coeficiente de Rugosidad n	38
2.7. Fuerza tractiva	40
2.8. Parámetros de diseño para sistemas de alcantarillado	42
2.8.1. Período de diseño	42
2.8.2. Población de diseño	42
2.8.3. Población a ser atendida	43
2.8.4. Consumo por persona de agua potable	43
2.8.5. Caudal medio	44
2.8.6. Caudal máximo diario	45
2.8.7. Caudal máximo horario	45
2.8.8. Caudal de Infiltración	45
2.8.9. Caudales de diseño	46
2.8.10. Cámaras de inspección	52
2.9. Criterios de diseño para sistemas de alcantarillado	54
2.9.1. Capacidad de las tuberías	54
2.9.2. Diámetro Mínimo	54
2.9.3. Velocidad Mínima	55
2.9.4. Velocidad Máxima	55
2.9.5. Profundidad de Instalación	55
2.9.6. Pérdidas de energía en la unión de los tramos de alcantarillado	56
2.10. Tratamiento de excretas para la comunidad rural	60
2.10.1. Tanque séptico	61
2.10.2. Remoción de arenas	63
2.10.3. Teoría de diseño del tanque séptico	68



2.11. Área de intervención del proyecto	73
2.11.1. Análisis socio-económico de la población	74
2.11.2. Sistema de agua potable existente	76
2.11.3. Sistema de alcantarillado	78
2.11.4. Topografía	79
3. Resultados y Discusión	80
3.1. Selección del sistema de saneamiento	80
3.2. Trazado geométrico de la red	80
3.3. Estimación de caudales de diseño	86
3.3.1. Caudal máximo probable por el método Británico	87
3.3.2. Caudal máximo probable por el método de la raíz cuadrada	87
3.3.3. Caudal máximo probable por el método del factor de Simultaneidad	88
3.3.4. Caudal máximo probable por el método Racional	89
3.3.5. Caudal máximo probable por el método de Hunter	90
3.3.6. Caudal máximo probable por el método de Hunter Modificado	90
3.3.7. Caudal máximo probable por el método de Hunter Modificado para Colombia	90
3.4. Parámetros generales de diseño	94
3.4.1. Período de diseño	94
3.4.2. Población de diseño	94
3.5. Caudal de diseño	94
3.6. Cálculo hidráulico de la red de alcantarillado	97
3.7. Tratamiento de las aguas residuales para la comunidad de Salinas	99
3.7.1. Caudal de diseño para el tratamiento de aguas residuales	99
3.7.2. Diseño del desarenador	100
3.7.3. Diseño del tanque séptico	105
3.7.4. Diseño del tanque dosificador	109
3.7.5. Diseño del campo de infiltración	110
3.8. Operación y mantenimiento	115
3.8.1. Operación y mantenimiento del desarenador	115
3.8.1.1. Limpieza manual	115
3.8.1.2. Medidas de seguridad	116
3.8.1.3. Interrupciones en la operación	116
3.8.1.4. Evaluación y rendimiento	117
3.8.1.5. Medición del caudal de aguas residuales	117
3.8.2. Operación y mantenimiento del tanque séptico	117
3.8.2.1. Disposición del efluente sólido de las fosas sépticas	117
3.8.2.2. Medidas de seguridad	118
4. Conclusiones y Recomendaciones	119
4.1. Recomendaciones	121



A. Caudales de diseño	123
A.1. Método Británico.	123
A.2. Método del factor de Simultaneidad	125
A.3. Método Racional	125
A.4. Método de Hunter	126
A.5. Método de Hunter Modificado	128
A.6. Método de Hunter para Colombia	130
B. Pérdidas de carga por cambio de dirección	133
C. Encuesta poblacional y sanitaria	134
D. Secretaría del Agua	136
E. Resultados físicos-químicos del agua	139
F. Resultados	140
F.1. Gráficos y modelos de los resultados	140
F.2. Descripción de la tabla del cálculo de caudales	144
F.3. Descripción de la tabla del cálculo hidráulico de los colectores	148
F.4. Sistema de ecuaciones para determinar la altura de agua sobre la tubería de salida del desarenador	153
F.5. Sistema de ecuaciones para determinar la altura de agua del desarenador	154
G. Especificaciones técnicas	156
G.1. Definición de términos y abreviaturas	156
G.2. Obras civiles y replanteo	158
G.2.1. Desbroce y limpieza	158
G.2.2. Replanteo y nivelación	160
G.2.3. Excavaciones	162
G.2.4. Entibados	168
G.2.5. Preparación de fondo de zanjas para colocación de la tubería (Incluye material granular)	169
G.2.6. Relleno Granular	171
G.2.7. Desalojo, limpieza y sobrecarreo de material producto de excavaciones	175
G.2.8. Encofrados	176
G.2.9. Hormigones	179
G.2.10. Suministro y colocación de acero	195
G.3. Obras de alcantarillado y saneamiento	197
G.3.1. Suministro de tuberías y accesorios de poli cloruro de vinilo PVC para alcantarillado	197
G.3.2. Instalación de tuberías PVC para alcantarillado	199
G.3.3. Instalación de accesorios PVC para alcantarillado	201
G.3.4. Pozos de revisión	202
G.3.5. Instalaciones domiciliarias de alcantarillado Condominial	205
G.3.6. Pruebas de infiltración	205



G.3.7. Campo de infiltración	209
H. Cantidades de Material y Presupuesto	211
H.1. Cantidades de material	211
H.2. Presupuesto	217
I. Manual de operación y mantenimiento	247
J. Plano topográfico de la comunidad de Salinas	260
K. Planos de la red de alcantarillado condominial para la comunidad de Salinas	261
L. Planos del perfil de la red de alcantarillado condominial para la comunidad de Salinas	262
M. Planos de las estructuras para el tratamiento de aguas residuales	263
Bibliografía	263



Índice de gráficos.

1.1. Viviendas con acceso a alcantarillado sanitario	17
2.1. Procesos de saneamiento para el tratamiento de aguas residuales	22
2.2. Esquema de una red de alcantarillado convencional	25
2.3. Esquema de una red de alcantarillado simplificado	26
2.4. Diagrama esquemático del alcantarillado de pequeño diámetro	28
2.5. Alternativas para el trazado de los ramales condominiales	31
2.6. Diagrama de dos tipos de diseños de cajas de inspección	32
2.7. Película biológica adherida a las paredes de la tubería	40
2.8. Esfuerzo cortante en una tubería a flujo libre	41
2.9. Modelos de pozos de revisión según su altura	53
2.10. Empate de las tuberías por la línea de energía	58
2.11. Radio de curvatura en la cámara de inspección	60
2.12. Tanque séptico típico	62
2.13. Nomenclatura de las partes del aforador Parshall	65
2.14. Detalle del tanque séptico	68
2.15. Tanque dosificador con sifón	72
2.16. Tipo de campos filtrantes	73
2.17. Ubicación geográfica de la comunidad Salinas dentro de la República del	74
2.18. Identificación de las viviendas en la comunidad de Salinas	75
3.1. Modelo de elevación digital de la comunidad de Salinas	81
3.2. Trazado geométrico de la red de alcantarillado con la herramienta SIG de costo de camino	82
3.3. Rutas principales del trazado geométrico de alcantarillado	84
3.4. Alineación para la red de alcantarillado condominial en la comunidad de Salinas	85
3.5. Resumen gráfico de los resultados obtenidos y analizados	92
3.6. Medidas y geometría del canal Parshall	101
3.7. Dimensiones y perfil de agua en el desarenador y canal Parshall	102
3.8. Dimensiones del tanque séptico	108
3.9. Vista de perfil del tanque dosificador	110
3.10. Ancho y profundidad del relleno bajo la tubería de infiltración.	112
3.11. Longitud de separación de la zanja de infiltración, Ls.	113
A.1. Curvas estimadas de caudal máximo probable para propósitos de diseño	127
A.2. Curva de caudal máximo probable, Hunter Modificado	128
A.3. Detalle curva de caudal máximo probable, Hunter Modificado	129
A.4. Curva de caudal máximo probable, Método de Hunter para Colombia	131
A.5. Detalle de la curva de caudal máximo probable, Método de Hunter para Colombia	131



B.1. Pérdidas de energía por cambios de dirección en las cámaras de inspección	133
F.1. Lugar de descarga del alcantarillado condominial para el tratamiento .	140
F.2. Raster digital de pendientes de la comunidad de Salinas	141
F.3. Tipos de resaltos hidráulicos en el canal Parshall	142
F.4. Corrección de caudal para sumergencia de 80 a 95 %	142
F.5. Corrección de caudal para sumergencia de 60 a 75 %	143
F.6. Valor de altura de agua y velocidad en la tubería de salida del desarenador	154
F.7. Alturas de agua en la transición	155
G.1. Modelo de la prueba de infiltración en el fondo de la zanja	207
G.2. Modelo de la tabla de lecturas para una prueba de infiltración	209





Índice de tablas.

2.1. Niveles de servicio para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos para la zona rural	21
2.2. Tasas de crecimiento poblacional	43
2.3. Dotaciones de agua para los diferentes niveles de servicio	44
2.4. Porcentaje de fugas a considerarse en el diseño de abastecimiento de agua	44
2.5. Valores de Infiltración en Tuberías Q_i ($l/s/km$)	45
2.6. Dimensiones de cámaras de registro	54
2.7. Velocidades máximas en tuberías sanitarias	55
2.8. Profundidad del recubrimiento - Tubería de PVC	56
2.9. Anchos de zanjas recomendados (Diámetro 100 y 150 mm)	56
2.10. Pérdida de energía por cambio de dirección	59
2.11. Resultados Físicos-Químicos del agua para la comunidad de Salinas .	78
3.1. Caudal máximo probable calculado con el método Británico	87
3.2. Caudal máximo probable calculado por el método del factor de simultaneidad	88
3.3. Caudal máximo probable calculado por el método Racional	89
3.4. Caudal máximo probable calculado por el método de Hunter	90
3.5. Caudal máximo probable calculado con el método de Hunter Modificado para Colombia	91
3.6. Caudales máximos probables para la comunidad de Salinas en (l/s) .	91
3.7. Resultados de caudal máximo probable para la comunidad de Salinas y los conjuntos residenciales de las dos bibliografías comparadas . . .	92
3.8. Cálculo de los caudales de diseño	96
3.9. Diseño hidráulico de los colectores del alcantarillado condominial . .	98
3.10. Empate por la línea de energía de los colectores del alcantarillado condominial	99
3.11. Dimensiones y flujo de agua del desarenador	105
3.12. Volumen de lodos calculado para la limpieza en cada año	106
3.13. Dimensiones de las dos cámaras del tanque séptico	107
3.14. Volumen de sedimentación en cada cámara del tanque séptico	108
3.15. Volumen de lodo en cada cámara del tanque séptico	109
3.16. Diseño de zanjas de infiltración	114
A.1. Descargas para aparatos sanitarios en agua fría y caliente, Método Británico	123
A.2. Caudal máximo probable para descargas simultáneas en muebles sanitarios	124
A.3. Caudales para cada aparato sanitario, Método factor de Simultaneidad	125
A.4. Caudales de los aparatos sanitarios, Método Racional	125
A.5. Unidades de diferentes aparatos sanitarios, Método de Hunter	126
A.6. Unidades de descarga según la norma INCOTEC 1500 del código de Colombia	130



A.7. Caudal máximo probable Vs unidades de consumo, Método de Hunter para Colombia	132
C.1. Encuesta poblacional y sanitaria de la comunidad Salinas	135
D.1. Tabla N° 1. Secretaría del Agua	137
F.1. Ancho de zanja para cada tramo de la red condominial	144
G.1. Porcentaje de esponjamiento de acuerdo al tipo de material	176
G.2. Tiempo necesario para retirar los encofrados	178
G.3. Tipo de hormigón para diferentes estructuras de alcantarillado	180
G.4. Relaciones Agua/Cemento - Máximas	180
G.5. Porcentajes máximos de error en peso para el hormigón	182
G.6. Límites tolerables para las obras de hormigón	187
G.7. Límites máximos de impurezas en el agua para hormigón	189
H.1. Volumen de excavación y longitud de tubería del alcantarillado condominial	211
H.2. Volumen de excavación del fondo de los pozos de revisión	212
H.3. Volumen de excavación del sistema de tratamiento de aguas residuales	213
H.4. Volumen de relleno compactado para el campo de infiltración	213
H.5. Volumen de hormigón de 210 kg/cm^2 para los pozos de revisión	214
H.6. Volumen de hormigón de 240 kg/cm^2 y encofrado para el sistema de tratamiento de aguas residuales	215
H.7. Cantidad de acero para el armado del tanque séptico	215
H.8. Longitud total de la tubería del alcantarillado condominial	215
H.9. Longitud de la tubería para el tratamiento de aguas residuales	215
H.10. Longitud aproximada de la tubería de alcantarillado sanitario para las domiciliarias	216



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Christian Patricio Picón Mosquera en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Sistema alternativo condominial de bajo costo de alcantarillado sanitario para la comunidad de Salinas, cantón Santa Isabel, provincia del Azuay - Ecuador", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 3 de abril 2019

Christian Patricio Picón Mosquera

C.I: 0105818843



Cláusula de Propiedad Intelectual

Christian Patricio Picón Mosquea, autor del trabajo de titulación “Sistema alternativo condominial de bajo costo de alcantarillado sanitario para la comunidad de Salinas, cantón Santa Isabel, provincia del Azuay - Ecuador”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 3 de abril 2019

Christian Patricio Picón Mosquea

C.I: 0105818843

UNIVERSIDAD DE CUENCA
desde 1867



Agradecimientos

A mis queridos padres por sus sacrificios en instruirme de manera intelectual y humana, y la confianza incondicional que me han brindado. A mis queridos hermanos por su apoyo y amistad. De manera especial a mi directora de tesis la Ing. Verónica Carrillo Serrano, a mis revisores de tesis los ingenieros Diego Idrovo Murillo y Esteban Pacheco Tobar y a mis maestros de la Universidad de Cuenca, quienes además de brindarme su experiencia y compartirme sus conocimientos, supieron motivarme para realizar el presente proyecto. Y agradecer a los habitantes de la comunidad de Salinas por su buena voluntad de ayudarme y aportar información para este trabajo de titulación.

Christian Patricio Picón Mosquera

UNIVERSIDAD DE CUENCA
desde 1867



Dedicatoria

Quiero dedicar el presente trabajo de titulación a mis padres, hermanos, mi familia y mis amigos por fomentarme la honestidad y responsabilidad en todas las acciones de mi vida. Por último, se lo dedico a todas las personas de la comunidad de Salinas, quienes apoyan rotundamente el proyecto y supieron ayudarme para la elaboración de este trabajo.

Christian Patricio Picón Mosquera



UNIVERSIDAD DE CUENCA
desde 1867



Capítulo 1

Aspectos Conceptuales

1.1. Introducción

De acuerdo a la *Organización Mundial de la Salud, OMS*, el saneamiento es un objetivo básico de desarrollo sostenible para las poblaciones. En el informe de la *OMS*, [30], el saneamiento es generalmente definido por parámetros aplicables a todos los países, pero tomando en consideración las circunstancias de cada país. En base a la calidad de las instalaciones sanitarias, el transporte y el tratamiento de las aguas residuales, se pueden establecer niveles de servicio correspondientes a: defecación al aire libre, saneamiento no mejorado, limitado, básico y gestionado de manera segura. El objetivo de desarrollo sostenible de saneamiento debe enfocarse hacia un acceso universal y como mínimo un servicio de saneamiento básico, [30].

El informe publicado para el *Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, PNUD* [8], establece la falta de saneamiento básico como uno de los principales factores que evita el desarrollo, reduce la esperanza de vida debido a enfermedades ocasionadas por la mala o nula eliminación de desechos, afecta la educación en niños y adultos; y empobrece a comunidades escasas de servicios de saneamiento. Por lo tanto, este problema se constituye en uno de los mayores inconvenientes que afrontan los países en vías de desarrollo.

Adicionalmente, la falta de saneamiento básico incrementa las muertes infantiles debido a enfermedades producidas por la no eliminación adecuada de residuos y por el contagio de los alimentos a través de la contaminación del suelo destinado a la agricultura. Esta situación produce mala salud y reduce el potencial humano de la comunidad y especialmente de los niños, [8].

La realidad del suministro del servicio de saneamiento en la república del Ecuador afronta una insuficiencia en accesibilidad, disponibilidad y calidad. A pesar de ser un derecho básico humano se estima que apenas el 62 % de la población ecuatoriana urbana tiene acceso al saneamiento básico y en el área rural la cobertura de este servicio decae al 16 %, de acuerdo al *Programa de Monitoreo Conjunto para agua potable y saneamiento* [9]. Concretamente, el gráfico 1.1 muestra el número de viviendas con acceso a alcantarillado sanitario por área; datos tomados del censo de 2010; obtenidos de



la *Secretaría Nacional de Planificación y Desarrollo, Senplades* [32]. Según el gráfico 1.1 el acceso de la población rural al servicio de alcantarillado es bajo en comparación al servicio para el área urbana. El gran desafío del país es reducir la brecha existente entre el área urbana y rural en el servicio de sanidad del Ecuador [32].

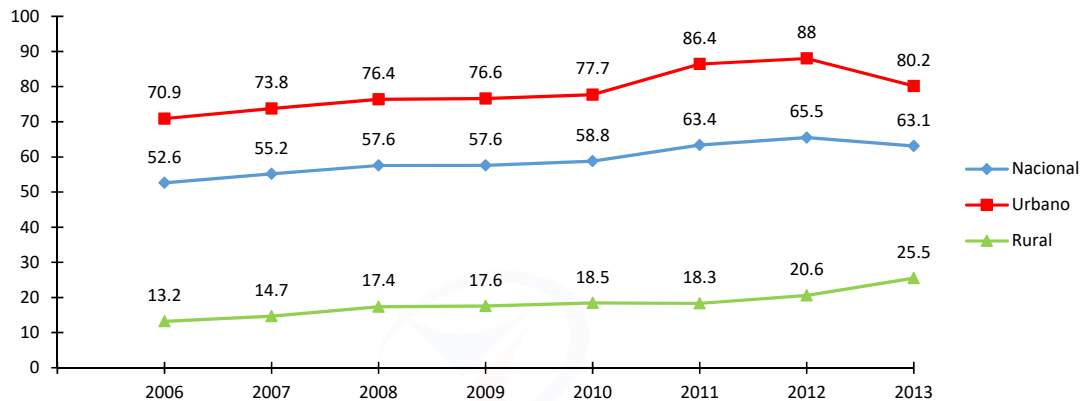


Gráfico 1.1: Viviendas con acceso a alcantarillado sanitario [%]
Fuente: Senplades

Los inconvenientes geográficos, de accesibilidad, económicos, sociales, de educación y abandono que sufren las comunidades rurales del Ecuador hace inviable la construcción de un alcantarillado convencional debido al alto costo inicial de inversión, esto se representa en los bajos índices de cobertura del gráfico 1.1

La normativa del Ecuador para la disposición de excretas y residuos líquidos contempla dichos inconvenientes, motivo por el cuál, para áreas rurales se ha establecido que se pueden diseñar sistemas no convencionales de alcantarillado que se ajusten a las condiciones del sector y cumplan con criterios técnicos y de operación y mantenimiento.

Con el objetivo de disminuir la deficiencia en el suministro de este servicio básico, y como un aporte de la Universidad de Cuenca al desarrollo de la sociedad, se ha identificado una comunidad rural que carece de la dotación de los servicios básicos de saneamiento para implementar un sistema de alcantarillado no convencional y dar solución a la problemática identificada de manera factible y eficiente. La comunidad seleccionada es la comunidad rural de Salinas, ubicada en el cantón de Santa Isabel, provincia del Azuay. Esta comunidad se constituye en un asentamiento netamente rural y pobre y requiere la dotación de los servicios básicos de agua potable y saneamiento; ya que sus actividades cotidianas se ven perjudicadas y su progreso queda limitado por las enfermedades, la pobreza y la vulnerabilidad.



El presente trabajo plantea el diseño de un sistema de alcantarillado no convencional denominado alcantarillado condominial que se ajuste mejor a las condiciones geográficas, económicas y a las características de la comunidad rural de Salinas. Reconociendo que la gestión de los excrementos a lo largo de toda la cadena de saneamiento es esencial para proteger a las comunidades y los niños de la exposición a organismos patógenos, se brindará de un sistema de tratamiento de aguas residuales para las viviendas dentro de la red de alcantarillado condominial.

El objetivo principal del presente trabajo de titulación es proyectar el diseño de un sistema alternativo de bajo costo de alcantarillado sanitario conocido como alcantarillado condominial, para la comunidad de Salinas, cantón Santa Isabel, provincia del Azuay, Ecuador. Entre los objetivos específicos se encuentran:

- Determinar el estado actual de la dotación de servicios básicos y las características generales de la población.
- Plantear la alternativa de alcantarillado sanitario que mejor se ajuste a las condiciones de la comunidad.
- Verificar la alternativa propuesta mediante simulación numérica de los procesos de flujo.
- Realizar el tratamiento de las aguas residuales del sistema de alcantarillado.
- Construir un manual de operación y mantenimiento para el adecuado uso y cuidado de la red por parte de la comunidad.



Capítulo 2

Materiales y Metodología

2.1. Saneamiento

El saneamiento es el conjunto de acciones y técnicas sociales y económicas de salud pública que tienen por objetivo alcanzar niveles crecientes y sostenibles de salubridad ambiental, según la *Organización Panamericana de la Salud*; comprende el manejo sanitario del agua potable, las aguas residuales, los residuos orgánicos tales como las excretas y residuos alimenticios, los residuos sólidos y la higiene, lo que reduce los riesgos para la salud y previene la contaminación, con la finalidad de promover y mejorar las condiciones de vida urbana y rural.

La OMS en su informe de progresos en materia de agua, saneamiento e higiene, [30], clasifica el nivel de servicio de saneamiento de acuerdo al tipo de instalaciones de saneamiento usadas y la manera de tratar las aguas residuales del proceso de saneamiento. Las instalaciones de saneamiento son aparatos sanitarios en donde las personas realizan sus necesidades y separan higiénicamente los excrementos del contacto humano, [30]; y la manera de tratar las aguas residuales puede ser gestionado de manera segura o no. Para un tratamiento gestionado de manera segura los excrementos producidos pueden ser, [30]:

1. Tratados y eliminados en el mismo lugar de descarga.
2. Almacenados temporalmente y luego vaciados, transportados y tratados en una instalación externa.
3. Transportados por medio de una red de alcantarillados con aguas residuales y luego tratados en una instalación externa.

Las aguas residuales que no se gestionan de manera segura o no se gestionan significan un peligro de salud para toda la comunidad en sus actividades cotidianas.

La disponibilidad, el tipo de instalaciones y la manera de tratar las aguas residuales clasifica al saneamiento en cinco niveles de servicio (calidad del servicio que se ofrece) descritos a continuación desde el más seguro higiénicamente hasta el que carece de instalaciones y tratamiento.



1. **Gestionado de manera segura.** - implica el uso de instalaciones mejoradas que no se comparten con otros hogares y donde los excrementos se eliminan de manera segura en el mismo sitio o se transportan y se tratan en una instalación externa. Junto a una instalación de higiene aseguran la salubridad de las personas dentro de este nivel de servicio de saneamiento.
2. **Básico.** - si los excrementos de las instalaciones de saneamiento mejoradas no reciben un tratamiento gestionado de manera segura, a las personas que utilicen esas instalaciones se les clasificará como que disponen de un servicio de saneamiento básico.
3. **Limitado.** - las personas que utilizan instalaciones mejoradas que se comparten entre dos o más hogares se clasificarán como que disponen de un servicio limitado. De igual manera no se tratan los residuos.
4. **No mejorado.** - implica el uso de instalaciones de saneamiento no mejoradas como fosas simples, letrinas colgantes o de cubo, y, no se tratan los residuos.
5. **Defecación al aire libre.** - depósito de las heces humanas en campos abiertos, bosques, arbustos, cuerpos de agua abiertos, playas u otros espacios abiertos, o junto a desechos sólidos.

De estos niveles de servicio, el saneamiento básico es la condición base para emprender el progreso de la sociedad. El saneamiento básico está definido por el acceso a instalaciones privadas, equipadas con cisterna alimentada por un suministro continuo de agua (instalaciones mejoradas), y con un lavamanos cercano; según los informes de la *OMS*. Esto es óptimo para la salud, porque los residuos humanos se canalizan por sistemas de desagüe, lo que garantiza una inmediata recolección de los residuos biológicos y la separación del agua potable de los agentes patógenos que contienen las sustancias fecales, [8].

Si el agua residual proveniente de un sistema de saneamiento básico recibe un tratamiento antes de su disposición final, el nivel de servicio mejora y se lo define como un saneamiento gestionado de manera segura, el cual permite un desarrollo sostenible para la comunidad y cumple los objetivos de sanidad de acuerdo a la *OMS*.

La norma ecuatoriana *Norma de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural. CO 10.7 - 602* abarca las obligaciones, criterios y recomendaciones para el diseño de alcantarillado para la comunidad rural.



Los niveles de servicios definidos para el área rural y poblaciones con menos de 1000 habitantes para el Ecuador se pueden apreciar en la tabla 2.1. En esta tabla se observa que el nivel de servicio para la zona rural depende del tipo de disposición de los residuos, pero, no especifica el grado de tratamiento necesario para estos desechos.

Tabla 2.1: Niveles de servicio para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos para la zona rural

NIVEL	SISTEMA	DESCRIPCIÓN
0	Agua potable Eliminación de excretas	Sistemas individuales. Diseñar de acuerdo a las disponibilidades técnicas, usos previstos del agua, preferencias y capacidad económica del usuario
I a	Agua potable Eliminación de excretas	Grifos públicos Letrinas sin arrastre de agua
I b	Agua potable Eliminación de excretas	Grifos públicos más unidades de agua para lavado de ropa y baño Letrinas sin arrastre de agua
II a	Agua potable Eliminación de excretas	Conexiones domiciliarias, con un grifo por casa Letrinas con o sin arrastre de agua
II b	Agua potable Eliminación de residuos líquidos	Conexiones domiciliarias, con más de un grifo por casa Sistema de alcantarillado sanitario

Fuente: norma ecuatoriana CO 10.7 - 602

La combinación de un sistema de disposición de aguas residuales y la de un sistema de tratamiento, resulta en un proceso de saneamiento, brindando un buen servicio de salubridad a las poblaciones beneficiarias. En el gráfico 2.1 se muestra una referencia de los costos para diferentes procesos de saneamiento correspondientes al año 2005, [21].

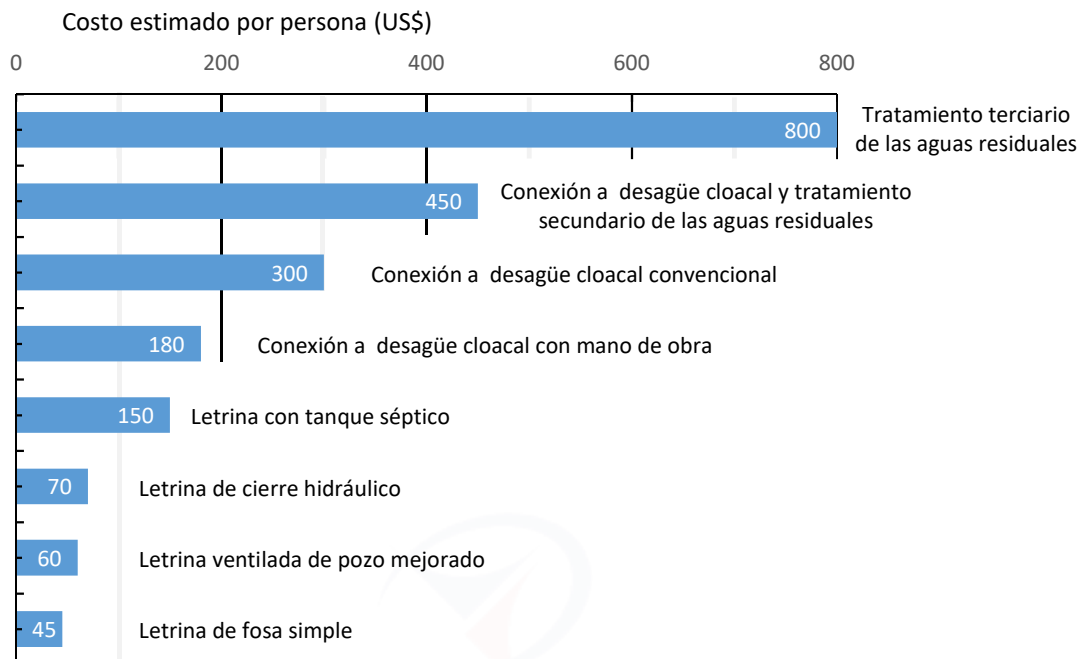


Gráfico 2.1: Procesos de saneamiento para el tratamiento de aguas residuales
Fuente: Adaptado de Lenton, Wright y Lewis 2005, [21]

2.2. Instalaciones de saneamiento

El objetivo de las instalaciones de saneamiento es recoger el agua residual y, conducirla fuera del contacto humano de forma que no suponga ningún peligro para la salud.

En las viviendas se puede evacuar dos tipos de agua residual:

1. Aguas pluviales.- es el agua proveniente de cubiertas, patios, terrazas cuando llueve.
2. Aguas residuales domésticas.- es el agua residual correspondiente al uso del agua por el suministro de agua potable, empleadas en tareas como: cocinar, limpiar, lavar y el aseo personal.

En función de sus componentes y del nivel de tratamiento que se da a las aguas residuales, las instalaciones de saneamiento pueden ser mejoradas o no mejoradas de acuerdo al *Programa Conjunto OMS/UNICEF para el Monitoreo del Abastecimiento de Agua y del Saneamiento (JMP)*.



2.2.1. Instalaciones de saneamiento mejoradas

Las instalaciones de saneamiento mejoradas son esenciales para un buen servicio de sanidad, evitando el contacto humano con los organismos patógenos en los excrementos. Junto a instalaciones de higiene, como lavamanos y canillas, dotadas de agua potable constituyen factores que impulsan el progreso de los objetivos de desarrollo sostenible, [30], referidos a la salud, la nutrición, la educación y la igualdad de género.

Entre las instalaciones de saneamiento mejoradas se encuentran las siguientes:

- **Descarga hidráulica (automática o manual) a:**
 - **Sistemas de alcantarillado.** - los sistemas de alcantarillado consiste en una serie de tuberías y obras complementarias, necesarias para recibir y evacuar las aguas residuales de la población, [22].
 - **Tanques sépticos.** - sistema de saneamiento y de tratamiento de aguas residuales. Se lo estudia y describe en la sección 2.10.1.
 - **Letrinas de pozo.** - es un sistema basado en un sanitario con arrastre hidráulico (pedestal o inodoro), que deposita el agua residual y los excrementos humanos en un pozo cubierto en el terreno. Una amplia descripción se puede encontrar en la literatura de la referencia [34].
- **Letrina de pozo mejorada con ventilación (VIP).** - es un sistema en el que se deposita las heces y orina humana en un pozo cubierto en el terreno, pero sin descarga de agua, [34]. Es una tecnología muy usada en zonas rurales.
- **Cámara de compostaje.**- es un pozo relleno de componentes biodegradables (hojas, desechos frutas, etc) en donde se depositan los residuos y se degradan con el tiempo, [34].

2.2.2. Instalaciones de saneamiento no mejoradas

Las instalaciones de saneamiento no mejoradas no cumplen con los objetivos de las instalaciones mejoradas y por ende no garantizan la privacidad y un uso higiénico adecuado; es decir, no separan higiénicamente los excrementos del contacto humano, especialmente en niños.

Entre las instalaciones de saneamiento no mejoradas se encuentran las siguientes:

- **Letrina de pozo abierta.** - es un pozo en el terreno que está al aire libre, cuando se depositan los residuos estos son vías de contaminación a la comunidad y representan un peligro de accidentes.



- **Letrina de balde.** - es un sistema de letrina compuesto por un balde en donde se deposita las heces fecales y la orina.
- **Instalaciones públicas o compartidas.** - el uso de instalaciones mejoradas que se comparten con otros hogares se clasifica como un servicio limitado. La pérdida de dignidad asociada a la falta de privacidad con respecto al saneamiento ayuda a explicar el motivo por el que muchas personas a pesar de contar con instalaciones sanitarias compartidas prefieren el acto de defecar al aire libre, y también el por qué las mujeres conceden más importancia que los hombres a los servicios de saneamiento.
- **Ninguna instalación, arbustos o campo (defecación al aire libre).** - o dejar las heces expuestas, es la práctica de defecar al aire libre, en público, o alrededor de su comunidad. Esta rutina constituye un riesgo para la salud pública y la nutrición y está relacionada con la muerte diaria de 1000 niños y niñas por diarreas, [8] y [30].

2.3. Sistemas de alcantarillado

Los alcantarillados o redes de alcantarillado son sistemas de tuberías y estructuras usados para la recolección y transporte de aguas residuales, industriales y pluviales de una población, que se vierten en un sistema de tratamiento de aguas residuales. Estas tuberías usualmente trabajan a gravedad y rara vez a presión.

El alcantarillado evacua las aguas residuales producto de la higiene, limpieza y de la cocina, hacia el lugar de tratamiento de aguas residuales, y pueden ser convencionales o no convencionales.

2.3.1. Sistemas de alcantarillado convencional

En general, los sistemas convencionales han sido ampliamente utilizados, estudiados y estandarizados. Son sistemas con tuberías que permiten una gran flexibilidad en la operación del sistema, debido en muchos casos a la incertidumbre en el uso de los parámetros que definen el caudal, densidad de población y su estimación futura, o un sistema de mantenimiento inadecuado e insuficiente.

De acuerdo a [22], los sistemas de alcantarillados convencionales se clasifican así, según el tipo de agua que conduzcan:

- **Alcantarillados separados**

Los sistemas de alcantarillados separados son aquellos en los que se independizan las evacuaciones de las aguas residuales y lluvias. Se tiene entonces:

- **Alcantarillados sanitarios.** - son sistemas diseñados para recolectar y evacuar exclusivamente las aguas residuales domésticas e industriales.
- **Alcantarillados pluviales.** - son sistemas de evacuación de la escorrentía superficial producida por la precipitación pluvial.

■ Alcantarillados combinados

Son alcantarillados que conducen simultáneamente las aguas residuales (domésticas e industriales) y las aguas lluvias.

Los alcantarillados convencionales están constituidos por redes colectoras que son construidas, generalmente, en la parte central de calles y avenidas e instaladas en pendiente, permitiendo que se establezca un flujo por gravedad desde las viviendas hasta la planta de tratamiento (véase gráfico 2.2). El componente complementario más importante son las cajas o pozos de inspección que permiten el cambio de dirección en la red y, por ende, el trazado de la misma. La principal función de estas cámaras es la limpieza de los colectores para evitar su obstrucción, [5].

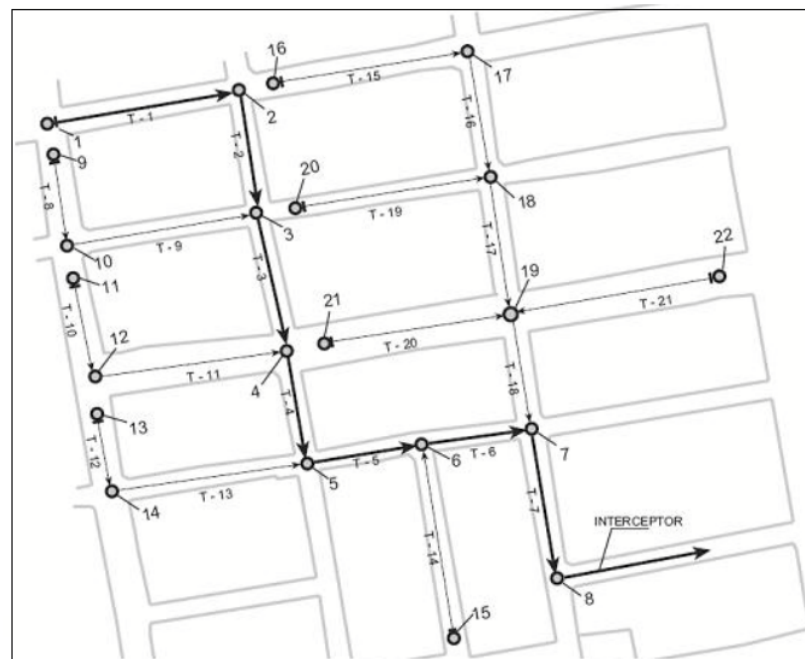


Gráfico 2.2: Esquema de una red de alcantarillado convencional

Fuente: Guías para el diseño de tecnologías de alcantarillado, [5]

Los sistemas de alcantarillados convencionales tienen altos costos de instalación debido a que cada calle debe tener una línea de tubería para recolectar los desechos de

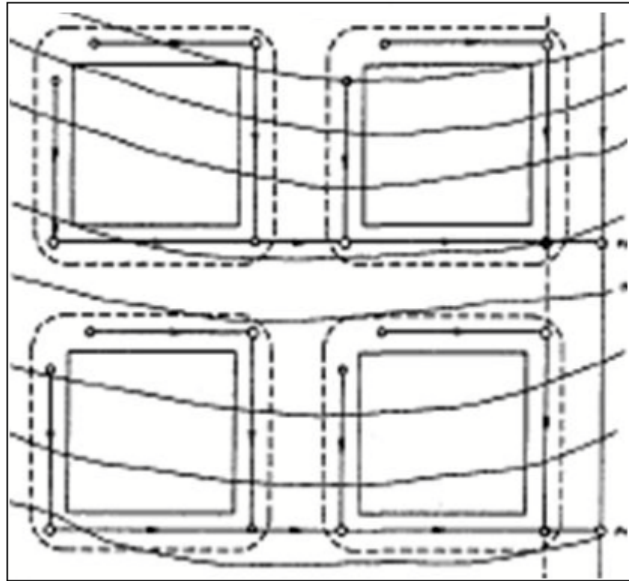


Gráfico 2.3: Esquema de una red de alcantarillado simplificado
Fuente: Guías para el diseño de tecnologías de alcantarillado, [5]

cada casa en cada lado; ya que los colectores se ubican en la calle, estos necesitan de grandes profundidades para protegerlos del peso de los vehículos. Los diámetros y las pendientes de las tuberías están diseñados generosamente para disminuir los costos de operación y mantenimiento, es por eso que, los estándares de diseño utilizados en el alcantarillado convencional a menudo exceden los requisitos de operación.

2.3.2. Sistemas de alcantarillado no convencional

Los sistemas no convencionales surgen como una respuesta de saneamiento básico para poblaciones con recursos económicos limitados. Estos sistemas requieren una mayor definición y control de los caudales, de un mantenimiento intensivo y, más importante aún que la parte tecnológica, necesitan una cultura de la comunidad que acepte y controle el sistema dentro de las limitaciones que éstos pueden tener, [22].

Los sistemas de alcantarillados no convencionales se clasifican según el tipo de tecnología aplicada y, en general, se limitan a la evacuación de las aguas residuales, [22].

- **Alcantarillados simplificados.**- los sistemas de alcantarillados sanitarios simplificados como se ejemplifican en el gráfico 2.3, son diseñados con los mismos lineamientos de un alcantarillado convencional, pero la diferencia radica en la simplificación y minimización del uso de materiales y criterios constructivos. Las principales ventajas del alcantarillado simplificado de acuerdo a [5], son:



- Los colectores no necesariamente son colocados en la calzada de calles o avenidas. Son proyectados por veredas o jardines, alejados de la zona de tráfico vehicular para protegerlos contra choques mecánicos. En algunos casos se proyectan redes dobles, en ambos lados de la calle.
- Reducción de los costos de construcción, a través de la minimización de la profundidad de excavación para los colectores.
- Uso de elementos de inspección más simples y económicos, tales como, los dispositivos de inspección, los terminales de limpieza y las cajas de paso. Sólo en algunos casos, aún se conserva y es necesario la instalación de los buzones convencionales.
- Se reducen los diámetros mínimos y el recubrimiento de los colectores. El diámetro mínimo especificado es 150 mm , pero excepcionalmente se podrían emplear colectores con 100 mm de diámetro. La excavación mínima aceptable es de 0.65 m , si los colectores van tendidos sobre veredas y jardines.
- Con el alcantarillado simplificado se introdujeron métodos más precisos para el cálculo y control de las condiciones de auto limpieza; los criterios antiguos de control de las velocidades, en base al total o la mitad de las secciones mojadas, fueron sustituidos por el concepto de fuerza de arrastre.

La aplicación de este sistema de alcantarillado se recomienda para poblaciones que tengan una densidad poblacional mayor a 150 hab/ha y un consumo de agua per cápita de por lo menos $60\text{ l/hab} * \text{dia}$.

- **Alcantarillados de pequeño diámetro.-** son alcantarillados sin arrastre de sólidos o alcantarillados a presión, gráfico 2.4. En estos sistemas se eliminan los sólidos de los efluentes de la vivienda por medio de un tanque interceptor. El agua es transportada luego a una planta de tratamiento o sistema de alcantarillado convencional a través de tuberías de diámetro pequeño (por ejemplo, 50 mm) que no tienen que seguir un gradiente de energía uniforme y que, por tanto, pueden trabajar a presión en algunos tramos, [22].

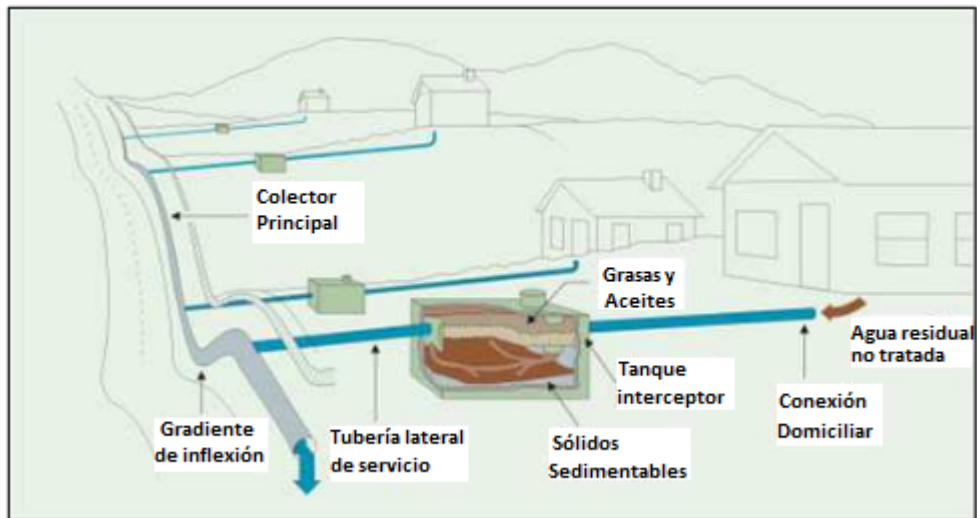


Gráfico 2.4: Diagrama esquemático del alcantarillado de pequeño diámetro

Las ventajas principales que se obtienen al emplear este sistema son las siguientes:

- Pequeña cantidad de agua necesaria para transportar los sólidos provenientes del tanque séptico.
- Costos de excavación reducidos, el alcantarillado puede seguir la topografía natural de mejor manera que el alcantarillado convencional al trabajar a presión y evitar la mayoría de obstrucciones en su camino.
- Costos de materiales reducidos, los diámetros de la red se reducen por los tanques interceptores y los pozos de inspección se pueden simplificar.
- Requerimientos de tratamiento reducidos, se elimina el tamizado, remoción de arenas y sedimentación primaria de las plantas de tratamiento.
- Los costos de construcción son mínimos, aproximadamente un tercio del alcantarillado simplificado y una quinta parte del costo del sistema convencional.

La principal desventaja del sistema de alcantarillado de pequeño diámetro es la necesidad que tienen de una evacuación y disposición periódica de los sólidos de cada tanque interceptor del sistema. Deben tomarse precauciones especiales para prevenir las conexiones ilegales, ya que es posible que no se instalen tanques interceptores en dichas conexiones, y de esa manera se introduzcan sólidos en un sistema que no está diseñado para manejarlos.



El sistema de alcantarillado de pequeño diámetro es un sistema que se adapta mejor para pequeñas comunidades, zonas periféricas, poblados costeros, etc. Los sistemas también pueden ser efectivos en donde el terreno es demasiado plano para instalar alcantarillados convencionales sin que se requieran excavaciones profundas, o también, en donde el suelo es rocoso o inestable y el nivel freático es elevado. Este sistema es apropiado para comunidades que tengan un bajo consumo de agua, quizás menores a $30 \text{ l/hab} * \text{ dia}$, [5].

- **Alcantarillados condominiales.**- son los alcantarillados que recogen las aguas residuales de un pequeño grupo de viviendas y las conducen a un sistema de alcantarillado convencional, [22], o un sistema de tratamiento.

El alcantarillado condominial surge debido a que los estándares técnicos excesivamente altos para alcantarillado sanitario eran inadecuados para los países en vías de desarrollo y particularmente costosos para los pobres. En lugares periurbanos la distribución de viviendas no era regular, lo que imposibilitó económicamente la implementación de sistemas de alcantarillado de tipo convencional y obligó a la formulación de alternativas aplicables bajo condiciones no ideales.

Durante la década de 1980 se desarrolló el denominado modelo condominial para la construcción de las redes de agua y alcantarillado en Brasil, como una respuesta a los desafíos planteados por la expansión de los servicios a los vecindarios periurbanos, [25].

De acuerdo a José Carlos Melo (ingeniero sanitario brasileño que innovó el sistema condominial) [25], el modelo condominial tanto para agua potable como para alcantarillado se basa en dos conceptos primordiales que se diferencian del modelo convencional. El primer concepto redefine la unidad a la cual se presta el servicio. Mientras que los sistemas convencionales prestan esencialmente servicios a cada unidad de vivienda, los servicios condominiales lo hacen a cada manzana de viviendas o cualquier grupo de viviendas que podría denominarse unidad de vecindario o “condominio”. Esto surge del concepto de brindar una sola conexión a un edificio de departamentos. Con este concepto la red pública no necesitará conectarse a cada terreno ni estar en cada calle, sino solamente disponer de un punto de conexión para cada manzana. De los trabajos realizados en ciudades de Brasil, los sistemas condominiales necesitan aproximadamente la mitad de longitud para alcantarillados y un cuarto de longitud para el servicio de agua, [25].



Los ramales para alcantarillado pueden localizarse en la parte más conveniente de la manzana (bajo las aceras, en patios delanteros o posteriores); mientras que en el caso del servicio de agua están generalmente localizados debajo de las aceras para permitir la medición individual, [25]. Esto hace posible obtener ahorros sustanciales en cuanto a la longitud, el diámetro y la profundidad de excavación de las tuberías empleadas.

El segundo concepto característico detrás del modelo condominial es el desarrollo de una relación más estrecha entre los proveedores y usuarios del servicio, lo que permite a las dos partes un acuerdo para el servicio y adaptación a las necesidades y restricciones locales. De esta manera, el condominio no solo presta servicio de alcantarillado, sino favorece las decisiones colectivas y organiza acciones comunales formando una unidad social. Los usuarios del sistema condominial deben comprometerse a adoptar acciones complementarias que van desde la educación sanitaria hasta la participación directa en el proceso de construcción y mantenimiento. Es decir, se integra el trabajo social y la participación comunitaria con los aspectos técnicos de ingeniería civil y diseño, [4]. Claramente, una reducción mayor de los costos depende del grado de participación comunitaria en los procesos de construcción y mantenimiento.

Este énfasis en la participación, conocimiento y ayuda comunitaria describe la filosofía del alcantarillado condominial, en el cual solo se puede generar una tecnología adecuada con la participación de la comunidad beneficiada, logrando soluciones sostenibles que cumplan los objetivos básicos de saneamiento de acuerdo a la *Organización Mundial de la Salud* y *UNICEF*. La participación tiene el objetivo de involucrar a la comunidad no solamente en el proceso de la instalación del sistema, sino también en su funcionamiento, [28].

Para lograr la sostenibilidad en el tiempo, la aplicación del sistema condominial debe estar integrada a la estructura de la entidad prestadora del servicio, responsable por la gestión del sistema.

El sistema condominial aborda cada una de las críticas del sistema convencional, reduciendo significativamente los costos, lo que hace que el sistema sea accesible para los residentes que suelen estar excluidos de los planes convencionales de alcantarillado. La conexión condominial de la red cuesta aproximadamente una cuarta parte de la red convencional, por hogar atendido. Los desechos domésticos se recolectan a través de una línea de alimentación de 100 mm en lugar

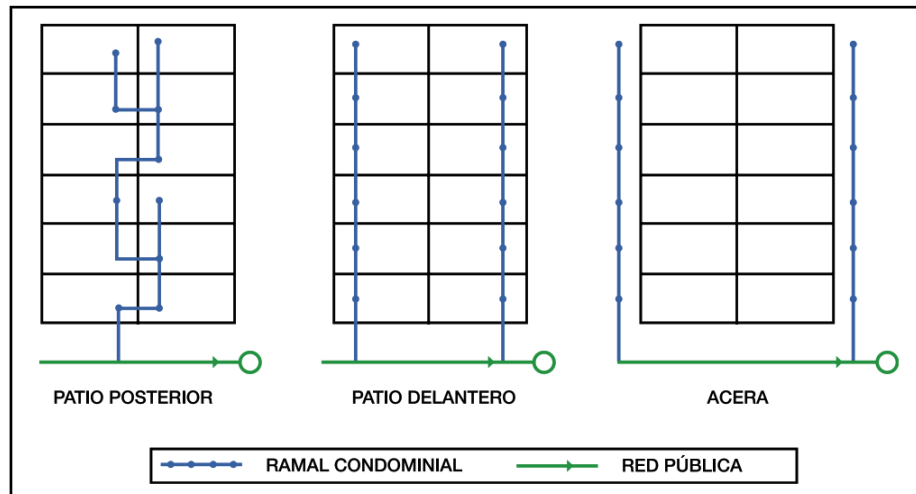


Gráfico 2.5: Alternativas para el trazado de los ramales condominiales

Fuente: Mello, P.L. de 1996, [25]. Sistemas Condominiais de Esgotos e sua Aplicação na Capital do Brasil

de una línea de calle pública de 150 *mm* o 200 *mm*. Las líneas de alimentación se colocan en una pendiente suave (entre 0.0056 % a 0.005 %, en oposición a 0.01 % para líneas convencionales). Hasta 100 hogares están conectados a líneas de 100 *mm* colocadas en este gradiente. La libertad de trazado de las tuberías reduce la longitud total de las líneas colectoras públicas más grandes necesarias como se muestran en el gráfico 2.5). Las casas se conectan a la línea de alimentación a través de pequeñas cajas de recolección o inspección de concreto que pueden ser abiertas para la eliminación de bloqueos. Cuanto más profunda es la línea colectora, más grande es la caja de inspección con el fin de proporcionar un fácil acceso a la tubería para el mantenimiento, [36]. En el gráfico 2.6 se muestra un diagrama de dos diseños de cajas de recolección.

Las tuberías colectoras secundarias se colocan a una profundidad mínima de 30 *cm* a 40 *cm*, y raramente exceden un metro de profundidad. Y como las tuberías colectoras se colocan a poca profundidad y no tienen tráfico de vehículos, se pueden sustituir cajas de recolección por cámaras de inspección simples.

Una vez que el efluente ha sido recolectado del nivel del bloque y llega a una línea pública, hay poca diferencia entre un sistema de recolección convencional y condominial, excepto que las profundidades públicas iniciales de la línea colectora son típicamente menos profundas en el sistema condominial.

Los usuarios deben de organizarse para el mantenimiento de las cámaras de ins-

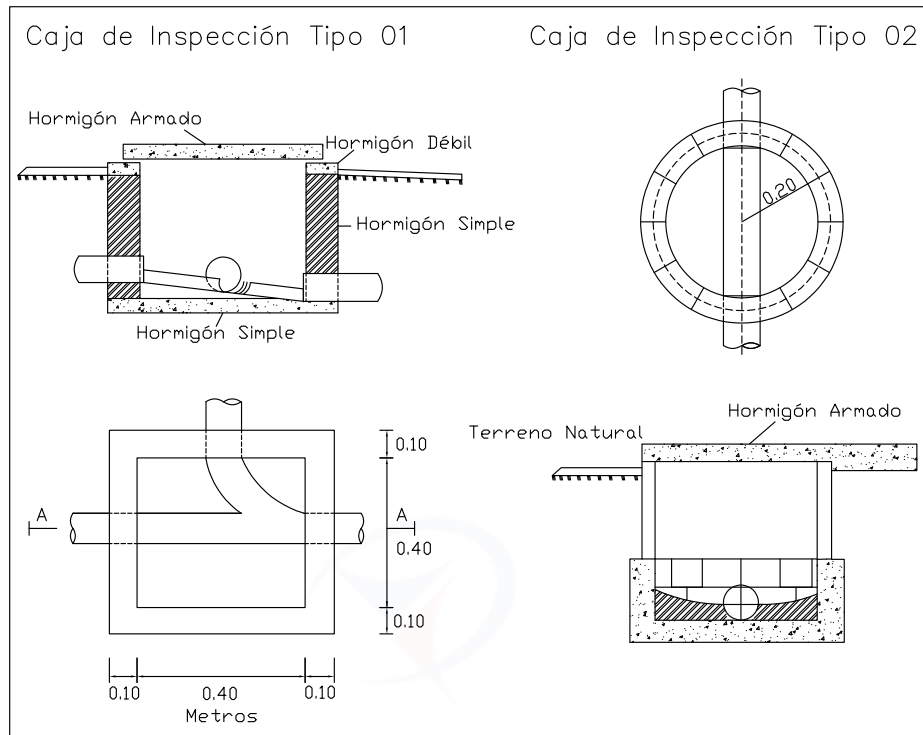


Gráfico 2.6: Diagrama de dos tipos de diseños de cajas de inspección
Fuente: Good Sewers Cheap? por Gabrielle Watson, [36]

pección de la red principal, siguiendo las instrucciones del manual técnico o pidiendo un mantenimiento rutinario a la agencia del servicio de saneamiento.

El alcantarillado condominial es apropiado para zonas de alta densidad poblacional y donde el consumo de agua sea por lo menos $60 \text{ l/hab} * \text{ dia}$.

Las ventajas del sistema condominial respecto al sistema convencional se puede resumir en los siguientes aspectos de acuerdo a [7]:

En la construcción:

- Menor extensión de redes
- Menores profundidades de excavación
- Menores diámetros de tuberías
- Menor cantidad de elementos de inspección

En la operación y mantenimiento:

- Independencia entre ramales y redes



- Sistema sectorizado por condominios
- Utilización de equipos más sencillos para operación y mantenimiento

Adicionalmente, el componente social que caracteriza al sistema condominial, genera entre otras las siguientes ventajas:

- La participación de los usuarios en la construcción, operación y mantenimiento, permite menores costos de implantación y promueve una mejor utilización del sistema de alcantarillado.
- La solución técnica es el resultado de un proceso de decisión participativa de los usuarios, lo cual contribuye a una mayor apropiación por parte de éstos y consecuentemente, a su sostenibilidad.
- Los usuarios son los principales beneficiarios del ahorro que representa la implantación del sistema condominial.

2.4. Metodología para reducir los costos de alcantarillado

Sin la capacidad de pago de una inversión inicial alta que significaría en el caso de la construcción de un sistema de alcantarillado de tipo convencional, el diseño de alcantarillado sanitario no convencional a más de cumplir los requerimientos hidráulicos para un buen funcionamiento, debe significar una reducción en los costos de construcción y mantenimiento en comparación con sistemas convencionales. La capacidad económica y de pago de una comunidad no manifestará un desarrollo progresivo de capital si no se cubre el servicio de alcantarillado en el sector.

Para la reducción de costos, es necesario analizar los factores que contribuyen para el aumento de los mismos en los sistemas de alcantarillados sanitarios convencionales.

De manera general se pueden citar los siguientes:

1. Pozos de visita (P.V.). En los sistemas convencionales las dimensiones de los pozos de visita son las adecuadas para que una persona entre en el pozo y realice las operaciones de mantenimiento; esto debido a la profundidad del pozo (generalmente mínimo de 1.2 m) y el diámetro de las tuberías (mínimo de 200 mm). Usualmente los pozos de visita son construidos en el mismo sitio y se componen de tapas de acero, barrotos de acero y paredes de hormigón gruesas lo que encarece el sistema convencional de alcantarillado. El problema de costo en los pozos de visita se puede solucionar en el alcantarillado condominial con cámaras de inspección más simples y en donde no es necesario que una persona deba entrar



en la cámara. En adición, los pozos de visita que no produzcan grandes pérdidas relativas de energía en la red de alcantarillado serán sustituidos por tuberías de 110 *mm* de diámetro dirigidas a la superficie para una supervisión visual únicamente.

2. Diámetro de la tubería. Los costos de los sistemas de alcantarillado aumentan proporcionalmente al incremento del diámetro de los colectores. En el sistema condominial se diseñan los diámetros para que funcionen eficientemente hasta el final de la vida útil del proyecto, lo que proporciona los diámetros adecuados al caudal de diseño.
3. El costo de los sistemas de alcantarillado se incrementa con el aumento de las profundidades de las zanjas y estas dependen a su vez de la pendiente que es necesaria para propiciar velocidades mínimas logrando la autolimpieza del sistema.
4. El costo de los sistemas se incrementa con la implementación de estaciones de bombeo, lo que se debe evitar en el sistema condominial.
5. El costo del proyecto, puede aumentar o disminuir con las exigencias de las normas vigentes.

La reducción de las dimensiones de las zanjas es posible si no deben de soportar grandes presiones como las cargas producidas por los vehículos. Esto es factible en el alcantarillado condominial ya que el trazado de la red no necesariamente debe seguir una alineación por debajo de las vías. La habilidad de utilizar los terrenos privados de los propietarios para el diseño geométrico de las redes, reduce la profundidad de excavación según el tipo de terreno.

En los terrenos con fuertes pendientes, la adopción de velocidades máximas es otro factor de encarecimiento de las redes, pues obligan a la utilización de artificios como caídas o gradas con pozos de visitas profundos; en cambio, en terrenos con poca pendiente, el criterio de autolimpieza obliga a profundizar cada vez más los colectores hasta llegar al límite de una profundidad de máximo 6 *m*. Luego de lo cual hay que utilizar estaciones de bombeo encareciendo el proyecto.

Para obtener reducción de costos en los sistemas de alcantarillado condominial serán necesarias estas modificaciones y exigencias en la concepción del diseño del proyecto.



2.5. Trazado de la red de alcantarillado

Los sistemas de alcantarillado principalmente trabajan a gravedad, es decir, se necesita un desnivel entre el punto inicial (alimentador) y el punto de descarga de los desechos. Este desnivel en relación con la longitud entre ambos puntos desarrolla un pendiente con la cual fluye el agua y los desechos contenidos en ella. En el ámbito de saneamiento, dicha pendiente tiene rangos establecidos de trabajo en función de velocidades máximas y mínimas en la tubería, alturas de flujo de agua y fuerza tractiva requerida.

El trazado de la red de alcantarillado condominial debe ser tal que abarque el mayor número de casas con la menor longitud posible de tubería y menor volumen de excavación. El diseño de un sistema de alcantarillado por gravedad se realiza considerando que, durante su funcionamiento, se debe cumplir la condición de autolimpieza para limitar la sedimentación de arena y otras sustancias sedimentables (heces y otros productos de desecho) en los colectores, [7].

Una característica de las comunidades rurales es la distribución irregular de las viviendas, dando lugar a grandes lotes verdes, áreas de siembra o terrenos baldíos que son propiedad privada de los habitantes de la comunidad. Esta mala distribución de las viviendas da una flexibilidad en el diseño geométrico de las redes de alcantarillado siempre y cuando se tenga el consentimiento del uso del suelo privado por parte de los habitantes de la comunidad.

La ventaja de poder usar los terrenos y áreas verdes para el trazado de la red, reduce la profundidad de excavación necesaria para proteger la estructura de la tubería. Sin embargo, un diseño óptimo será aquel que más se acerque a los cursos naturales de escurrimiento superficial del agua; ya que permite la circulación del agua de manera natural lo que facilita y reduce la excavación al ser uniforme, paralela al terreno natural y por ende mínima.

Acorde a la topografía del lugar puede existir varias alternativas para el trazado de la red; por lo que, no es posible definir de una manera general un procedimiento rígido para un trazado de colectores cloacales, [1], pero la metodología de trazado del alcantarillado propuesta en el presente trabajo de titulación representa una útil e interesante solución al problema utilizando sistemas de información geográfica **SIG**. Dicha metodología calcula la ruta más corta y rápida desde uno o varios puntos de partida hasta un destino. Este concepto ha sido utilizado para redes de carreteras, subterráneos, canales



y tuberías, Douglas 1994 [12].

La habilidad de trazar una red de tuberías tal que abarque todas las zonas residenciales del área de estudio obedece a criterios hidráulicos, topográficos y económicos. Un buen trazado es el resultado de varias alternativas analizadas, que se puede simplificar con la experiencia y conocimiento ingenieril. El uso actual de herramientas de información geográfica permite el trazado de un camino entre dos puntos sobre la superficie del terreno cumpliendo ciertos criterios que son valorados con pesos a través de los cuales se define lo que se conoce como el costo de camino. El software SIG distingue los criterios técnicos que debe cumplir la ruta de acuerdo a las especificaciones geográficas del usuario, [37]. Estas especificaciones pueden estar en función del tiempo de recorrido, pendiente del camino y varios tipos de información geográfica que se ajusten a criterios de trazado geométrico, [12]. De todas las alternativas analizadas se selecciona como la final a la de menor valor, sin embargo, cabe recalcar que la herramienta de costo de camino no reemplaza la eficacia técnica humana para el trazado de redes, pero brinda una alternativa en función del parámetro técnico que se analice.

Dijkstra en 1959 implementó el algoritmo para encontrar el camino más corto entre ciertos puntos, [11]. Este algoritmo es la base de la herramienta de costo de camino para encontrar la ruta más corta en distancia y criterios técnicos aplicados.

En la planificación de redes de alcantarillado, la topografía suele ser una restricción, por lo que, para las redes de tuberías a gravedad del presente trabajo de titulación los principios de trazado son aplicados a distancias y pendientes, es decir, la ruta óptima del software SIG satisface los criterios de la distancia más corta con las pendientes naturales del terreno evitando pendientes ascendentes, [33].

2.6. Cálculo hidráulico de la tubería

El cálculo hidráulico para sistemas condominiales obedece a los lineamientos de tuberías que trabajan con sección parcialmente llena, según [28]. Aunque se deberá verificar el desempeño hidráulico de la tubería con tirantes de agua correspondientes a caudales mínimos, de servicio y máximos.

De acuerdo a López Cualla 2007, [22], el flujo en una tubería se determina a partir de las características de desplazamiento y velocidad de una partícula del fluido. Si las características permanecen constantes en el espacio, se presenta flujo uniforme, en tanto que si permanecen constantes en el tiempo se presenta flujo permanente, [2]. Contrariamente, se clasifica el flujo como no uniforme o no permanente respectiva-



mente.

Para efectos del dimensionamiento de tuberías de alcantarillado, es frecuente asumir el flujo uniforme y permanente, [22]. En estas condiciones, la lámina de agua es paralela al fondo de la tubería y la velocidad es constante a lo largo del trayecto, es decir, que la línea de energía es paralela a la lámina de agua. La anterior hipótesis de diseño se puede adoptar con seguridad para tuberías con diámetro inferior a 600 *mm*, [22]. En colectores con diámetros superiores a 900 *mm* se debe hacer el diseño para flujo no uniforme (gradualmente variado) y permanente. Los colectores entre 600 *mm* y 900 *mm* pueden diseñarse para flujo uniforme, pero es conveniente revisar el diseño para flujo gradualmente variado.

Roberto Manning en 1890, propuso una expresión para el cálculo de la velocidad de flujo en colectores trabajando como canales abiertos partiendo de la ecuación (2.1) de Chezy:

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot S} \quad (2.1)$$

La velocidad de la sección es función del coeficiente de Chezy *C*, radio hidráulico *R*, y la pendiente de la tubería *S*, [1]. De la expresión de Chezy, Manning basado en sus propias experiencias modificó el coeficiente *C* en función del radio hidráulico y del coeficiente de rugosidad *n* de acuerdo a la expresión (2.2):

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \quad (2.2)$$

El coeficiente *C* de la ecuación (2.1) es reemplazado por la ecuación (2.2), obteniéndose la relación final conocida como la fórmula empírica de Manning (ecuación (2.3)).

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (2.3)$$

Donde:

- *V* = velocidad (*m/s*)
- *n* = coeficiente de rugosidad (adimensional)
- *R* = radio hidráulico (*m*)
- *S* = pendiente (*m/m*)

El radio hidráulico se obtiene según la ecuación (2.4).

$$R = \frac{Am}{Pm} \quad (2.4)$$



Donde:

- A_m = área de la sección mojada (m^2)
- P_m = perímetro de la sección mojada (m)

Junto a esto la ecuación (2.5) de continuidad establece la relación entre el caudal, el área de la tubería y la velocidad del agua.

$$Q = V \cdot A \quad (2.5)$$

Donde:

- Q = caudal de flujo (m^3/s)
- A = área de la sección circular (m^2)

2.6.1. Coeficiente de Rugosidad n

Físicamente, cada tipo de material de tubería produce una resistencia del flujo al movimiento. Esta fricción entre líquido y tubería condiciona el flujo sobre la tubería, y puede ser medido de acuerdo a un coeficiente de rugosidad para cada tipo de material, llamado coeficiente de rugosidad de Manning (n).

El coeficiente de rugosidad de Manning (n) implica un término adimensional que determina de manera crítica el dimensionamiento de la tubería. Un valor muy alto resulta en un sobredimensionamiento del sistema, lo que genera diseños conservadores pero antieconómicos. Por el contrario, valores bajos resulta en una tubería con capacidad insuficiente para transportar el caudal requerido.

La norma ecuatoriana CO 10.7-601 establece el coeficiente de rugosidad de acuerdo al tipo de material de la tubería. Así, para tubería de material de hormigón simple da un n de 0.013, de asbesto cemento 0.011 y de plástico 0.011. Pero de acuerdo a la bibliografía en [1], [22] y [27] a pesar del tipo de material, después de un tiempo de servicio, los sistemas de alcantarillado desarrollan condiciones parecidas de flujo y se debe usar un coeficiente de rugosidad de 0.013 como la condición más conservadora y usualmente adoptada, teniendo en cuenta la posibilidad de ocurrencia de los siguientes factores que afectan la rugosidad según [22].

- **Tipo y número de uniones.** - dependiendo del trazado geométrico de la red, el tipo y número de uniones y colectores que llegan al colector principal genera una mayor resistencia al flujo y a la rugosidad de la red.



- **Desalineamiento horizontal del conducto.**- ya que el suelo está en permanente movimiento las tuberías se pueden desalinear que junto a defectos en la construcción, aumenta la rugosidad del sistema.
- **Desalineamiento vertical del conducto.** - en adición a los defectos constructivos, el desalineamiento vertical es causado principalmente por asentamientos diferenciales, produciendo el desempate de las juntas y fisuras en la tubería, aumentando la rugosidad.
- **Sedimentación de materiales.** - aunque el sistema cuente con la característica de autolimpieza, la posibilidad de sólidos que se sedimenten está presente en baja medida pero que afectan la rugosidad de la tubería.
- **Reducción de la sección de flujo.** - es causado por la sedimentación de material, pero principalmente se produce por el aplastamiento de la tubería o las incrustaciones que se producen en la misma.
- **Crecimiento de la película biológica dentro de la tubería.** - Después de unos meses de funcionamiento de un alcantarillado sanitario, se forman capas de biomasa (materia orgánica viva) alrededor de las paredes de la tubería, llamada película biológica ilustrado en el gráfico 2.7. Este crecimiento de biomasa se presenta en cualquier tipo de material de tubería y da a la tubería una rugosidad única independiente del material para alcantarillados sanitarios. Esta es la razón principal porque el coeficiente de rugosidad es el mismo para cualquier tipo de material en alcantarillado sanitario. A diferencia de coeficientes de rugosidad en tuberías nuevas y condiciones de laboratorio.

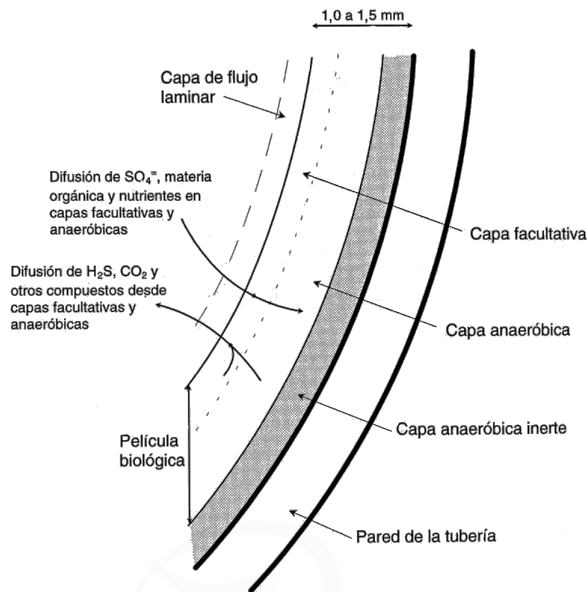


Gráfico 2.7: Película biológica adherida a las paredes de la tubería
Fuente: Lopez Cualla 2007, [22]

2.7. Fuerza tractiva

Cuando el agua fluye en un canal, se desarrolla una fuerza que actúa sobre el lecho de éste en la dirección del flujo. Esta fuerza, la cual es el empuje del agua sobre el área mojada, se conoce como fuerza tractiva, Ven Te Chow 1993 [2]. También conocida como fuerza cortante, fuerza de arrastre o fuerza tangencial, por definición, es la fuerza que actúa sobre las partículas que componen el perímetro del canal y es producida por el flujo del agua sobre estas partículas, [14].

Para permitir la autolimpieza de las tuberías del alcantarillado condominial y evitar la sedimentación y deposición de los materiales sólidos que acarrea, se debe garantizar que el flujo genere una fuerza tractiva mínima que permita el arrastre de dicho material.

Asumiendo flujo permanente y uniforme, la superficie de contacto de un cierto volumen de agua desplazándose sobre un canal estará dada por el perímetro mojado correspondiente. Suponiendo que el agua no tiene fricción interior, [1], para flujo uniforme la fuerza tractiva debe de aproximarse a la fuerza gravitatoria efectiva que actúa sobre el agua dentro del volumen de control y paralela al fondo del canal, [22]. De esta manera, según el gráfico 2.8 la fuerza tractiva F_T es igual a la componente horizontal del peso del agua, ecuación (2.6).

$$F_T = W \cdot \text{sen } \alpha \quad (2.6)$$

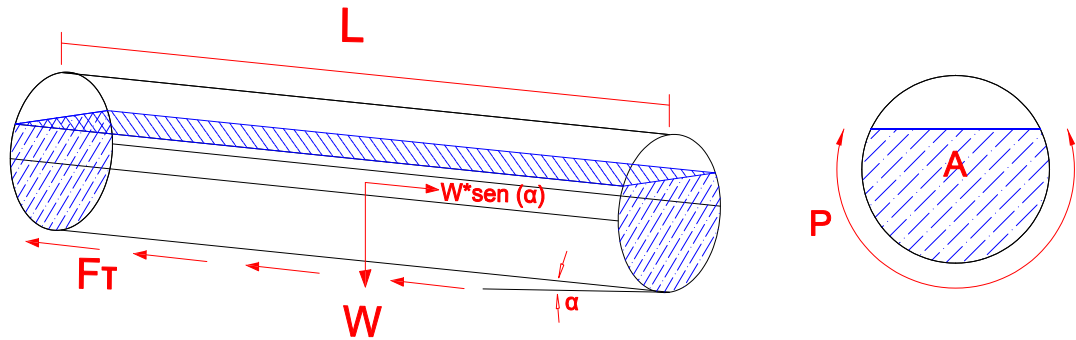


Gráfico 2.8: Esfuerzo cortante en una tubería a flujo libre

En términos más específicos el peso del agua, W , ecuación (2.7), corresponde a la densidad del agua por el volumen, que en este caso sería el área transversal de la sección A por la longitud del volumen de control, L , de acuerdo al gráfico 2.8.

$$W = \gamma \cdot A \cdot L \quad (2.7)$$

La fuerza tractiva unitaria se expresa en las ecuaciones (2.8) y (2.9), donde P representa el perímetro mojado de la tubería.

$$\tau_0 = \frac{\gamma \cdot A \cdot L \cdot \text{sen } \alpha}{P \cdot L} \quad (2.8)$$

El radio hidráulico de la sección de flujo se define como el área mojada para el perímetro mojado, ecuación (2.4). Con lo que la fuerza tractiva unitaria se define en la ecuación (2.9).

$$\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot \text{sen } \alpha \quad (2.9)$$

Donde τ_0 es el valor medio de la fuerza tractiva por unidad de área o el esfuerzo tractivo, [14].

Para pendientes pequeñas se tiene que $\text{sen } \alpha \cong \text{tan } \alpha \cong S$, y por tanto el esfuerzo tractivo se reduce a la expresión (2.10).

$$\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot S \quad (2.10)$$

Donde:

- τ_0 = esfuerzo tractivo (cortante, de arrastre o tangencial) medio, (N/m^2)
- γ = peso específico del agua, (N/m^3)
- R = radio hidráulico de la sección de flujo, (m)
- S = pendiente del canal (%)



El esfuerzo cortante mínimo recomendado para las condiciones de operación inicial de un alcantarillado sanitario convencional es de $1.5 N/m^2$ ($0.15 kg/m^2$). Cuando se trate de sistemas de alcantarillados sanitarios no convencionales, es posible reducir la especificación a un mínimo de $1.0 N/m^2$, [22].

2.8. Parámetros de diseño para sistemas de alcantarillado

La alta demanda de servicios básicos es mayor a los recursos financieros en comunidades rurales; por lo que, además de optimizar las características físicas y la forma de implementación de la red de alcantarillado es necesario optimizar los criterios y parámetros de diseño, para reducir costos de inversión y operación haciendo factible el proyecto sanitario condominial.

Estos parámetros deben estar lo más cerca a la realidad de las condiciones de vida de la comunidad. A continuación, se presentan los parámetros de diseño a usarse en el proyecto condominial.

2.8.1. Período de diseño

La población a atender es uno de los parámetros que define el tamaño de la red sanitaria y asegura la sostenibilidad en el tiempo. El período de diseño estima un crecimiento de la población que se ajusta a la realidad y mantiene la eficiencia de cumplimiento de la red. Para períodos de diseño cortos, las inversiones iniciales serán bajas, pero existirán inversiones a corto plazo para atender el crecimiento poblacional. Para períodos de diseño largos las inversiones iniciales serán altas, pero no necesitarán de otras inversiones posteriores; aunque al inicio el sistema sanitario esté sobredimensionado.

De acuerdo a la norma ecuatoriana CO 10.7-602 las obras civiles de los sistemas de agua potable o disposición de residuos líquidos, se diseñarán para un período de 20 años. Los equipos se diseñarán para el período de vida útil especificado por los fabricantes. Se podrá adoptar un período de diseño diferente en casos justificados, sin embargo, en ningún caso la población futura será mayor que 1.25 veces la población presente.

2.8.2. Población de diseño

Representa la población futura para la cobertura de la red sanitaria. En adición a esto, se debe conocer el número de habitantes por vivienda, lo que representa en medida el ingreso de la comunidad. Para poblaciones de ingresos altos el número medio



de habitantes por vivienda es bajo; mientras que en comunidades con ingresos bajos es alto.

La norma ecuatoriana CO 10.7-602 calcula la población de diseño mediante el método geométrico, expresado en la ecuación (2.11):

$$P_F = P_a \cdot (1 + r)^n \quad (2.11)$$

Donde:

- P_F = población futura (habitantes)
- P_a = población actual (habitantes)
- r = tasa de crecimiento geométrico de la población expresada como fracción decimal
- n = período de diseño (años)

Para el cálculo de la tasa de crecimiento poblacional, se tomará como base los datos estadísticos proporcionados por los censos nacionales y recuentos sanitarios como lo estipula la norma CO 10.7-602. A falta de datos, se adoptarán los índices de crecimiento geométrico indicados en la tabla 2.2.

Tabla 2.2: Tasas de crecimiento poblacional

REGIÓN GEOGRÁFICA	r (%)
Sierra	1.0
Costa, Oriente y Galápagos	1.5

Fuente: Norma ecuatoriana CO 10.7-602

2.8.3. Población a ser atendida

De acuerdo a estudios demográficos, ubicación de las viviendas y topografía del sector la selección de la población a ser atendida puede significar el fracaso o éxito del sistema alternativo. Estos criterios pueden ser motivo de divisiones en la red, viviendas no abastecidas y tramos de redes no óptimos para unificar al sistema.

2.8.4. Consumo por persona de agua potable

El volumen de desagüe depende en parte del consumo de agua diario de la población, el valor de agua por habitante se obtiene mediante conocimiento de factores cotidianos que afecten el consumo de agua. Estos factores deben incluir la tradición



cultural, características rurales, nivel económico, clima, costo del agua, disponibilidad, calidad del agua, y demás factores que estén presentes en la comunidad y que se verifiquen en la zona del proyecto. El detalle técnico en el volumen de agua de consumo logra un diseño adecuado a la demanda real. De acuerdo al nivel de servicio de agua potable de la tabla 2.1 se puede establecer una dotación de agua potable, mediante la tabla 2.3 en donde se tabulan las dotaciones de agua potable de acuerdo al servicio y el tipo de clima en la comunidad.

Tabla 2.3: Dotaciones de agua para los diferentes niveles de servicio

NIVEL DE SERVICIO	CLIMA FRÍO l/hab*día	CLIMA CÁLIDO l/hab*día
I a	25	30
I b	50	65
II a	60	85
II b	75	100

Fuente: Norma ecuatoriana CO 10.7-602

2.8.5. Caudal medio

El caudal medio será calculado mediante la ecuación (2.12) de la norma CO 10.7-602:

$$Q_m = \frac{f \cdot P \cdot D}{86400} \quad (2.12)$$

Donde:

- Q_m = caudal medio (l/s)
- f = factor de fugas, tabla 2.4
- P = población al final del período de diseño (hab)
- D = dotación futura (l/hab * día)

Se tomará en cuenta por concepto de fugas los porcentajes indicados en la tabla 2.4. Para el cálculo en la ecuación (2.12), estos porcentajes serán restados del 100 %.

Tabla 2.4: Porcentaje de fugas a considerarse en el diseño de abastecimiento de agua

NIVEL DE SERVICIO	PORCENTAJE DE FUJAS
Ia y Ib	10 %
IIa y IIb	20 %

Fuente: Norma ecuatoriana CO 10.7-602



2.8.6. Caudal máximo diario

El caudal máximo diario, se calculará con la expresión (2.13) de la norma CO 10.7-602:

$$QMD = KMD \cdot Qm \quad (2.13)$$

Donde:

- QMD = caudal máximo diario (l/s)
- KMD = factor de mayoración máximo diario

El factor de mayoración máximo diario (KMD) tiene un valor de 1.25, para todos los niveles de servicio en el área rural.

2.8.7. Caudal máximo horario

El caudal máximo horario se calculará con la ecuación (2.14) de la norma CO 10.7-602:

$$QMH = KMH \cdot Qm \quad (2.14)$$

Donde:

- QMH = caudal máximo horario (l/s)
- KMH = factor de mayoración máximo horario

El factor de mayoración máximo horario (KMH) tiene un valor de 3 para todos los niveles de servicio.

2.8.8. Caudal de Infiltración

El caudal de infiltración de agua en la red sanitaria debe estar relacionado con el tipo de tubería, la condición del suelo, el nivel freático del suelo y las cámaras de inspección usadas, [28]. Para la estimación del caudal de infiltración se utiliza la tabla 2.5 correspondiente a la norma boliviana NB 688-01, [10], y que se puede asumir que estará presente en el sistema de alcantarillado condominial.

Tabla 2.5: Valores de Infiltración en Tuberías Q_i ($l/s/km$)

Unión	Tubería de cemento		Tubería de arcilla		Tubería de arcilla vitrificada		Tubería de P.V.C	
	Cemento	Goma	Cemento	Goma	Cemento	Goma	Cemento	Goma
Nivel Freático bajo	0.5	0.2	0.5	0.1	0.2	0.1	0.1	0.05
Nivel Freático alto	0.8	0.2	0.7	0.1	0.3	0.1	0.15	0.5

Fuente: Norma boliviana NB 688-01 [10]



2.8.9. Caudales de diseño

Según la norma ecuatoriana CO 10.7-602 en la que se basa el presente diseño de alcantarillado condominial, la red de recolección se diseñará tramo por tramo, considerando el caudal de diseño acumulado para cada uno de ellos. Para el cálculo del caudal de diseño se considerará el caudal de aguas residuales, un aporte de aguas ilícitas y un caudal de aguas de infiltración hacia los colectores.

Se debe cumplir con los requerimientos mínimos y máximos de factores que no amenacen el correcto funcionamiento de la red, del material de la tubería y aseguren la continuidad del sistema. Especial énfasis deberá darse a la estimación de caudales de aguas ilícitas (aguas de escorrentía pluvial que ingresan al sistema de alcantarillado sanitario) y a la estimación del caudal de aguas de infiltración.

El ingreso de caudales de aguas lluvia al sistema condominial excedería la capacidad del sistema, generando daño en las tuberías y en las cámaras de inspección, por lo que el caudal de aguas ilícitas debería ser nula pero debido a la posibilidad de conexiones erradas se estima que el caudal será del 5 al 10 % del caudal máximo horario de aguas residuales.

Por lo tanto, el caudal de diseño de las aguas residuales se expresa en la ecuación (2.15).

$$Q_d = (C \cdot KMH \cdot KMD \cdot Q_m) + Q_{inf} + Q_{ili} \quad (2.15)$$

Donde:

- Q_d = caudal de diseño (l/s)
- C = coeficiente de retorno
- KMD = factor de mayoración máximo diario
- KMH = factor de mayoración máximo horario
- Q_m = caudal medio (l/s)
- Q_{inf} = caudal de infiltración (l/s)
- Q_{ili} = caudal de aguas ilícitas (l/s)

Para verificar las condiciones de operación de la red de alcantarillado, el caudal mínimo en cada tramo deberá producir la fuerza tractiva mínima para evitar la deposición de los residuos. El caudal mínimo de diseño de cualquier colector es de $1.5 l/s$ de



acuerdo a [22], ya que es la descarga de los inodoros comerciales comunes.

El caudal de diseño para el sistema de alcantarillado en base a la dotación de agua potable para comunidades pobres, rurales y de pequeña población suele ser bajo y no representa las condiciones reales de la cantidad de caudal que fluye por la red. En horas pico y de máximo consumo se producen los caudales máximos probables; cuyos caudales se estiman en base a los aparatos sanitarios conectados a la red y la simultaneidad de uso por los habitantes. Dicha simultaneidad se presenta debido a que los aparatos sanitarios son utilizados de forma intermitente, con frecuencias muy variadas y en diferentes tipos de edificaciones, [20].

Generalmente, para la estimación del caudal máximo probable se han desarrollado métodos empíricos, semiempíricos y probabilísticos. Dentro de estas tres metodologías existen diversas maneras de considerar la simultaneidad del uso de los aparatos sanitarios y diversos valores de gasto de agua en los aparatos sanitarios.

En el presente trabajo de titulación se presentan siete métodos para estimar el caudal máximo probable: un empírico (Método Británico), tres semiempíricos (Método Alemán de la Raíz Cuadrada, de la Simultaneidad y Racional) y tres probabilísticos (Método de Hunter, Hunter Modificado y Hunter para Colombia). Un mayor detalle de cada método se puede estudiar en [16], [20], [29] y [38], y se describen a continuación.

Método Británico. (Empírico).

Este método utiliza el criterio de especialistas en diseños de sistemas hidráulicos, reflejados en dos tablas para la obtención del caudal máximo probable.

En la tabla A.1 en la sección de anexos A.1, se establece la demanda de agua para los diferentes aparatos sanitarios. El caudal máximo posible se obtiene sumando la demanda de cada aparato sanitario conectado a la red. Este valor máximo de caudal se busca en la primera columna de la tabla A.2, al cual le corresponde un valor de caudal máximo probable en la segunda columna usado con fines de diseño.

Método Alemán de la Raíz Cuadrada. (Semiempírico).

Este método semiempírico toma como unidad de flujo, la descarga de una llave de 3/8", y asigna un "factor de carga" (f_1) unitario a dicho gasto. El flujo de una llave de 3/8" se asume de 0.25 l/s. Para cualquier otro aparato que tenga un gasto diferente, el



factor de carga es la relación entre el flujo de éste y el flujo de la llave de 3/8" elevado al cuadrado.

El factor de carga para cada tipo de aparato es multiplicado por el número de aparatos sanitarios del mismo tipo conectados a la red. Luego se suma los diferentes aparatos sanitarios multiplicados por su factor de carga y se obtiene la raíz cuadrada. Finalmente, este valor es multiplicado por la unidad de flujo correspondiente a 0.25 l/s para obtener el caudal máximo probable que circula por la red.

La ecuación (2.16) representa el cálculo del caudal máximo probable por el método Alemán de la Raíz Cuadrada.

$$Q = q_1 \cdot \sqrt{f_1 \cdot n_1 + f_2 \cdot n_2 + \dots + f_i \cdot n_i} \quad (2.16)$$

Donde:

- Q = caudal máximo probable (l/s)
- q_1 = unidad de flujo 0.25 l/s
- $n_{1,2,\dots,i}$ = número de aparatos sanitarios por clase
- $f_{1,2,\dots,i}$ = factor de carga, expresión (2.17)

$$f_i = \left(\frac{q_i}{q_1} \right)^2 \quad (2.17)$$

- q_i = caudal en l/s de un aparato sanitario

Método del factor de Simultaneidad. (Semiempírico).

La estimación del caudal máximo probable por este método establece un coeficiente de simultaneidad en función del número de aparatos sanitarios conectados a la red como se analiza en la ecuación (2.18). Este valor es inferior a 1 y por ningún motivo debe ser menor a 0.2, [20] y [29].

$$k = \frac{1}{\sqrt{n-1}} \quad (2.18)$$

Donde:

- K = coeficiente de simultaneidad
- n = cantidad total de aparatos sanitarios conectados a la red de alcantarillado



El cálculo del caudal máximo probable se obtiene de la multiplicación del factor de simultaneidad k por la suma de todos los gastos de los diferentes aparatos sanitarios en la red, como se observa en la ecuación (2.19). Los caudales de cada aparato sanitario se representan en la tabla A.3 en la sección de anexo A.2.

$$Q = k \times \sum q_{aparato} \quad (2.19)$$

Donde:

- Q = caudal máximo probable (l/s)
- k = coeficiente de simultaneidad
- $q_{aparato}$ = caudal de un aparato sanitario (l/s)

Método Racional. (Semiempírico).

Al igual que en el método de simultaneidad, los caudales de los aparatos sanitarios se muestran en la tabla A.4. Se procede a sumar los aparatos instalados en la red y se afectan los resultados por los coeficientes de simultaneidad del método racional. En este método, la simultaneidad está definida por dos factores, k_1 y k_2 ; k_1 está en función del número de aparatos instalados en una vivienda expresado en la ecuación (2.20), y k_2 está en función del número de viviendas conectadas a la red según la ecuación (2.21).

$$k_1 = \frac{1}{\sqrt{n-1}} \quad (2.20)$$

Donde:

- k_1 = coeficiente 1 de simultaneidad
- n = número de aparatos sanitarios instalados en una vivienda

$$k_2 = \frac{N \times 19}{10 \times (N + 1)} \quad (2.21)$$

Donde:

- k_2 = coeficiente 2 de simultaneidad
- N = número de viviendas conectadas a la red de alcantarillado

Por ningún motivo el valor de k_1 o k_2 será menor a 0.2, [20]. La expresión (2.22) define el método de cálculo para obtener el caudal máximo probable por el método racional.

$$Q = k_1 \times k_2 \times \sum q_{aparato} \quad (2.22)$$

Donde:



- Q = caudal máximo probable (l/s)
- $k_{1,2}$ = coeficiente de simultaneidad 1 y 2
- $q_{aparato}$ = caudal de un aparato sanitario (l/s)

Método de Hunter. (Probabilístico).

Este método desarrollado por Roy B. Hunter en 1940 se basa en la probabilidad de que los aparatos instalados no funcionan simultáneamente dentro de la red sanitaria. Esta probabilidad según Hunter [18] depende de tres factores que son:

1. El caudal del aparato sanitario.
2. La frecuencia de uso del aparato.
3. La duración de uso del mismo.

El caudal de cada aparato sanitario se representa en unidades de descarga o accesorio. Hunter estableció el valor de las unidades de descarga para inodoros con descarga de válvula (fluxómetros) un valor de 10 y para inodoros con descarga de tanque un valor promedio de 5.21. De esto, los valores aceptados por la mayoría de códigos para los diferentes aparatos sanitarios se muestran en la tabla A.5 dependiendo de un uso privado o público.

Mediante el desarrollo de la función de probabilidad por la frecuencia y duración de uso de los inodoros tanto de fluxómetro como de tanque, Hunter estableció una curva estimada de demanda en g.p.m. (galones por minuto) de acuerdo al número de unidades de descarga. Esta curva se aprecia en el gráfico 5 de su artículo científico, [18], y en el gráfico A.1 del presente trabajo de titulación.

Para la obtención del caudal máximo probable se suman las unidades de descarga en la red de acuerdo a la tabla A.5, y se busca la demanda que corresponde a dicho valor en el gráfico A.1 Ya que la frecuencia y duración varía dependiendo del tipo de inodoro de tanque o fluxómetro se representan dos curvas; la curva 1 es usada cuando los inodoros de fluxómetro predominan en el sistema y la curva 2 cuando los inodoros de tanque predominan en el sistema.

Método de Hunter Modificado. (Probabilístico).

Este método se deriva del anterior, pero en la actualidad la frecuencia, uso y tecnología de los aparatos sanitarios difieren a las condiciones dominantes en la época en



la cual se desarrolló el método anterior [38]. La obtención de las unidades de descarga se realiza en base a la misma tabla A.5 de Hunter; la modificación se da en la lectura del caudal máximo probable en función de la suma de unidades. Esta modificación se observa en los gráficos A.2 y A.3 en la sección de anexo A.5.

Método de Hunter para Colombia. (Probabilístico).

Este método trata de transformar el de Hunter en uno relativamente más económico desde el punto de vista de la estimación de los caudales máximos probables. Surgió en Colombia de trabajos de grados y maestrías sobre métodos para el cálculo de caudales máximos probables instantáneos y de medición en campo para diferentes edificaciones en Bogotá [29]. En base a los mismos principios probabilísticos del método de Hunter, los investigadores del *GIREH* (Grupo de Investigación en Ingeniería de Recursos Hídricos) de Colombia diseñaron una alternativa del método de Hunter, la cual considera la variación de la duración actual de uso de los inodoros de tanque y el cambio de las unidades de descarga para los aparatos sanitarios.

La tabla A.6 muestra las unidades de descarga de cada aparato sanitario para el método de Hunter para Colombia, y la suma de las unidades de descarga de toda la red corresponde a un valor de caudal máximo probable de acuerdo a la curva de los gráficos A.4 y A.5.

De los métodos descritos anteriormente, todos tienen diferentes técnicas para calcular el caudal, y algunos sirven para determinados tipos de edificaciones. Para la selección del método de estimación del caudal máximo se han estudiado dos (2) artículos científicos en donde comparan los diferentes métodos de estimación con el caudal medido en campo. Esta comparación permitirá definir el método de cálculo de caudal máximo probable ajustando a los tipos de edificaciones en la comunidad rural de estudio.

En la primera bibliografía en [20], se evaluaron ocho (8) edificaciones de las que se ha medido el caudal máximo probable; de ellas dos (2) corresponden a conjuntos residenciales, siendo *Takay II* con 40 apartamentos cada uno con 2 baños completos (ducha, lavamanos e inodoro), 1 lavadora, 1 lavadero y 1 lavaplatos; y las casas de *Santa María del Campo* que tienen cada una 3 baños completos, 1 lavadora, 1 lavadero y 1 lavaplatos con un total de 98 casas.

Y en la segunda bibliografía [38], se evaluaron cuatro (4) edificaciones, entre ellas



esta un edificio de apartamentos *Veranda* de dos torres de 5 pisos y con 10 apartamentos (2 pent-house) por torre, con 2 baños completos, 1 cuarto de lavado y 1 fregadero. En el momento de estudio se tenía una ocupación del 50 %, lo que equivale a solo una torre con un total de 113 aparatos sanitarios. La otra edificación es una casa familiar con 5 adultos y una menor de edad, abastecidos por 4 baños completos, 2 fregaderos, 1 cuarto de lavado, 1 llave de riego y 1 bañera.

2.8.10. Cámaras de inspección

Las cámaras o pozos de inspección permiten la configuración de la red de alcantarillado, y las labores de inspección, limpieza y mantenimiento general del sistema, [22]. Desde el punto de vista operacional, las cámaras de inspección pueden servir para ingreso de elementos que provocan obstrucción en la red, por lo que, se recomienda una cantidad mínima necesaria de cámaras de inspección.

En el sistema condominial se logra una gran reducción de los costos involucrados con los elementos de inspección, mientras sean tuberías de ramales condominiales y los dispositivos de inspección están localizados en áreas protegidas y ubicados en tramos de pequeña profundidad, [28].

La distancia máxima permitida entre pozos de revisión (cámaras de inspección) depende del tipo de maquinaria utilizada para el mantenimiento del alcantarillado. Si el mantenimiento es manual la distancia se limita a 100 o 120 *m*, mientras que, si es por medios mecánicos, puede llegar a ser del orden de 200 *m*.

De acuerdo a la norma ecuatoriana CO 10.7-601 la máxima distancia entre pozos de revisión será de 100 *m* para diámetros menores de 350 *mm*; 150 *m* para diámetros comprendidos entre 400 *mm* y 800 *mm*; y, 200 *m* para diámetros mayores que 800 *mm*.

A más de lo anterior se deben instalar cámaras de inspección en los casos siguientes:

- Al comienzo de las nacientes, llamados pozos de cabeza;
- cambios de dirección;
- cambios de pendientes;
- cambios de diámetros;

- cambios de material; y
- unión de dos o más tuberías, exceptuando los empalmes directos de uniones domiciliarias

Las cámaras de inspección pueden ser construida de concreto o mampostería, en el sitio o ya prefabricadas de concreto o PVC. Tienen diversas formas geométricas como se ilustró en el gráfico 2.6, y constan generalmente de los siguientes elementos:

- **Tapa de acceso.** - es por donde se permite el acceso para el mantenimiento y limpieza de la tubería.
- **Cilindro.** - es el cuerpo principal de la cámara.
- **Reducción cónica.** - elemento ubicado entre la tapa y el cilindro, que permite la conexión estructural de estos elementos de diferentes diámetros. Ya que las cámaras de inspección del sistema condominial no son muy profundas, se puede trabajar con comodidad sin la existencia de esta reducción.
- **Cañuela.** - en la base del cilindro se localiza la cañuela, la cual es un canal semicircular de concreto, encargado de hacer la transición de flujo entre tuberías entrantes y el colector saliente, de acuerdo al régimen de flujo en ellas y las pérdidas de energía ocasionadas por la unión.

Las dimensiones de las cámaras de inspección serán determinadas de acuerdo a los diámetros y profundidades de las tuberías, tal como se especifica en la tabla 2.6, de acuerdo a [5] y [7]; y según los modelos del gráfico 2.9.

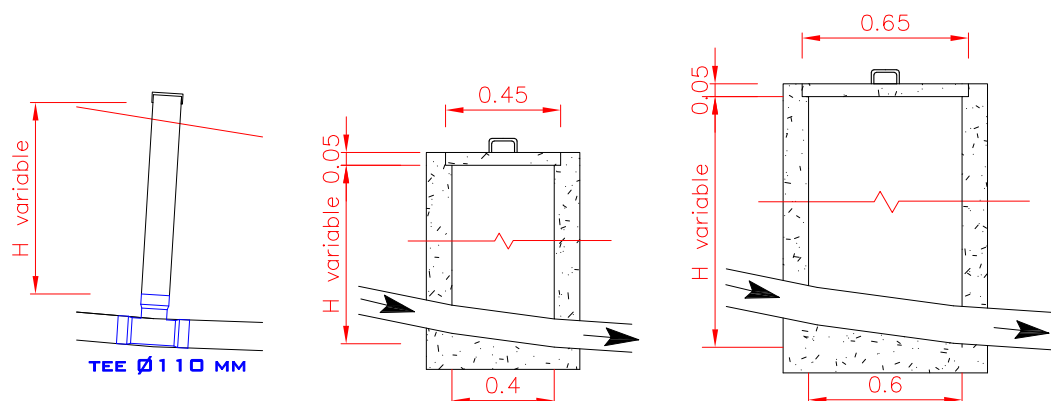


Gráfico 2.9: Modelos de pozos de revisión según su altura

**Tabla 2.6:** Dimensiones de cámaras de registro

Dispositivo de inspección (Diámetro interno)	Profundidad	Material	Utilización
$\phi 0.40 m$	hasta $0.90 m$	Concreto simple de $210 kg/cm^2$	Red condominial
$\phi 0.60 m$	$0.90 m < h \leq 1.20 m$	Concreto simple de $210 kg/cm^2$	Red condominial
$\phi 0.60 m$	hasta $1.20 m$	Concreto simple de $210 kg/cm^2$	Red pública con diámetro hasta de $200 mm$, en acera
$\phi 0.60 m$	hasta $1.20 m$	Concreto armado de $210 kg/cm^2$	Red pública hasta $200 mm$, en la calle
$\phi 1.00 m$	Mayor de $1.20 m$	Concreto armado de $210 kg/cm^2$ o ladrillo cuarterón	Red pública con diámetro de red hasta de $300 mm$
$\phi 1.00 m$	Mayor de $1.20 m$	Concreto armado de $210 kg/cm^2$ o ladrillo cuarterón	Red pública con diámetro de red hasta de $400 mm$
$\phi 1.20 m$	Mayor de $1.20 m$	Concreto armado de $210 kg/cm^2$ o ladrillo cuarterón	Red pública con diámetro de red hasta de $700 mm$

Fuente: *Guía de criterios técnicos para el diseño de sistemas condominiales*, [3]

2.9. Criterios de diseño para sistemas de alcantarillado

2.9.1. Capacidad de las tuberías

Al seleccionar un diámetro nominal para la red de alcantarillado, se debe de asegurar un borde libre para la ventilación de la tubería, en razón a la alta peligrosidad de los gases que en ella se forman, (compuestos de azufre, nitrógeno, fósforo y carbono) [22]. El criterio para definir el borde libre está en función de la relación entre la altura de agua (profundidad del agua en la tubería) y el diámetro interno del colector, el cual debe ser como máximo del 75 %.

2.9.2. Diámetro Mínimo

El diámetro mínimo de los colectores de alcantarillado sanitario condominial será de $100 mm$, [28].



2.9.3. Velocidad Mínima

La velocidad mínima del líquido en los colectores, sean estos primarios, secundarios o terciarios, bajo condiciones de caudal máximo instantáneo, en cualquier año del período de diseño, no será menor que 0.45 m/s y preferiblemente mayor a 0.60 m/s , para impedir la acumulación de gas sulfhídrico en el líquido; de acuerdo a la norma ecuatoriana CO 10.7-601.

Para los ramales domiciliarios se usará, como regla general, la pendiente de 0.5% y el diámetro de 100 mm para todas las situaciones del proyecto, suficiente para lograr la recolección de los desagües de más de 200 viviendas, [4].

2.9.4. Velocidad Máxima

De acuerdo a la norma ecuatoriana CO 10.7-601 las velocidades máximas admisibles en tuberías o colectores dependen del material de fabricación. Se recomienda usar los valores que constan en la tabla 2.7 para evitar la abrasión de la tubería.

Tabla 2.7: Velocidades máximas en tuberías sanitarias

MATERIAL	VELOCIDAD MÁXIMA <i>m/s</i>
Hormigón simple: Con uniones de mortero.	4
Con uniones de neopreno para nivel freático alto.	3.5 - 4
Asbesto cemento	4.5 - 5
Plástico	4.5

Fuente: Norma ecuatoriana CO 10.7-601

2.9.5. Profundidad de Instalación

La profundidad mínima de instalación de la tubería para sistemas condominial debe ser menor de 1.00 m en las vías vehiculares y de 0.60 m en las vías peatonales, establecido en [4] y [10].

La tabla 2.8 tabula las profundidades de instalación para tuberías de PVC de acuerdo al Manual de Construcción Boliviana [4].



Tabla 2.8: Profundidad del recubrimiento - Tubería de PVC

Ubicación del colector	Recubrimiento mínimo (m)
Red principal por la calzada de la vía pública	1.00
Red principal por las áreas verdes/jardines	0.55
Ramales por el fondo, por las aceras	0.35 - 0.45
Ramales por el fondo, por medio de lotes	0.30

Fuente: *Manual de Construcción Boliviana* [4]

Esta profundidad de recubrimiento está definida por el cálculo estructural de la tubería instalada en la zanja, considerando que los esfuerzos a los que está sometida dependen de las características del suelo, cargas de relleno y vehículos, tipo de material de la tubería, cama de asiento, ubicación y trazado en el terreno.

En consecuencia, con las profundidades de instalación de la tubería el ancho de zanja es necesario para la trabajabilidad de la mano de obra. Los comerciantes y fabricantes de los productos ya especifican el ancho de zanja necesario para trabajar con un diámetro de tubería específico al material. Pero a continuación, se desarrolla la tabla 2.9 para anchos de zanjas recomendables, tomado de trabajos prácticos de sistemas de alcantarillado condominial.

Tabla 2.9: Anchos de zanjas recomendados (Diámetro 100 y 150 mm)

Profundidad de zanja (m)	Ancho de zanja (m)
0.55 - 0.85	0.40
0.85 - 1.30	0.60
1.30 - 1.80	0.80
1.80 - 2.60	0.90

2.9.6. Pérdidas de energía en la unión de los tramos de alcantarillado

La unión de los tramos de alcantarillado se hace mediante una cámara de inspección. Para realizar el empate de las tuberías existen varios criterios, de acuerdo a [22]: 1) empate por la cota superior interna de la tubería; 2) empate por la cota inferior interna de la tubería; 3) empate por el 80 % de los diámetros, y 4) empate por línea de energía.



Estos diversos métodos evitan el remanso del agua, aguas arriba de la unión debido al cambio de flujo subcrítico o supercrítico, cambios de diámetro o cambios de pendientes. Entre estos métodos los más utilizados son el empate por la cota superior interna de la tubería (el más simple desde el punto de vista del cálculo) y el empate por línea de energía. El empate por línea de energía es el más acertado por los conceptos hidráulicos establecidos de acuerdo al tipo de flujo existente en la tubería y las pérdidas generadas en la cámara de inspección.

Empate por línea de energía:

Este método consiste en igualar la cota de energía del colector entrante al pozo, con la cota de energía del colector saliente. Se plantea la ecuación de energía, [2], mostrada en la expresión (2.23) entre las tuberías de entrada y salida al centro del pozo como se ilustra en el gráfico 2.10.

$$Z_1 + d_1 + \alpha \cdot \frac{V_1^2}{2 \times g} = Z_2 + d_2 + \alpha \cdot \frac{V_2^2}{2 \times g} + \Delta H_e \quad (2.23)$$

Donde:

- Z_1 = cota inferior interna de la tubería a la entrada (m)
- Z_2 = cota inferior interna de la tubería a la salida (m)
- d_1 = altura de la lámina de agua en la tubería de entrada (m)
- d_2 = altura de la lámina de agua en la tubería de salida (m)
- V_1 = velocidad del agua en la tubería de entrada (m/s)
- V_2 = velocidad del agua en la tubería de salida (m/s)
- g = gravedad 9.81 m/s^2
- ΔH_e = pérdidas de energía ocurridas por el empate de la tubería (m)
- α = coeficiente de velocidad considerado igual a la unidad

El término ΔH_e corresponde a varias pérdidas de energía; entre ellas las más importantes dentro del alcantarillado sanitario son por el cambio de dirección y la pérdida de energía por la unión o transición dentro de la cámara de inspección, [1] y [22]. En la ecuación (2.24) se consideran las pérdidas en el pozo, lo que implica una diferencia de alturas entre las líneas de energía entrante y saliente, gráfico 2.10.

$$\Delta H_e = \Delta H_t + \Delta H_d \quad (2.24)$$

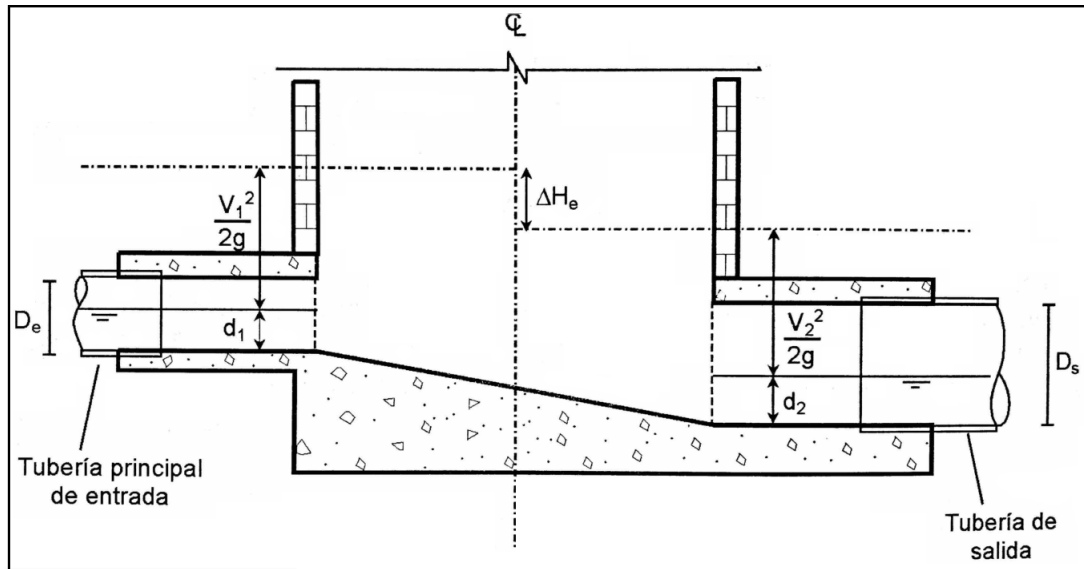


Gráfico 2.10: Empate de las tuberías por la línea de energía

Fuente: *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados*, Lopez Cualla 2007 [22]

Donde:

- ΔH_t = pérdida de energía por la unión o transición (m)
- ΔH_d = pérdida de energía por el cambio de dirección (m)

Se debe de verificar que todas las cotas de energía entrantes, después de descontadas las pérdidas de energía correspondientes, sean superiores o iguales a la cota de energía de la tubería saliente.

Pérdidas por la unión o transición de las tuberías

El concepto hidráulico de pérdidas por la unión o transición obedece al aumento o disminución de la velocidad debido a un cambio de diámetro, pendiente o adición de caudal. La forma general de calcular dichas pérdidas es mediante la expresión (2.25), [2].

$$\Delta H_t = k \cdot \left| \frac{V_2^2}{2 \times g} - \frac{V_1^2}{2 \times g} \right| \quad (2.25)$$

Donde:

- $k = 0.1$ para un aumento de la velocidad, o 0.2 para una disminución de la velocidad

Pérdidas por el cambio de dirección



De producirse un cambio de dirección, habrá que considerar las pérdidas de carga adicionales provocadas por la relación entre el radio de curvatura del pozo, r_c , y el diámetro de la tubería de salida, D_s . El valor de la pérdida de energía por cambio de dirección se calcula mediante la ecuación (2.26).

$$\Delta H_d = k \cdot \frac{V^2}{2 \times g} \tag{2.26}$$

De acuerdo a [22] el valor de k se obtiene para flujo subcrítico o supercrítico como se muestra en la tabla 2.10. Siendo V la velocidad promedio entre la tubería de entrada y la de salida.

Tabla 2.10: Pérdida de energía por cambio de dirección

Régimen de flujo	r_c/D_s	Hd
Subcrítico	1.0 - 1.5	0.4
	1.5 - 3.0	0.2
	> 3.0	0.05
Supercrítico	6.0 - 8.0	0.4
	8.0 - 10.0	0.2
	> 10.0	0.05

Fuente: *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado* [22]

El radio de curvatura se calcula en función del diámetro del pozo, D_p , y el ángulo de giro para el cambio de dirección, α , según a la expresión (2.27), obtenida mediante propiedades trigonométricas del gráfico 2.11.

$$r_c = \frac{D_p}{2 \times \operatorname{tg}(\alpha/2)} \tag{2.27}$$

Para relaciones “ r_c/D_s ” menores a 1 en flujo subcrítico, o menores a 6 en flujo supercrítico, las pérdidas de energía cinética son relativamente altas y su cálculo se establece en función de la máxima velocidad en la cámara de inspección de acuerdo al gráfico B.1 correspondiente a la sección de anexo B, [1]. Se podría evitar estas pérdidas altas aumentando el diámetro del pozo o haciendo un cambio de dirección de menor ángulo.

Estas pérdidas de energía ocasionan que las tuberías de salida deban descender su cota y se produzcan desniveles en el pozo. Si estos desniveles son grandes se generan pérdidas adicionales, por lo que, el desnivel máximo entre las tuberías de llegada y la tubería de salida no debe ser mayor que 0.5 m; caso contrario, se deben usar cámaras

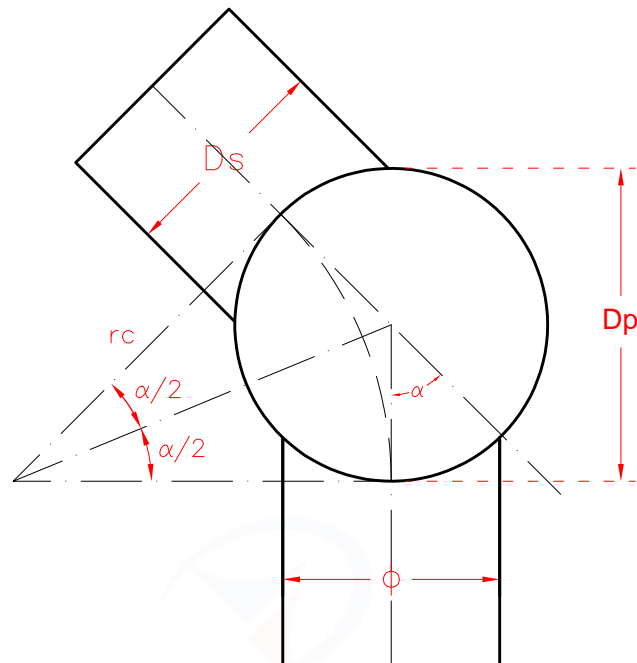


Gráfico 2.11: Radio de curvatura en la cámara de inspección

de inspección con caída exterior o con diseño especial.

2.10. Tratamiento de excretas para la comunidad rural

Las excretas (sustancias de desechos eliminadas por el organismo) y aguas residuales son el resultado de las aguas provenientes del abastecimiento de agua potable a una comunidad. La red de alcantarillado recoge estas aguas y las dispone en un lugar de descarga adecuado y alejado de la población, [23]. Debido a la cantidad de personas abastecidas por el alcantarillado, los caudales y las concentraciones de aguas negras son grandes y contaminadas, lo que hace indispensable un tratamiento antes de su disposición final, [35].

En un sistema de alcantarillado condominial las aguas residuales provienen de domicilios, oficinas, escuelas, baños públicos y aguas de infiltración. Las aguas de infiltración son en extremo variables y dependen del tipo de suelo y condiciones climáticas, mientras que las aguas domésticas son continuas y su composición es de sólidos finos y esencialmente de materia orgánica con organismos patógenos; los que son peligrosos para la salud y generan condiciones desagradables para la comunidad, [35].

Con el objetivo de mantener la sanidad en el sector, proteger al ecosistema y lograr un saneamiento gestionado de manera segura; las aguas residuales deben ser tratadas.



El tratamiento corresponde a lograr una dilución aceptable de la concentración de organismos patógenos, contaminantes y tóxicos del agua residual para poder verter a un cuerpo de agua o filtrar en el terreno sin saturar la capacidad de purificación del nicho ecológico.

Los procesos de tratamiento de aguas residuales pueden ser físicos, químicos y biológicos. La calidad bacteriológica, la cantidad de materia sedimentable y no sedimentable y los compuestos complejos y tóxicos del agua residual definen el grado de complejidad del tratamiento. Siendo, las principales etapas en el proceso de tratamiento de aguas residuales domésticas: el tratamiento preliminar, el tratamiento primario, el tratamiento secundario y el tratamiento terciario, [26].

En el tratamiento preliminar se remueven sólidos suspendidos gruesos y finos y todo material de tamaño mayor a estos. El tratamiento primario remueve los sólidos sedimentables y parte de la materia orgánica. El tratamiento secundario es un proceso biológico que degrada los compuestos complejos a compuestos más simples. El tratamiento terciario o avanzado tiene por objeto la remoción de los nutrientes de fósforos (P) y nitrógeno (N) (compuestos eutrofizantes), la desinfección y la remoción de compuestos tóxicos y contaminantes, [26]. Todos estos procesos producen lodos y desechos.

Las plantas de tratamiento de aguas residuales convencionales combinan procesos físicos y biológicos para el tratamiento de excretas, y la mayoría alcanzan el nivel de tratamiento secundario. Los lodos y los desechos inorgánicos producidos deben ser tratados y dispuestos en lugares seguros para no contaminar los ecosistemas. Para dar una solución al proceso de tratamiento de aguas residuales según la disponibilidad física y económica del lugar existen diversos métodos. A continuación, se describen algunos desde el nivel más simple al más complejo: zanjas de infiltración, filtros de arena, tanques imhoff, tanques sépticos, filtros biológicos, lodos activados, lagunas de estabilización y radiación ultravioleta.

2.10.1. Tanque séptico

Un método de tratamiento de aguas residuales es el tanque séptico. Estos sistemas de disposición de excretas tienen aplicación en zonas urbanas, semiurbanas y rurales con redes de agua potable o estanques de almacenamiento de agua, y constituyen una alternativa eficaz de bajo costo para el tratamiento de aguas residuales, [27].

El tanque o fosa séptica es un estanque cubierto (impermeable), construido de pie-

dra, ladrillo u hormigón armado generalmente rectangular, en donde se puede lograr un tratamiento secundario de las aguas negras.

Antes de que el flujo desemboque al tanque séptico, se lo hace interceptar por un desarenador, el cual cumple el tratamiento preliminar de sedimentar residuos sólidos pesados y reducir la velocidad de entrada del flujo al tanque séptico. Esta reducción de velocidad disminuye la turbiedad del agua y facilita el tratamiento en el tanque séptico.

Dentro del tanque séptico se retienen los sólidos y materia orgánica sedimentable durante un tiempo suficiente para que se produzca su descomposición y digestión antes de ser extraído; generalmente de 1 a 3 años, [27]. El volumen del tanque séptico depende del tiempo de retención hidráulica, mismo que debe ser seleccionado en base a las condiciones del sector y varía entre 6 a 72 horas.

El tipo adecuado de fosa séptica consiste en dos o más cámaras en serie, como se muestra en el gráfico 2.12. El primer compartimiento se utiliza para la sedimentación, digestión y almacenamiento del lodo, la segunda cámara tiene el mismo propósito de la anterior solo que sirve de protección para el lodo que pueda escaparse de la primera cámara.

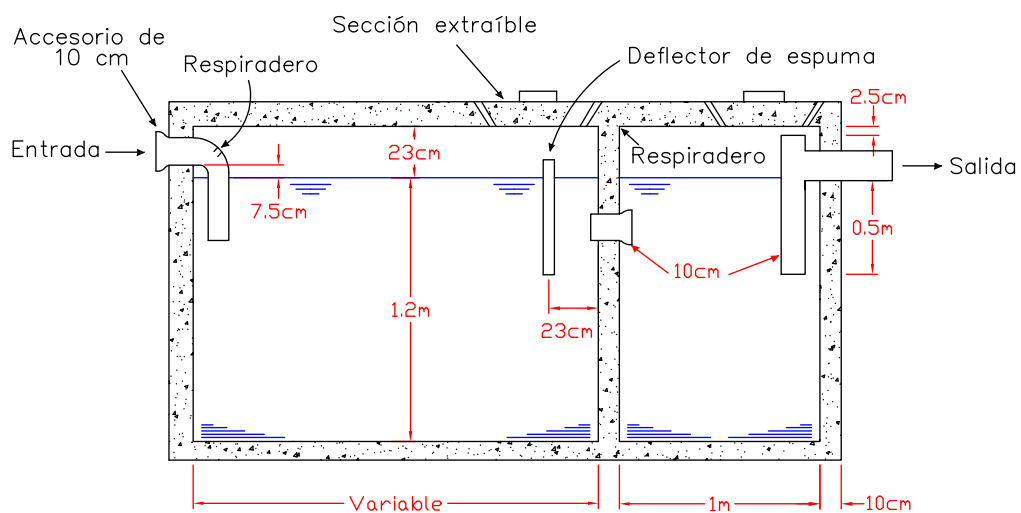


Gráfico 2.12: Tanque séptico típico

Fuente: adaptado de Tratamiento y depuración de aguas residuales [27]

En este sistema, no solo se retiene la materia orgánica sino además los sólidos flotantes, las grasas y los aceites, que tienden a acumularse en la superficie y eventualmente reducen el borde libre del tanque perjudicando la aireación del sistema.

El procedimiento biológico de la digestión dentro del tanque séptico no logra com-



pletamente el tratamiento secundario del caudal tratado, por lo que el agua residual se dispone a un campo de infiltración o pozo de infiltración para completar el tratamiento secundario mediante la infiltración por el terreno, [35].

2.10.2. Remoción de arenas

La retención de arenas y gravas es una fase de tratamiento con el fin de proporcionar características favorables a las aguas residuales para las operaciones de procesamiento posteriores. Las partículas que deberán ser retenidas dependen de la importancia del proyecto principal y se categorizan de acuerdo a su diámetro. Para tratamientos de aguas residuales se recomienda sedimentar partículas mayores o iguales a 0.2 mm de diámetro y con velocidades horizontales de 0.3 m/s en el sedimentador, de acuerdo a [31]. De hecho, la velocidad horizontal en el desarenador es la principal causa de perturbaciones en el correcto funcionamiento del sistema, por lo que, velocidades horizontales mayores a 0.4 m/s arrastrarán arenas grandes que se desean retener, y velocidades horizontales menores a 0.15 m/s causarán el depósito de grandes cantidades de materia orgánica produciendo malos olores.

Ya que en una red de alcantarillado condominial se supondrá un buen cuidado y mantenimiento del sistema por parte de los usuarios, el tratamiento preliminar será suficiente con un desarenador, estimando que ingresen arenas y sustancias finas por los lavados de las viviendas. El éxito de la funcionalidad del desarenador radica en su economía de construcción. Para caudales pequeños dentro de comunidades rurales no se precisa de un lavado automático de la estructura, este lavado se realiza de manera manual dependiendo de la acumulación de la materia sólida, una vez construido el sistema condominial.

La teoría de la desarenación establece que una partícula sedimentable llegará al fondo del tanque en un tiempo determinado (tiempo de sedimentación) con una velocidad vertical de sedimentación debido a la fuerza de gravedad, [19]. Dicha velocidad está en función del diámetro de la partícula según la ley de Stokes expresada en la ecuación (2.28) y resuelta mediante procesos iterativos.

$$V_s = \sqrt{\frac{4 \cdot g \cdot d_s \cdot (S - 1)}{3 \left(\frac{24 \cdot \mu}{\rho \cdot |V_s| \cdot d_s} + 1.5 \right)}} \quad (2.28)$$

Donde:

- V_s = velocidad de sedimentación en m/s



- $g = \text{gravedad } 9.81 \text{ m/s}^2$
- $d_s = \text{diámetro característico de la partícula en metros (m)}$
- $S = 2.1 \text{ peso específico de las partículas}$
- $\mu = 0.00117 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ viscosidad dinámica del agua
- $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$

De igual manera, la misma partícula tiene una velocidad horizontal que en el tiempo de sedimentación será arrastrada una longitud determinada. Al establecer el diámetro de la partícula de diseño e igualar el tiempo de sedimentación de la misma, se obtiene la profundidad y largo necesario del desarenador. Además de esto, es una práctica conservadora aumentar la longitud del desarenador dependiendo de la importancia del proyecto y por las corrientes ascendentes que pueden generarse.

Las condiciones de diseño de flujo en el tanque sedimentador se establecen para el caudal máximo de aguas residuales.

Además de lograr la separación de partículas relativamente gruesas en el desarenador, es conveniente construir una estructura que permita el control y cálculo del caudal de flujo del sistema. Para ello, existen diferentes estructuras hidráulicas recomendadas, pero para sistemas de alcantarillado es mejor un control mediante un canal Parshall, [31]. El control por medio de un canal de este tipo permite la auto limpieza del canal y reduce la pérdida de carga hidráulica como en el caso de otros canales y vertederos de medición.

El aforador Parshall cuenta con una sección convergente, una garganta y una sección divergente como se muestra en el gráfico 2.13. La medición del caudal se logra debido a la reducción de la sección obligando al agua a elevarse, y volver a caer hasta la elevación establecida K según el gráfico 2.13. En este proceso se presenta una aceleración del flujo que permite establecer una relación matemática entre la elevación del agua y el gasto.

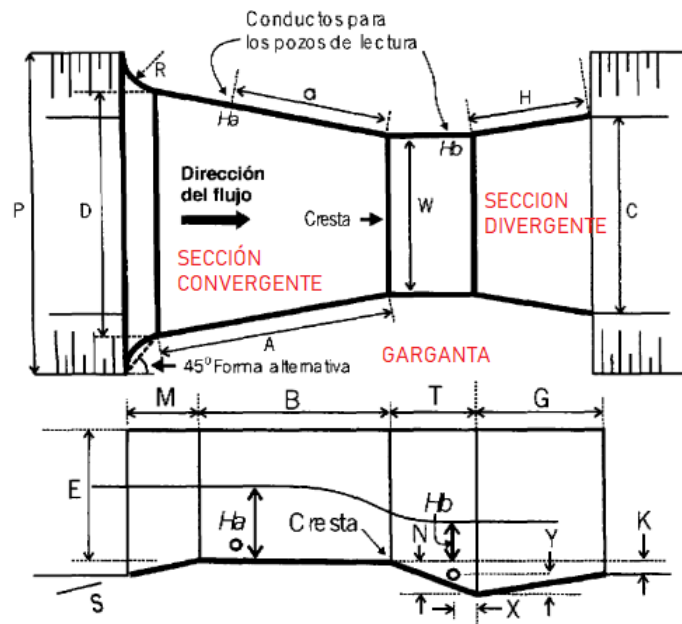


Gráfico 2.13: Nomenclatura de las partes del aforador Parshall

Donde:

- W = ancho de la garganta
- A = longitud de las paredes de la sección convergente
- a = ubicación del punto de medición de la altura H_a
- B = longitud de la sección convergente
- C = ancho de la salida
- D = ancho de la entrada de la sección convergente
- E = profundidad del canal Parshall
- T = longitud de la garganta
- G = longitud de la sección divergente
- H = longitud de las paredes de la sección divergente
- K = diferencia de elevación entre la salida y la cresta
- M = longitud de la transición de entrada
- P = ancho de la entrada de la transición
- X = abscisa del punto de medición H_b



- Y = ordenada del punto de medición H_b

La altura H_a del gráfico 2.13 es la que corresponde a un caudal específico en función de una ecuación que obedece a las medidas del canal Parshall. Estas medidas han sido estandarizadas para diferentes rangos de caudal, por lo que en el capítulo de resultados se presenta la configuración geométrica del canal y la ecuación de caudal correspondiente.

La otra altura de agua es la que se mide después del canal, identificada como H_b . Esta altura de agua por lo general depende de las condiciones de flujo aguas abajo. Si la relación $\frac{H_b}{H_a}$ es menor a 0.5, se produce una descarga libre en el canal y se podrá observar un resalto hidráulico en las inmediaciones del aforador, por lo que no se debe corregir la ecuación del caudal.

En cambio, si la relación $\frac{H_b}{H_a}$ es mayor a 0.5 la descarga es ahogada y no se podrá observar el resalto hidráulico. Entonces se puede tener dos opciones: resalto hidráulico ahogado o barrido. El resalto ahogado está ahogado y no se encontrará en el canal. Por el contrario, el resalto barrido estará bastante alejado del aforador o inclusive no se apreciará. Los esquemas de los tipos de resaltos hidráulicos se muestran en el gráfico F.3 de la sección anexo F. Si se presenta una descarga ahogada el canal está sumergido y no debe alcanzar una relación $\frac{H_b}{H_a}$ mayor a 1, y el caudal debe ser corregido de acuerdo a la ecuación (2.29).

$$Q_s = Q - Q_e \quad (2.29)$$

Donde:

- Q_s = es el caudal aforado bajo condiciones de sumergencia (l/s)
- Q = es el caudal calculado por la ecuación (3.8)
- Q_e = es el caudal de corrección en función de los gráficos F.4 y F.5 en la sección de anexo F

En el canal de salida del aforador Parshall el flujo ingresa por una tubería al tanque séptico. Ya que el ancho del canal es mayor al diámetro de la tubería de salida, el agua se embalsa en esta parte hasta lograr una altura de agua sobre la tubería que permita la salida del caudal de ingreso. Para calcular esta altura de agua se plantea la ecuación (2.23) de la energía, de la cual, las pérdidas corresponden a la pérdida por la condición de orificio en la tubería, afectada por un coeficiente de velocidad, C_v , siendo C_v la relación entre la velocidad media real en la tubería y la velocidad media ideal que se tendría sin rozamiento; y la pérdida por la fricción de la longitud de la tubería hasta la



salida hacia el tanque séptico.

La pérdida por la condición de orificio de la tubería se expresa en la ecuación (2.30), y la pérdida por la fricción de la longitud de la tubería se expresa en la ecuación (2.31).

$$\Delta H_o = \left(\frac{1}{C_v^2} - 1 \right) \cdot \frac{V_{ch}^2}{2g} \quad (2.30)$$

Donde:

- ΔH_o = pérdida por la condición de orificio de la tubería (m)
- C_v = coeficiente de velocidad
- V_{ch} = velocidad en la garganta de la tubería, a la salida de la tubería (m/s)

$$\Delta H_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \times g} \quad (2.31)$$

Donde:

- ΔH_f = pérdida por fricción del fluido con la tubería (m)
- f = coeficiente de fricción, ecuación (2.32)
- L = longitud de la tubería (m)
- D = diámetro de la tubería (m)
- V = velocidad de flujo (m/s)

$$f = \frac{1.325}{\left[\ln \left(\frac{\varepsilon}{3.7 \cdot D} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (2.32)$$

Donde:

- ε = rugosidad del material, para PVC = 0.0025 mm según Darcy-Weisbach
- Re = número de Reynolds, ecuación (2.33)

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad (2.33)$$

Donde:

- ν viscosidad cinemática del agua, $1.308 \cdot 10^{-6} m^2/s$

2.10.3. Teoría de diseño del tanque séptico

El diseño del tanque séptico contemplará los siguientes aspectos de acuerdo a [6]: a) el tiempo de retención hidráulica de sedimentación, b) volumen de sedimentación, c) volumen de almacenamiento de lodos, d) volumen de natas, y e) espacio de seguridad, ilustradas en el gráfico 2.14.

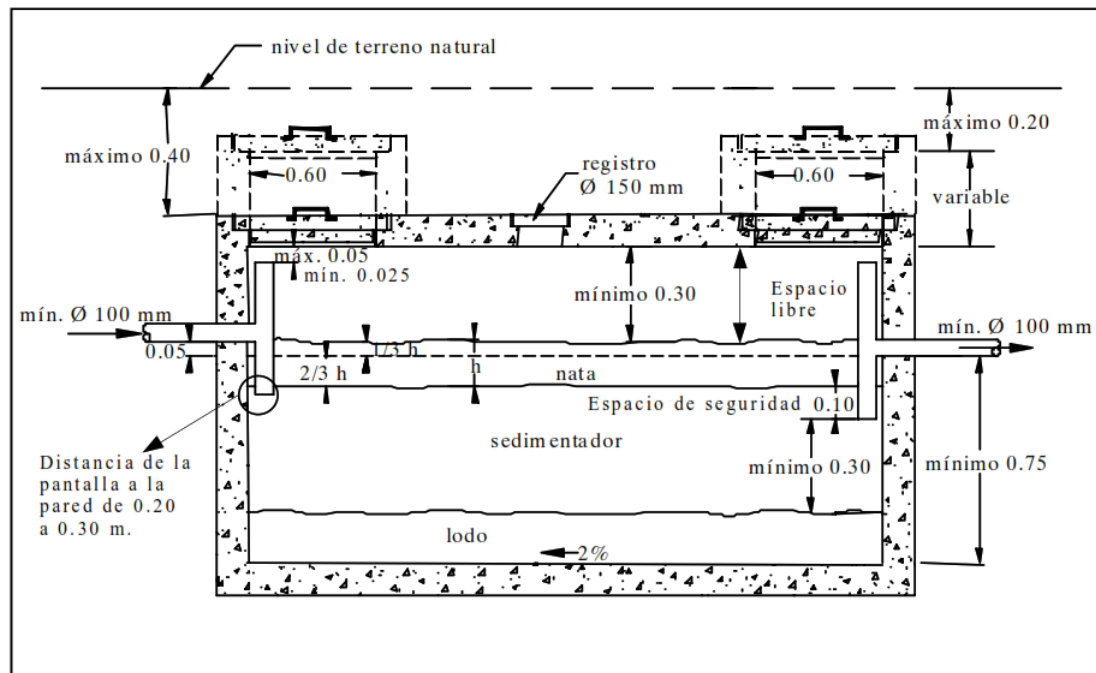


Gráfico 2.14: Detalle del tanque séptico

Fuente: Especificaciones técnicas para el diseño de tanques sépticos, [6]

El tiempo de retención hidráulico del volumen de sedimentación varía entre 6 y 72 horas. Un largo período de retención minimizará la frecuencia de limpieza, mientras que un corto período de retención minimizará el tamaño del tanque y el costo inicial. Tanques menores a $6 m^3$ necesitarán un largo período de retención debido al incremento de la turbiedad (2 a 3 días). El tiempo de retención puede ser calculado según la ecuación (2.34).

$$T_r = 1.5 - 0.3 \cdot \log_{10} \cdot (P \times Q) \quad (2.34)$$

Donde:

- T_r = tiempo de retención en días
- P = población servida (*hab*)
- Q = caudal de aporte unitario de aguas residuales en litros/habitante - día



En ningún caso, el tiempo de retención deberá ser menor a seis (6) horas.

El volumen de sedimentación dependerá del tiempo de retención. Este volumen será el mínimo al final del tiempo de limpieza del tanque; y se calcula mediante la fórmula (2.35).

$$V_s = P \times Q \times T_r \quad (2.35)$$

Donde:

- V_s = volumen de sedimentación (m^3)

El volumen de almacenamiento de lodos reduce el volumen útil de sedimentación del tanque, por lo que, Los tanques sépticos deben tener una capacidad de almacenamiento de lodos digeridos para un período mínimo de 300 días. Se estima que los lodos tienen un período de digestión de 50 días, luego de lo cual pasan a ser lodos digeridos y su volumen se reduce debido al proceso de digestión. Se reduce el volumen de lodos en un factor R_1 para los lodos digeridos, ecuación (2.36); y un factor R_2 para lodos en digestión, ecuación (2.37).

$$V_g = P \times R_1 \times T_a \times Lf \quad (2.36)$$

$$V_d = P \times R_2 \times T_d \times Lf \quad (2.37)$$

Donde:

- V_g = volumen de lodos digeridos en litros
- V_d = volumen de lodos en digestión en litros
- $R_1 = 0.25$, lodo digerido
- $R_2 = 0.5$, lodo en digestión
- T_a = período de almacenamiento de lodos en días
- T_d = período de digestión, 50 días
- Lf = lodos frescos producidos, 1 l/dia de lodo fresco por habitante

El volumen de natas considera un valor normal mínimo de $0.7 m^3$, [6].

El espacio de seguridad es la distancia entre la parte inferior de la tee de salida y la superficie inferior de la capa de natas, gráfico 2.14, y no deberá ser menor a $0.1 m$.



El volumen necesario del tanque séptico se desarrolla en la ecuación (2.38).

$$V_u = V_s + V_g + V_d + V_{natas} + V_{espacioseguridad} \quad (2.38)$$

Donde:

- V_u = volumen necesario para el tanque séptico (m^3)

Características del tanque séptico

Las características del diseño del tanque séptico se han adaptado de [6] y son:

1. La relación largo:ancho del área superficial del tanque séptico deberá estar entre 2:1 y 5:1.
2. El espacio libre entre la capa superior de nata y la parte inferior del techo no será menor a 0.30 m.
3. Se considerará que un tercio de la altura de la nata se encontrará por encima del nivel de agua.
4. El ancho del tanque séptico no deberá ser menor a 0.60 m y la profundidad neta no menor a 0.75 m.
5. El nivel de la tubería de salida deberá estar situado 0.05 m por debajo de la tubería de entrada.
6. Cuando se usen pantallas en los dispositivos de entrada y salida estas deberán estar distanciados de las paredes del tanque a no menos de 0.20 m ni mayor a 0.30 m.
7. La prolongación del ramal de fondo de las tees o pantallas de entrada y salida serán calculadas por la fórmula $(0.47/A + 0.10)$. Donde, A representa el área superficial.
8. La parte superior de los dispositivos de entrada y salida deberán dejar una luz libre para ventilación de no más de 0.05 m por debajo de la losa del techo del tanque.
9. Los techos de los tanques sépticos tendrán losas removibles y no menores a 0.60 m de diámetro.
10. El fondo de los tanques sépticos tendrá pendiente de 2 % orientada hacia el punto de ingreso de los líquidos.



11. Cuando el tanque tenga más de una cámara, las interconexiones entre las cámaras consecutivas se proyectarán de tal forma que evite el paso de natas y lodos al año horizonte del proyecto.
12. El número de recámaras no deberá ser mayor a cuatro (4) y cada compartimiento no deberá tener un largo menor de 0.60 m.
13. La primera y la segunda cámara deben tener un volumen útil respectivamente de $2/3$ y $1/3$ del volumen útil total.
14. El largo de la primera cámara es de $2/3 L$ y la segunda $1/3 L$.

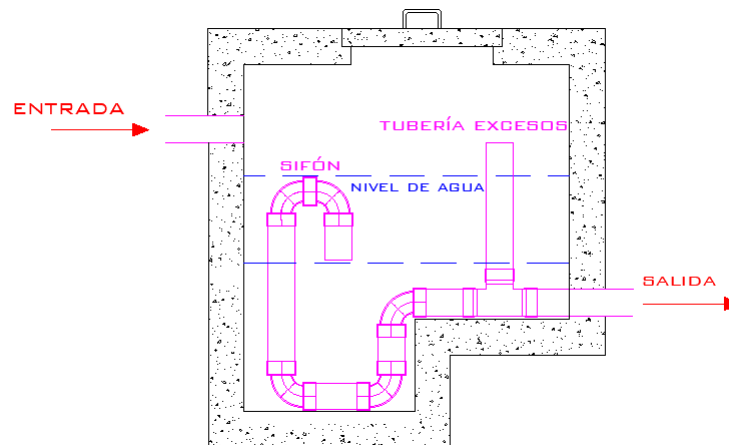
Campo de infiltración

A la salida del tanque séptico las aguas residuales tratadas aún tienen un grado de concentración de materia orgánica que puede contaminar el ecosistema. Para la depuración final de estas aguas residuales, se utiliza un campo de infiltración que retiene las partículas en suspensión, y realiza un proceso biológico de tratamiento debido a la oxidación de la materia orgánica por la acción de bacterias aerobias fijadas en películas biológicas de las arenas o gravas, [17].

Ya que el proceso biológico se fundamenta en condiciones aerobias, se debe procurar que estos nichos biológicos no se sobrecarguen ni estén sumergidos un tiempo demasiado largo. Es por ello que, los campos de infiltración suelen funcionar de manera intermitente para permitir la depuración del sistema entre los intervalos de dosis sucesivas, [17].

Dichos intervalos de aplicación se logran mediante un tanque dosificador con un sifón, como se observa en el gráfico 2.15. El cual permite una distribución uniforme de las aguas residuales al campo filtrante mediante dosis intermitentes de entre 12 a 72 veces al día. De esta manera, se alternan ciclos húmedos con ciclos de aeración para la supervivencia del manto biológico de tratamiento.

La altura de agua y velocidad de descarga del tanque dosificador se obtiene mediante la ecuación (2.23) de Bernoulli, y para este caso la pérdida de energía es debido a la fricción del paso del agua por la tubería según la ecuación (2.31) de Darcy-Weisbach; y por la pérdida que tiene lugar en los accesorios de la tubería según la fórmula (2.39).

**Gráfico 2.15:** Tanque dosificador con sifón

Pérdida de energía por los accesorios de la tubería.

$$\Delta H_2 = k \cdot \frac{V^2}{2 \times g} \quad (2.39)$$

Donde:

- ΔH_2 = pérdida por los accesorios en la tubería
- k = coeficiente de pérdida de carga; 0.5 para codos de 90° , 1 para tubería entrante y a la salida y 1.5 para tee.

Un campo de infiltración comprende un área superficial de material filtrante (grava o arena), de un espesor entre 40 y 90 *cm*, bajo tuberías perforadas de drenaje para la distribución del efluente. El área superficial se obtiene del caudal de aguas residuales para la velocidad de infiltración del terreno, y puede distribuirse mediante zanjas de infiltración o lechos de infiltración, dependiendo de la disposición del terreno. En el gráfico 2.16 se muestra la diferencia esquemática entre estos dos tipos de campos de infiltración, respectivamente.

El caudal de aguas residuales se obtuvo del dimensionamiento previo del sistema de alcantarillado, mientras que la velocidad de infiltración se debe obtener en el campo mediante pruebas de infiltración. Existen diferentes tipos de pruebas de infiltración, una simple y muy práctica se puede analizar en [13], aunque se recomienda que estas pruebas de infiltración deben ser realizadas por un profesional, manteniendo un control del procedimiento específico de la prueba. En el presente trabajo de titulación, no se realiza una prueba de infiltración, ya que dicha metodología se debe realizar a la profundidad en la que se encuentra la tubería perforada, y esta profundidad depende de las condiciones del alcantarillado y tanque séptico aguas arriba.

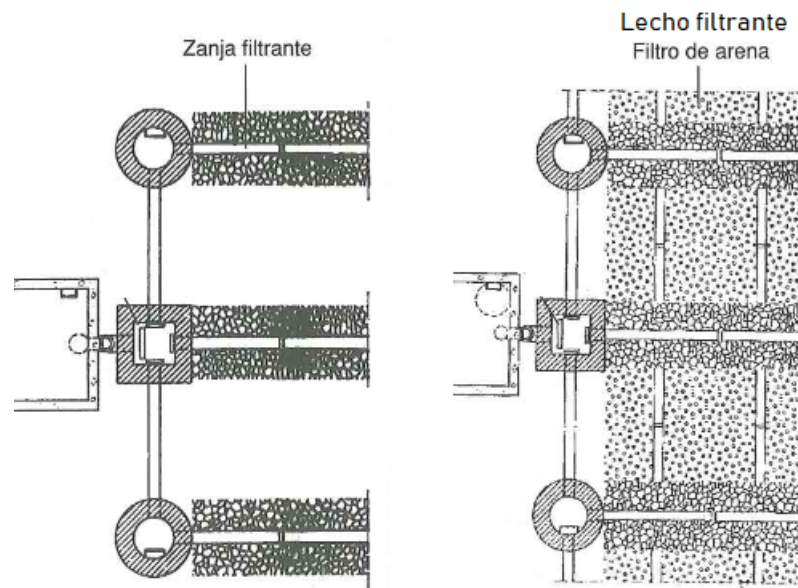


Gráfico 2.16: Tipo de campos filtrantes
Fuente: Manual de depuración Uralita, 2.16

Sin embargo, el Ministerio de Agricultura y Ganadería de la república del Ecuador en su programa *SIGTIERRAS*, (Sistema Nacional de Información y Gestión de Tierras Rurales e Infraestructura Tecnológica) brinda rangos de velocidades de infiltración en los diferentes cantones del Ecuador. De esta manera se puede determinar el rango en el que se encuentra el área de intervención del proyecto; y con esto, se construye una tabla especificando el área superficial de infiltración requerida para todos los valores de velocidad de infiltración en el rango supuesto. Dicha tabla expresada en los resultados, brindará las medidas adecuadas para el campo de infiltración en base a la velocidad de infiltración obtenida en las pruebas de campo a la profundidad especificada en los planos de tratamiento.

2.11. Área de intervención del proyecto

La comunidad de Salinas está localizada en la parroquia San Salvador de Cañaribamba, cantón Santa Isabel, provincia del Azuay, Ecuador; con coordenadas UTM $x = 681364.352$, $y = 9642543.355$ a una altura promedio de 2340 m.s.n.m. El gráfico 2.17 ilustra su ubicación en la república del Ecuador.

La comunidad se encuentra a 8 km de la ciudad de Santa Isabel, capital del cantón Santa Isabel y centro urbano más cercano a la comunidad de Salinas; la cual es definida como un asentamiento netamente rural, ya que se desarrolla en el campo y está alejado relativamente de zonas urbanas de la región. Esta ubicación ha impedido el abasteci-

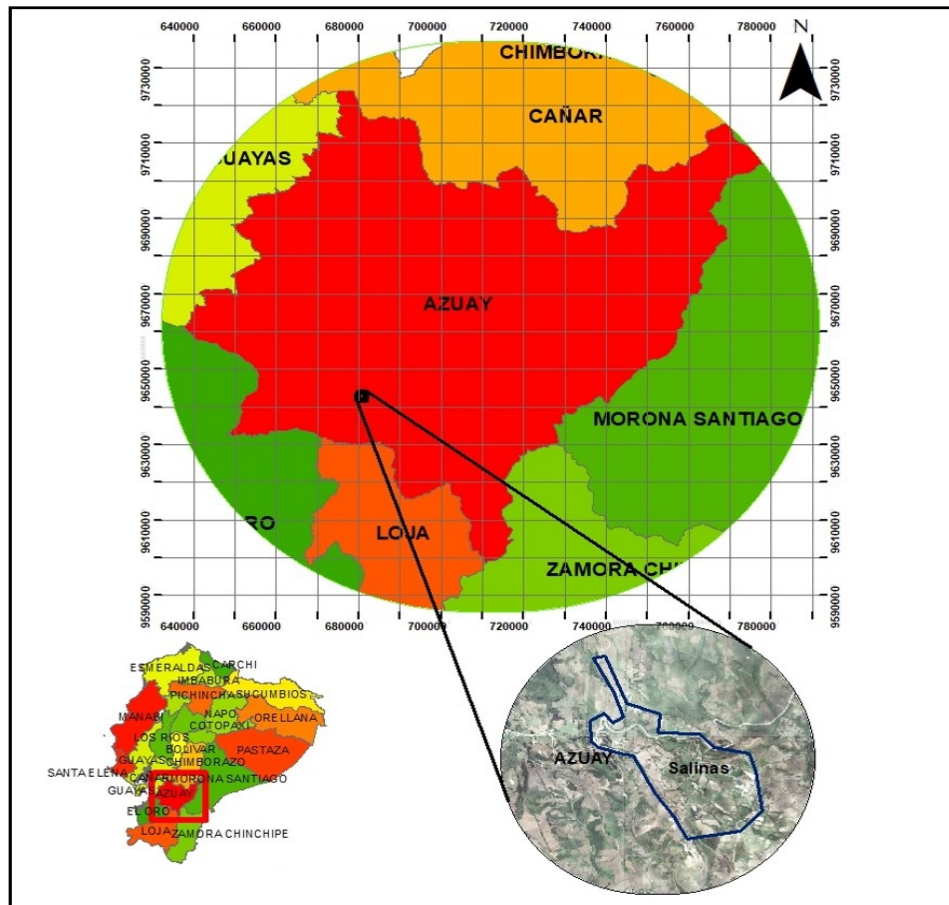


Gráfico 2.17: Ubicación geográfica de la comunidad Salinas dentro de la República del

miento y sostenibilidad de servicios básicos como el agua potable y alcantarillado.

El asentamiento poblacional de la comunidad Salinas corresponde a un área total de 26 *ha*. La evaluación del estado actual general de la comunidad se lo realiza en función de un levantamiento de información mediante una encuesta de población y de aparatos sanitarios por vivienda. Para representar estos resultados se han identificado las casas del sector en el gráfico 2.18 y se tabula los datos de los habitantes y aparatos sanitarios en la tabla C.1 en la sección anexos C. Las estructuras sin habitantes y sin aparatos sanitarios se consideran abandonadas o son para otros usos (estructuras 8, 14, 25, 32, 34, 36, 38 y 46). Todos estos resultados se analizan a continuación.

2.11.1. Análisis socio-económico de la población

Con las encuestas realizadas a cada vivienda y tabuladas en la tabla C.1, se establece la situación socio-económica de la comunidad. En Salinas viven 121 personas distribuidas en 48 viviendas según el gráfico 2.18. De las cuales 56 son hombres (46.28 %) y

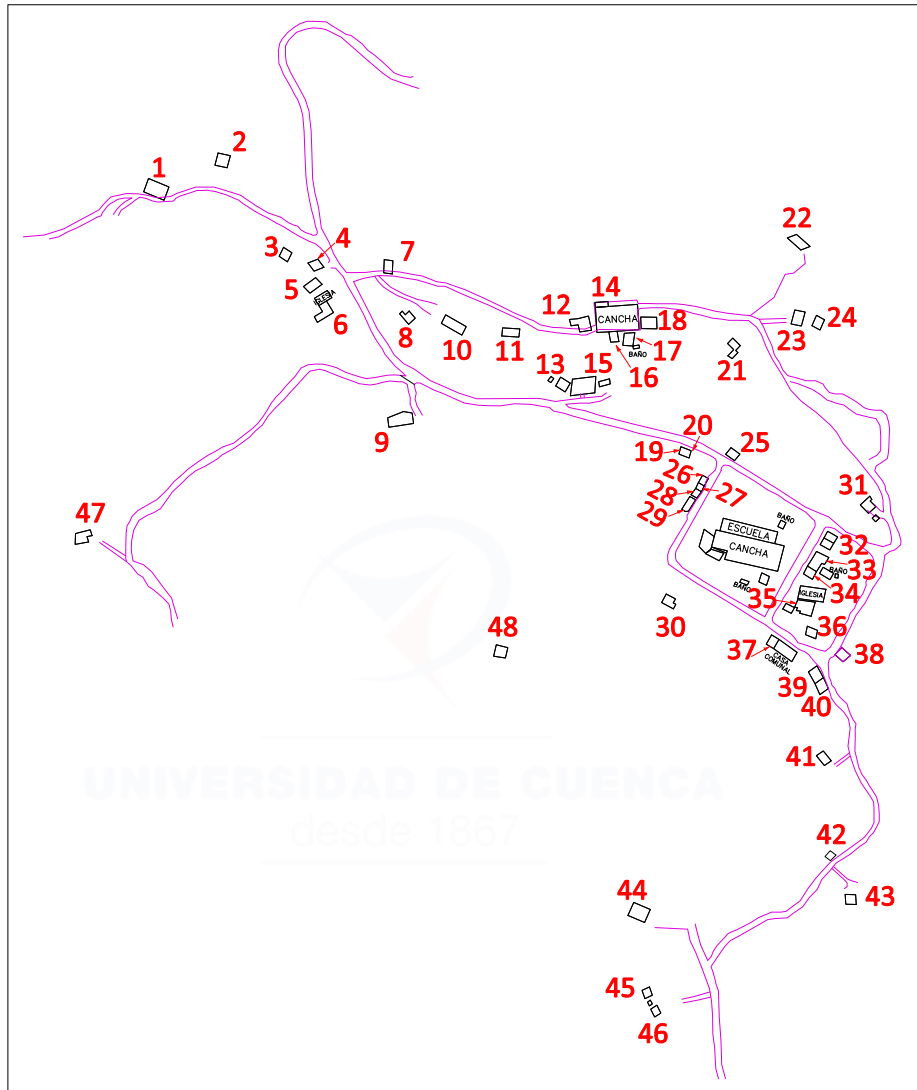


Gráfico 2.18: Identificación de las viviendas en la comunidad de Salinas

65 son mujeres (53.72 %). En la comunidad existen 2 iglesias, una escuela con 5 baños públicos, una casa comunal y una sede de la cancha deportiva, como se observa en el gráfico 2.18 y en el plano topográfico de Salinas en la sección de anexo J. Dentro de este plano se puede observar que los domicilios se encuentran en su mayoría dispersos a lo largo de un vasto terreno montañoso, y la zona de mayor densidad se encuentra en el centro de la comunidad. El 98 % de la población tiene viviendas que disponen de instalaciones eléctricas. Apenas el 59 % de la población es económicamente activa, esto corresponde a 72 personas cuyos datos se han proporcionado por el presidente de la comunidad. La comunidad se dedica a la agricultura y ganadería de acuerdo al informe de la Secretaría del Agua anexo D y no existen industrias ni comercios.



La comunidad cuenta con la dotación del servicio de agua denominada potable, sin embargo, este no cumple con los requisitos mínimos para ser considerada como tal. En adición, Salinas carece del servicio de alcantarillado sanitario lo que perjudica las condiciones de vida del sector.

La falta del servicio de alcantarillado y el mal servicio de agua potable considera a la comunidad en una condición de pobreza de acuerdo a los servicios básicos insatisfechos, determinados por la Comisión Económica para América Latina y el Caribe, *CEPAL*.

2.11.2. Sistema de agua potable existente

El abastecimiento de agua “entubada” fue implementado en el año 1992, es decir tiene 26 años de funcionamiento, desde entonces no se han realizado mantenimientos adecuados ni oportunos, ya que las operaciones de mantenimiento que se realizan en el sistema no son metódicas ni continuas. Las actividades de reparación son realizadas por los miembros de la comunidad, únicamente en casos extremos, generalmente cuando se produce la suspensión del servicio o por fugas considerables, que son apreciables visiblemente. Es por esto que se ha identificado que el funcionamiento actual del sistema de distribución de agua presenta condiciones que se puede considerar no solo deficientes si no muy precarias, lo que ha generado un rechazo al consumo de agua por tubería de la comunidad, prefiriendo así el uso y consumo de agua embotellada lo que empobrece más a la comunidad.

El sistema de agua potable que tiene la comunidad Salinas sufre de discontinuidad y en muchos casos de mala calidad del agua, esto se observa en el color del agua, el que está por sobre lo permitido de la norma como se ve en el anexo E. Además, el agua que llega a los domicilios presenta visualmente turbiedad debido a las fugas que se encuentran a lo largo del sistema.

La entidad responsable del servicio es la propia comunidad, con permiso del uso del agua potable de cuatro quebradas de acuerdo al informe de la Secretaría del Agua, demarcación Jubones especificado en el documento del anexo D. De acuerdo a la tabla 5.2 de la norma ecuatoriana rural CO 10.7 - 602 o la tabla 2.1 del presente trabajo, la comunidad de Salinas necesita de un nivel de servicio **IIIb** con conexiones domiciliarias, con más de un grifo por casa.

La dotación actual de la comunidad para el servicio de agua potable es de 100 l/hab**dia*, dato proporcionado por la junta de agua potable de la comunidad de Salinas y de-



mostrado en el trámite administrativo No 270-A-acumulado 296-A, anexo D, en donde además se provee los caudales ecológicos necesarios en las fuentes y los caudales autorizados mínimos para el uso del agua.

Según el estudio físico químico del agua realizado por la comunidad y cuyos resultados se presentan en el oficio No 014-EMAPAL-SIL-MT-2017 (Anexo E) y mostrado en la tabla 2.11 con fecha de toma y de análisis de 10/07/2017. Se concluye que el agua cruda debe seguir un proceso de mejoramiento debido a que no cumple los requerimientos de la norma ecuatoriana para abastecimiento de agua potable. Este proceso actualmente se realiza por agregado de cloro, a razón de 10 l/día , el agua a la salida de los domicilios presenta mayor contaminación que la de entrada al sistema, deduciéndose que el sistema existente se encuentra en mal estado y brinda inseguridad de salud a la comunidad. Añadido a esto, las fugas que se producen en la red causa interrupciones intermitentes del sistema lo que ha perjudicado la confianza en la disponibilidad del agua y de su calidad microbiológica.

UNIVERSIDAD DE CUENCA
desde 1867



Tabla 2.11: Resultados Físicos-Químicos del agua para la comunidad de Salinas, anexo E

LABORATORIO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CANTON SANTA ISABEL

RESULTADO FÍSICO - QUÍMICO DEL AGUA	
Oficio N.	014-EMAPA-SHL-MT-2017
Muestra procedencia	Salinas
Tipo de fuente:	Captación - Entrada y Salida del Sistema - Domiciliaria
Fecha de toma:	10/7/2017
Fecha de análisis:	10/7/2017
Análisis solicitado por:	Ing Janeth Moscoso

PARÁMETRO	UNIDADES	CAPTACIÓN	ENTRADA SISTEMA	SALIDA SISTEMA	DOMICILIARIA	LÍMITE MÁXIMO PERMISIBLE
COLOR	UC	20	20	32	24	15
TURBIEDAD	NTU	3	2	3	4	5
PH	mg/l	>8.7	7.2	7	7.3	6.5 - 8.5
DUREZA TOTAL	mg/l CaCO ₃	18	12	10	10	300
DUREZA CALCICA	mg/l CaCO ₃	12	8	8	6	30
DUREZA MAGNESICA	mg/l CaCO ₃	6	4	2	2	12
ALCALINIDAD TOTAL	mg/l CaCO ₃	10	6	10	10	250
HIDRÓXIDOS	mg/l CaCO ₃	0	0	0	0	0
CARBONATOS	mg/l CaCO ₃	0	0	0	0	5
BICARBONATOS	mg/l CaCO ₃	10	8	10	10	2
CLORUROS	mg/l ClNa	11.5	11	13.5	13	250
SULFATOS	mg/l SO ₄	1	0	0	0	200
NITRATOS	mg/l NO ₃	7.4	7.7	6.5	6.5	10
NITRITOS	mg/l NO ₂	0.032	0.03	0.043	0.042	0
HIERRO	mg/l Fe	0.07	0.06	0.11	0.1	0.3
CLORO RESIDUAL	mg/l Cl ₂	ausencia	ausencia	0.04	0.03	0.3 - 1.5

CONCLUSIONES

- El agua cruda que se encuentra en la naturaleza es aquella que no ha recibido ningún tratamiento para modificar sus características: físicas, químicas.
- En cuanto a los análisis físicos en el color contribuye a la falta de mantenimiento periódico al sistema de tratamiento, a los tanques de tratamiento y redes de distribución.
- La turbiedad es un factor de peso en la desinfección, ya que una excesiva turbidez reduciría la efectividad de absorción del cloro y protegería a las bacterias y virus de su efecto oxidante, por tal manera la OMS recomienda turbiedad menor a 5 UNT, siendo lo ideal menos de 1 UNT.
- Monitorizaciones diarias de la planta para establecer el índice de calidad de agua y brindar soluciones oportunas en caso de las falencias.
- La aplicación de cloro en el agua requiere mucho cuidado ya que una dosis insuficiente no produce desinfección total.

2.11.3. Sistema de alcantarillado

En cuanto a la disposición de excretas se refiere, la comunidad no posee un sistema de alcantarillado público y apenas 13 domicilios de los encuestados están equipados por pozos sépticos. Esto corresponde al 27 % de la población, obteniéndose un porcentaje elevado del 73 % que no cuenta con ningún sistema de transporte y/o disposición de aguas residuales. Los pocos servicios de sanidad presentan malas condiciones de servicio, con olores desagradables y lugares antihigiénicos, sin la capacidad de transporte y evacuación de los desechos, lo que no asegura la separación de las aguas residuales del contacto humano. De igual forma, no existe un sistema de evacuación de aguas pluviales.

De la encuesta sanitaria realizada, tabla C.1, 28 casas (58 %) disponen de un inodo-



ro de tanque, 23 casas (48 %) de un lavamanos en el baño y 23 casas (48 %) una ducha. En la cocina 21 casas (44 %) disponen de un lavado para los platos y 30 casas (63 %) disponen de un fregadero para lavar ropa ubicado fuera de la residencia y que desecha el agua en el terreno.

En base a la situación de infraestructura sanitaria actual de la comunidad, así como de la situación socio económica de la misma, el presente proyecto tiene como objetivo desarrollar un diseño óptimo para el sistema de alcantarillado para la comunidad de Salinas.

El sector identificado como Salinas se sitúa en un terreno montañoso al ser parte de la cordillera de los Andes, por lo que posee pendientes pronunciadas que favorecen el trabajo a gravedad de redes sanitarias. Ya que la comunidad se encuentra alejado del centro urbano correspondiente a la ciudad de Santa Isabel, implica que las aguas residuales generadas por el servicio de saneamiento deben ser tratadas dentro de la comunidad, o almacenadas para que la autoridad competente de Santa Isabel o los habitantes de la comunidad en un tiempo determinado retiren los lodos y los dispongan de manera adecuada para el medio ambiente. Estos procedimientos deben evitar la exposición de la comunidad a organismos patógenos.

2.11.4. Topografía

El plano topográfico de la comunidad de Salinas, plano adjunto en la sección de anexo J, describe el relieve existente en la zona mediante curvas de nivel. En dicho plano se ha representado la ubicación de las viviendas de la comunidad, las dos canchas e iglesias existentes, y la escuela de la comunidad.

Los caminos de la comunidad son de tierra y conectan los domicilios de los habitantes hacia el centro de la ciudad. Salinas se sitúa entre una elevación mínima de 2220 m.s.n.m. y 2400 m.s.n.m., por lo que, se producen pendientes considerables.



Capítulo 3

Resultados y Discusión

En términos de alcantarillado sanitario, la solución clásica para concentraciones y asentamientos humanos es colectiva. Es decir, se utiliza como destino final de las aguas residuales un sitio de tratamiento que abarque la capacidad de toda la red abastecida.

Los resultados que se describen a continuación, muestran, grafican y tabulan valores y criterios correspondientes para cumplir los objetivos específicos del trabajo de titulación *Sistema alternativo condominial de bajo costo de alcantarillado sanitario para la comunidad de Salinas*.

Los resultados pretenden dar un enfoque integral a la solución de los problemas de salud pública que afronta la comunidad de Salinas.

Estos resultados se obtienen del empleo de las metodologías y materiales conceptualizados en el capítulo 2.

3.1. Selección del sistema de saneamiento

Con la finalidad de lograr un servicio de saneamiento gestionado de manera segura, las instalaciones funcionarán con descarga hidráulica del inodoro hacia un sistema de alcantarillado sanitario. Como se planteó con anterioridad se hace irreal suponer que el modelo convencional de alcantarillado de las áreas urbanas se pueda implementar óptimamente en la comunidad rural de Salinas. Hecho por el cual, el sistema de alcantarillado sanitario será de tipo no convencional (alcantarillado condominial) ajustándose a las condiciones físicas de la comunidad.

3.2. Trazado geométrico de la red

El servicio de alcantarillado condominial para la comunidad de Salinas debe de trabajar a gravedad sin requerir tecnologías sofisticadas, que podría resultar en el uso de bombas por la falta de desnivel, [1].

El recorrido de la red a gravedad desemboca en un punto de descarga, que obviamente tiene la menor altitud de la red y se encuentra a una distancia prudente de la

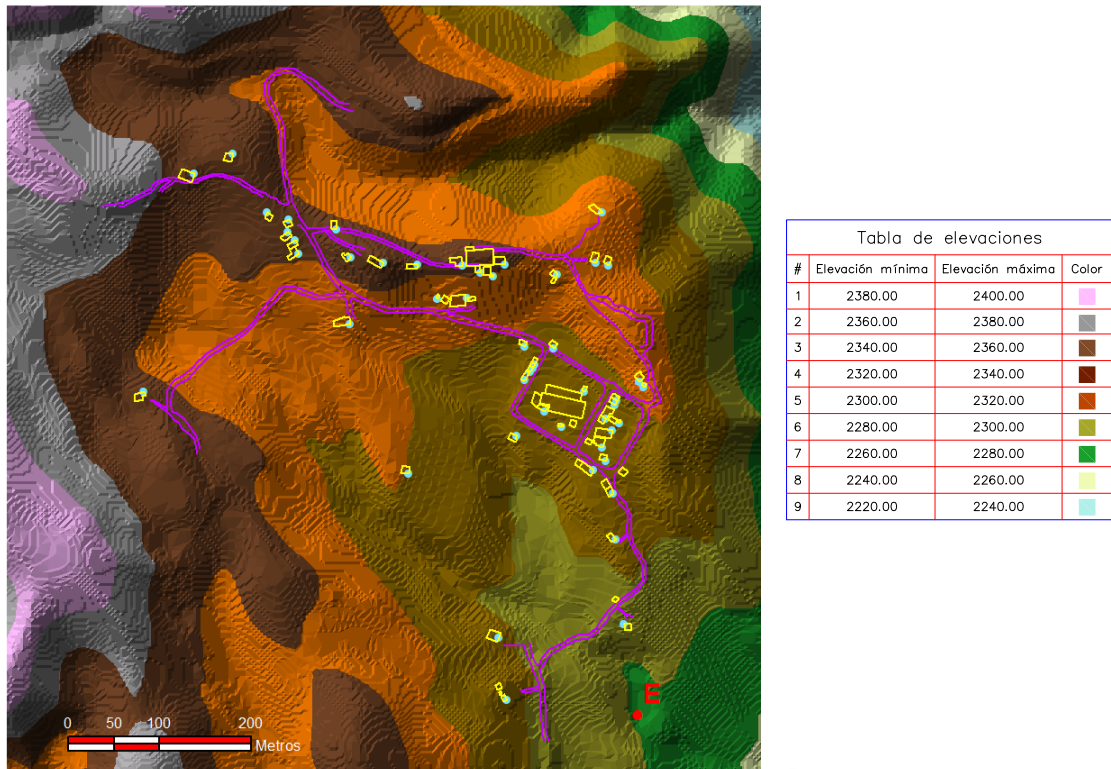


Gráfico 3.1: Modelo de elevación digital de la comunidad de Salinas
Estructuras en Salinas (amarillo)
Calles y caminos de Salinas (morado)
Punto de descarga de las aguas residuales (E)

comunidad de Salinas para no producir problemas de olores y molestias colectivas. El punto de descarga seleccionado para la comunidad de Salinas se lo puede localizar en el plano topográfico adjunto en el anexo J a una altitud aproximada de 2277 *m.s.n.m.* y en el gráfico 3.1 identificado como punto E dentro de un modelo de elevación digital de la comunidad de Salinas.

En la sección de anexo F, el gráfico F.1 ilustra el sector escogido para el punto de recolección y tratamiento de las aguas residuales (punto E).

Para el trazado de la red sanitaria, en el gráfico 3.1 se han identificado los puntos que abastecen de aguas residuales al sistema de alcantarillado (puntos de color celeste). Estos puntos corresponden a las viviendas, iglesias, escuela y baños dentro de la comunidad de Salinas, los cuales deben estar dentro de la zona de influencia del alcantarillado condominial.

Se utiliza la herramienta de información geográfica de costo de camino, descrito en la sección 2.5, para establecer un criterio de la posible alineación inicial de la red

sanitaria. En el software SIG de *ArcMap*, se utilizó la herramienta de costo de camino definiendo los domicilios de la comunidad y el punto de descarga del agua residual. Dicha herramienta estableció las rutas que se pueden examinar en el gráfico 3.2, las cuales representan la primera aproximación del trazado de la red de alcantarillado condominial.

En adición, la herramienta de costo de camino construye un modelo de pendientes de la comunidad, ilustrado en el gráfico F.1 en la sección de anexo F, y genera datos estadísticos de pendientes, que van desde 0 % hasta un máximo de 131 %; con un pendiente promedio de 31.10 % y una desviación estándar de 20.4 en la comunidad de Salinas, de acuerdo al análisis de datos en *ArcMap*.

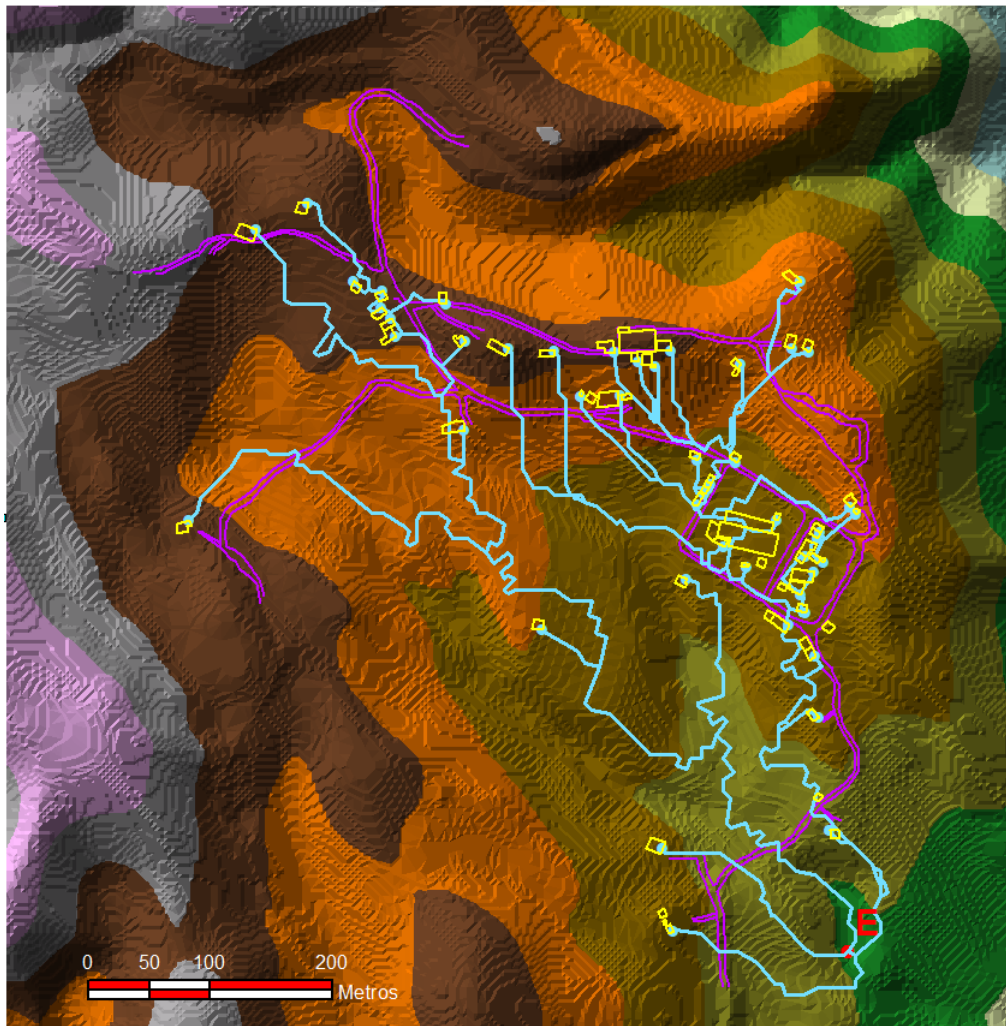
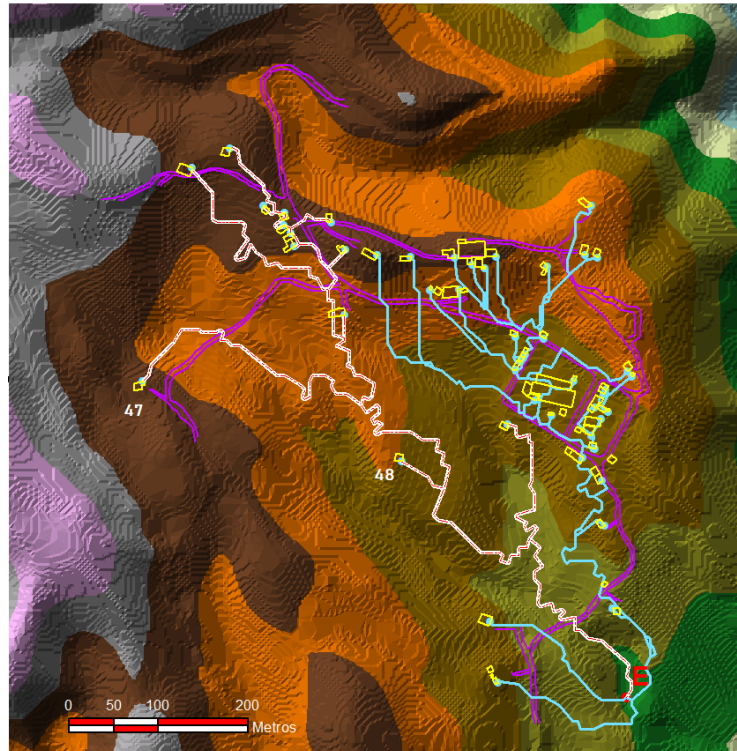


Gráfico 3.2: Trazado geométrico de la red de alcantarillado con la herramienta SIG de costo de camino. Alineaciones celestes

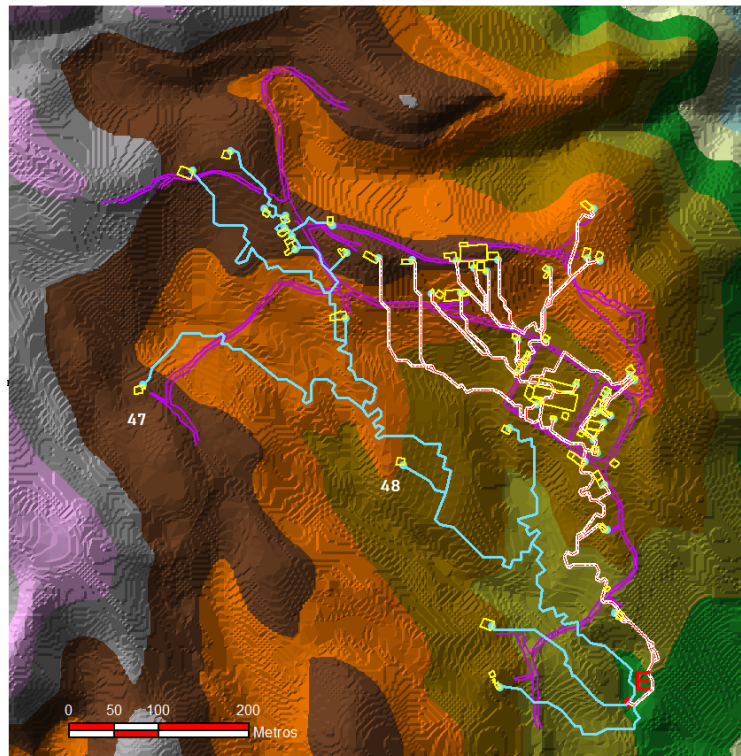


En el gráfico 3.2 se interpreta que todos los puntos de abastecimiento de la comunidad llegan al punto de descarga mediante dos rutas en común. La primera ruta mostrada en el gráfico 3.3a abarca un total de 12 puntos abastecidos. La segunda ruta en el gráfico 3.3b abarca un total de 33 puntos abastecidos. Estas dos rutas abarcan 45 de los 48 puntos de descarga, siendo así las principales en el trazado inicial. La identificación de los puntos abastecidos se puede observar en el gráfico 2.18 correspondiente a las viviendas de la comunidad.





(a) Ruta 1



(b) Ruta 2

Gráfico 3.3: Rutas principales del trazado geométrico de alcantarillado. Alineaciones blancas con líneas rojas

Partiendo de la interpretación anterior; la ruta 2 abarca la mayor cantidad de viviendas en la zona. Los puntos de abastecimiento superiores de la ruta 1, pueden unirse a la parte superior de la ruta 2 y formar un solo trazado. Mediante este análisis inicial se establece una alineación más técnica y con un desarrollo ingenieril de costo de tubería, optimización hidráulica y facilidad de construcción y trazado de la red condominial, expuesta en el gráfico 3.4. Como se observa las viviendas identificadas con los números 47 y 48 necesitan de una red domiciliar muy grande, por lo que no alcanzan a estar dentro de la zona de influencia del alcantarillado condominial. Una sugerencia de saneamiento para estas dos viviendas se da en el capítulo 4 de conclusiones y recomendaciones. Las tres viviendas inferiores se unen casi al final de la red a través de una sola tubería.

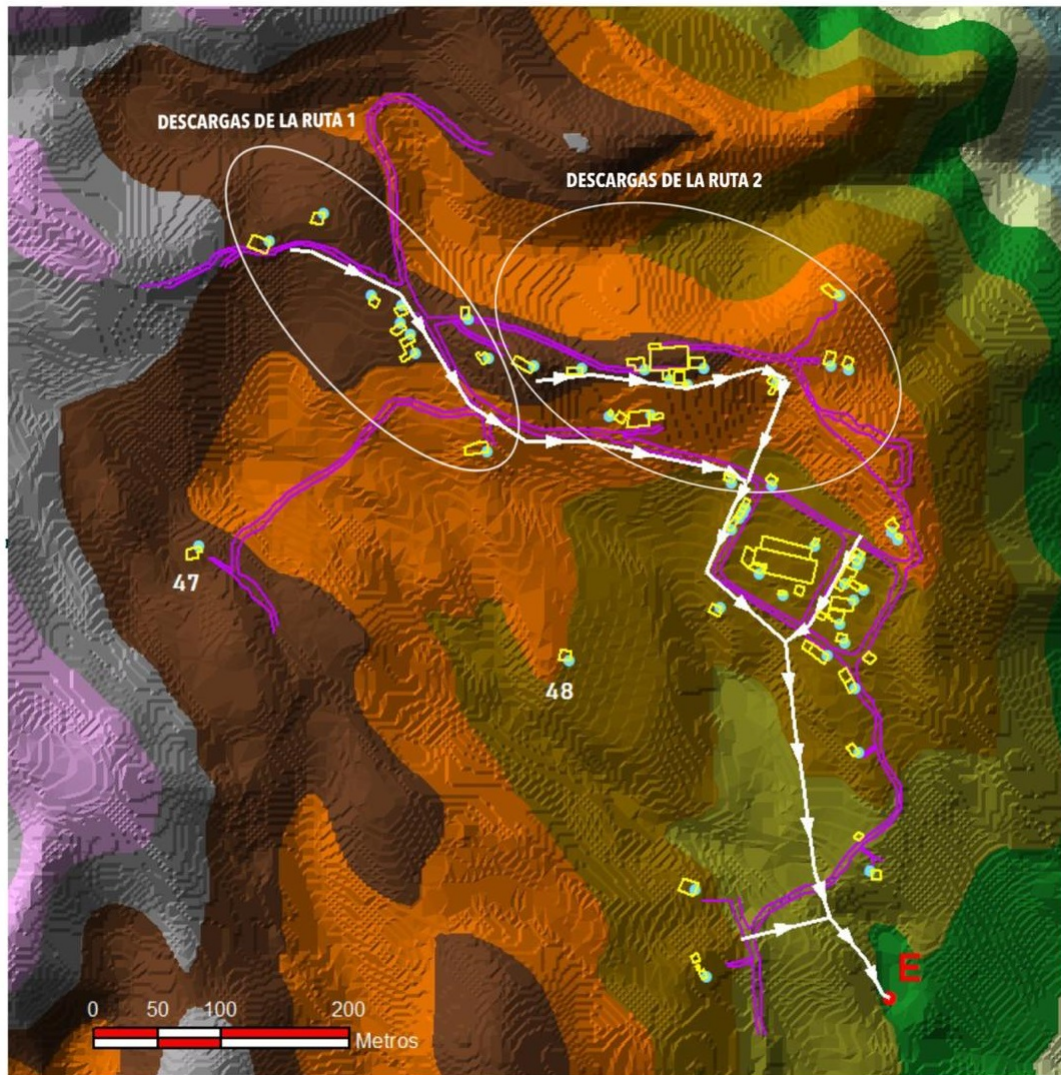


Gráfico 3.4: Alineación para la red de alcantarillado condominial en la comunidad de Salinas. Alineación blanca



Una vez establecida la alineación de la red sanitaria, sobre el plano topográfico de la comunidad se hace el trazado de la red de colectores, se identifica los colectores iniciales y se numeran las cámaras de inspección teniendo en cuenta los parámetros establecidos en la sección 2.8.10. Este procedimiento se ilustra con mayor detalle en el plano de la red de alcantarillado condominial para la comunidad de Salinas adjunto en la sección K de anexos.

En el plano adjunto de la red de alcantarillado condominial, para cada tramo se muestra lo siguiente:

- El número de la cámara de inspección,
- la longitud $2d$ de cada tramo,
- la pendiente de cada tramo, y
- el diámetro de la tubería del tramo

3.3. Estimación de caudales de diseño

Una vez determinado el trazado de la red condominial se procede a establecer el caudal de aguas residuales. Para efectos de diseño del alcantarillado condominial del presente trabajo de titulación, el caudal de aguas residuales corresponde al caudal máximo probable que circule por la red. Este caudal máximo probable de la comunidad será calculado en base a siete metodologías diferentes y se compararán los resultados con tesis de maestrías para seleccionar el caudal que mejor se ajuste a las condiciones físicas de la comunidad.

De la encuesta realizada en la tabla C.1, la cantidad total de viviendas dentro de la red sanitaria (excepto las viviendas 47 y 48 excluidas) poseen 26 inodoros de tanque, 21 lavamanos, 21 duchas, 19 lavados de cocina y 28 fregaderos. El uso de los fregaderos desemboca en las cosechas o patios como se especificó anteriormente por lo que no se considera para el caudal de aguas residuales. Se supone que una vez construido el sistema de alcantarillado los aparatos sanitarios existentes correspondientes a inodoro de tanque, lavamanos, ducha y lavado de cocina se conecten a la red, y las viviendas que no cuentan con al menos uno de estos aparatos sanitarios se espera que construyan los mismos hasta alcanzar un inodoro, una ducha y un lavamanos o lavado de cocina por vivienda. Además, en la comunidad existen 3 baños públicos (3 inodoros de tanque y 1 lavamanos) para los alumnos de la escuela y 2 baños públicos (2 inodoros de tanque y 1 lavamanos) para la cancha de la escuela. De esta manera, al construirse la red condominial existirán 38 inodoros de tanque, 38 lavamanos, 38 duchas y 19 lavados



de cocina en un total de 38 viviendas habitadas y 5 inodoros de tanque y 2 lavamanos en baños públicos conectadas a la red de alcantarillado.

3.3.1. Caudal máximo probable por el método Británico

Con los aparatos sanitarios descritos anteriormente conectados a la red sanitaria y en base a la tabla A.1 se establece una demanda de agua total de 1605.03 *l.p.m.* como se detalla en la columna 4 de la tabla 3.1. Este valor de caudal máximo posible se busca en la tabla A.2 y se obtiene un caudal máximo probable de 352.32 *l.p.m.* o de 5.872 *l/s* como se muestra en la columna 6 y 7 de la tabla 3.1. Los valores de la columna 6 se han interpolado de la tabla A.2.

Tabla 3.1: Caudal máximo probable calculado con el método Británico

Aparato Sanitario	Cantidad	Descarga Unitaria	Descarga Total		Caudal máximo probable	
		[l.p.m]	[l.p.m]	[l/s]	[l.p.m]	[l/s]
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
Baño privado	38	18.93	719.34	11.989	213.36	3.556
Baño público	5	30.28	151.40	2.523	98.40	1.640
Lavamanos	40	7.57	302.80	5.047	138.95	2.316
Ducha	38	7.57	287.66	4.794	134.39	2.240
Lavado Cocina	19	7.57	143.83	2.397	95.36	1.589
Σ	140		1605.03	26.751	352.32	5.872

3.3.2. Caudal máximo probable por el método de la raíz cuadrada

Comúnmente, para instalaciones sanitarias de inodoros, duchas, lavados y lavaderos se utilizan tuberías de 1/2". Esta tubería tiene una descarga promedio de 20 *l/mint* o 0.33 *l/s*. El factor de carga para este tipo de tubería se expresa en la ecuación (3.1) igual a 1.742.

$$f_i = \left(\frac{q_i}{q_1} \right)^2 = \left(\frac{0.33 \text{ l/s}}{0.25 \text{ l/s}} \right)^2 = 1.742 \quad (3.1)$$

A partir de esto se obtiene:

- $n_1 = 38$ inodoros de tanque
- $n_2 = 40$ lavamanos
- $n_3 = 38$ duchas
- $n_4 = 19$ lavados de cocina
- $n_5 = 5$ baños públicos



- $f_{1,2,3,4,5} = 1.742$
- $q_1 = 0.5 \text{ l/s}$

El caudal máximo probable se lo obtiene de la ecuación (3.2) correspondiente a 3.904 l/s.

$$Q = q_1 \cdot \sqrt{f_1 \cdot n_1 + f_2 \cdot n_2 + f_3 \cdot n_3 + f_4 \cdot n_4 + f_5 \cdot n_5} \quad (3.2)$$

$$Q = 0.25 \cdot \sqrt{1.742 \cdot (38 + 40 + 38 + 19 + 5)} = 3.904 \text{ l/s}$$

3.3.3. Caudal máximo probable por el método del factor de Simultaneidad

El factor de simultaneidad se lo obtiene en la ecuación (3.3) en base a los aparatos sanitarios conectados a la red, correspondientes a 140 (38 inodoros de tanque, 38 duchas y 38 lavamanos, 19 lavados de cocina, 5 inodoros públicos y 2 lavamanos públicos).

$$k = \frac{1}{\sqrt{n-1}} = \frac{1}{\sqrt{140-1}} = 0.085 \quad (3.3)$$

Por lo revisado en la sección 2.8.9 el factor de simultaneidad no tiene que ser menor a 0.2, por lo que se toma este valor para el cálculo del caudal máximo probable.

El caudal máximo probable se obtiene multiplicando el factor de simultaneidad por el caudal máximo posible como se tabula en la columna 5 de la tabla 3.2, con un valor de 5.13 l/s.

Tabla 3.2: Caudal máximo probable calculado por el método del factor de simultaneidad

Aparato Sanitario	Cantidad	Descarga Unitaria [l/s]	Descarga Total [l/s]	Caudal máximo probable [l/s] con k=0.2
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]
Inodoro de tanque	38	0.15	5.70	1.140
Lavamanos	38	0.20	7.60	1.520
Ducha	38	0.20	7.60	1.520
Lavado Cocina	19	0.25	4.75	0.950
Σ	133		25.65	5.130

Los 5 inodoros y 2 lavamanos de la escuela actúan con el 100 % de simultaneidad, ya que en horas de recreo y salida se usarán todos los aparatos sanitarios simultáneamente. En base a esto, y de acuerdo a la tabla A.3 se espera la descarga de 0.75 l/s de



los 5 inodoros y de 0.4 l/s de los 2 lavamanos de la escuela. De este modo, el caudal máximo probable final es de 6.28 l/s

3.3.4. Caudal máximo probable por el método Racional

La simultaneidad definida en este método se basa en el número de aparatos por vivienda y las viviendas conectadas a la red. Ya que el número de aparatos por vivienda varía de 3 a 4 se establece un valor promedio en base a la encuesta sanitaria, tabla C.1; asumiendo que las viviendas contarán con al menos un inodoro, un lavado y una ducha al momento de construir la red de alcantarillado. El valor promedio de los aparatos por vivienda es de 3.5 y con una desviación estándar de 0.5. Esta baja variabilidad de los datos prácticamente hace que las viviendas sean parecidas hablando de la cantidad de instalaciones sanitarias y se pueda aplicar el método racional. Así, el factor de simultaneidad k_1 se calcula en la ecuación (3.4) y k_2 en la ecuación (3.5).

$$k_1 = \frac{1}{\sqrt{n-1}} = \frac{1}{\sqrt{3.5-1}} = 0.633 \quad (3.4)$$

$$k_2 = \frac{N+19}{10 \times (N+1)} = \frac{38+19}{10 \times (38+1)} = 0.146 \quad (3.5)$$

De igual manera que para el método anterior, el factor de simultaneidad no tiene que ser menor a 0.2, por lo que se toma este valor para el cálculo del caudal máximo probable.

El caudal máximo probable se calcula en la columna 5 de la tabla 3.3; en base al gasto de los aparatos sanitarios de la tabla A.4. De igual manera, al caudal máximo probable de 2.405 l/s se le añade la simultaneidad del 100 % por la certeza total de los aparatos sanitarios de la escuela, correspondiente a 0.5 l/s por los inodoros y 0.2 l/s por los lavados. Obteniendo un caudal máximo probable de 3.105 l/s.

Tabla 3.3: Caudal máximo probable calculado por el método Racional

Aparato Sanitario	Cantidad	Descarga Unitaria [l/s]	Descarga Total [l/s]	Caudal máximo probable [l/s] con $k_1 = 0.633$ $k_2 = 0.2$
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]
Sanitario con tanque	38	0.10	3.80	0.481
Lavado	38	0.10	3.80	0.481
Ducha	38	0.20	7.60	0.962
Lavado Cocina	19	0.20	3.80	0.481
Σ	133		19.00	2.405



3.3.5. Caudal máximo probable por el método de Hunter

La suma de las unidades de descarga en la red condominial para el método de Hunter se muestran en la columna 5 de la tabla 3.4. Ya que si considera el uso de inodoros y lavamanos públicos el valor de caudal máximo probable final es de 4.417 l/s (70g.p.m.) según el gráfico A.1 para 241.75 unidades de descarga.

Tabla 3.4: Caudal máximo probable calculado por el método de Hunter

Aparato Sanitario	Tipo de uso	Cantidad	Unidades de descarga [u]	Total [u]	Caudal máximo probable [l/s]
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
Sanitario con tanque	Privado	38	3.00	114.00	ver gráfico A.1.
Lavamanos	Privado	38	0.75	28.50	ver gráfico A.1.
Ducha	Privado	38	1.50	57.00	ver gráfico A.1.
Lavado Cocina	Privado	19	0.75	14.25	ver gráfico A.1.
Sanitario con tanque	Público	5	5.00	25.00	ver gráfico A.1.
Lavamanos	Público	2	1.50	3.00	ver gráfico A.1.
Σ		140		241.75	4.417

3.3.6. Caudal máximo probable por el método de Hunter Modificado

Las 241.75 unidades de descarga obtenidas en el método anterior de Hunter en la columna 5 de la tabla 3.4, son las mismas para este método. La modificación se da en la lectura del caudal máximo probable del gráfico A.3, en el cual para 241.75 unidades de descarga corresponde un caudal máximo probable de 190 l/min o 3.167 l/s.

3.3.7. Caudal máximo probable por el método de Hunter Modificado para Colombia

En el método de Hunter Modificado para Colombia las unidades de descarga dependen de la tabla A.6 y se han calculado en la tabla 3.5. Las 299 unidades de descarga corresponden a un caudal máximo probable de 1.652 l/s columna 6 de la tabla 3.5, obtenido del gráfico A.5 y tabla A.7.



Tabla 3.5: Caudal máximo probable calculado con el método de Hunter Modificado para Colombia

Aparato Sanitario	Tipo de uso	Cantidad	Unidades de descarga [u]	Total [u]	Caudal máximo probable [l/s]
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
Inodoro con tanque	Privado	38	3.00	114.00	1.00
Lavamanos	Privado	38	1.00	38.00	0.52
Ducha	Privado	38	2.00	76.00	0.79
Lavado Cocina	Privado	19	2.00	38.00	0.52
Inodoro con tanque	Público	5	5.00	25.00	0.41
Lavamanos	Público	2	4.00	8.00	0.25
Σ		140		299.00	1.652

A continuación, en la tabla 3.6 se representan los resultados de los caudales máximos probables calculados por los siete diferentes métodos. Se observa que, los resultados de caudal difieren para cada método utilizado. El caudal promedio de los siete métodos de 4.05 l/s con una desviación estándar de 1.62 se deduce una variación relativamente alta entre los caudales, lo que impide seleccionar un método de cálculo mediante criterios técnicos que se ajusten a las condiciones de la comunidad.

Tabla 3.6: Caudales máximos probables para la comunidad de Salinas en (l/s)

Método	Caudal máximo probable [l/s]
Británico	5.872
Raíz Cuadrada	3.904
Factor de Simultaneidad	6.280
Racional	3.105
Hunter	4.417
Hunter Modificado	3.167
Hunter para Colombia	1.652

Para resolver este problema, se ha revisado la literatura y existen artículos (referencias de [16], [29] y [38]) que comparan los diferentes métodos de estimación de caudal, con el caudal máximo demandado obtenido mediante medición para diferentes tipos de edificaciones como se describió en la sección 2.8.9.

En la tabla 3.7 se describen los resultados de las dos bibliografías consultadas, columnas de la 3 a la 10, y del presente trabajo de titulación, columna 2. Estos resultados se han resumido en el gráfico 3.5 para facilitar la visualización del valor de caudales



con los diferentes métodos aplicados y el medido.

Tabla 3.7: Resultados de caudal máximo probable para la comunidad de Salinas y los conjuntos residenciales de las dos bibliografías comparadas

Método	Comunidad	Apartamentos		Santa María		Apartamentos		Casa	
	Salinas	Takay II		del Campo		Veranda		Familiar	
	[l/s]	[l/s]	% error	[l/s]	% error	[l/s]	% error	[l/s]	% error
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]
Británico	5.872	11.100	256%	34.620	969%	5.360	99%	2.150	150%
Raíz Cuadrada	3.904	9.490	204%	17.150	429%	2.190	19%	0.970	13%
Factor de Simultaneidad	6.280	17.200	451%	52.920	1533%	4.290	59%	0.810	6%
Racional	3.105	2.680	14%	6.250	93%	1.280	53%	0.590	31%
Hunter	4.417	8.520	173%	20.790	542%	4.140	53%	1.480	72%
Hunter Modificado	3.167	6.420	106%	16.000	394%	2.420	10%	0.690	20%
Hunter para Colombia	1.652	3.286	5%	8.216	154%	2.860	6%	1.570	83%
Aforado	-	3.120		3.240		2.700		0.860	

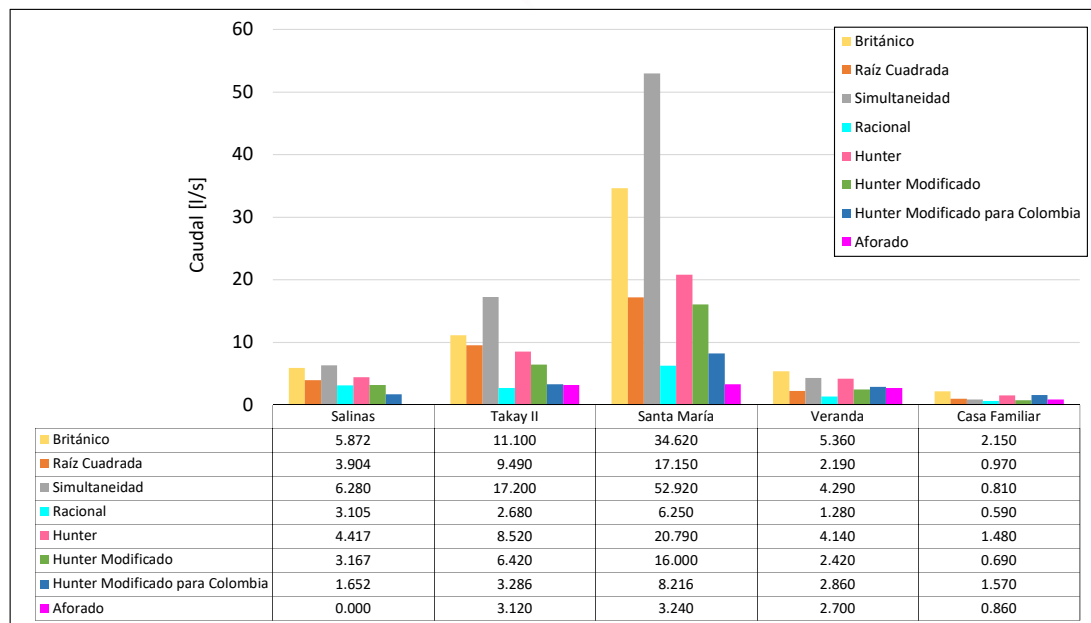


Gráfico 3.5: Resumen gráfico de los resultados obtenidos y analizados

Se han tomado estos cuatro (4) casos estudiados en [20] y [38] por ser las edificaciones más parecidas a las viviendas de Salinas, en cuanto a la cantidad de aparatos sanitarios por vivienda y el uso residencial del agua potable. El caudal medido para una casa familiar de 0.860 l/s, tabla 3.7, es relativamente alto en comparación con la cantidad de personas beneficiadas de las demás edificaciones; esto es debido a que la caracterización de la cantidad de aparatos sanitarios corresponde a una clase media alta perteneciente a Costa Rica. Se observa que el caudal teórico de mejor estimación es



por el método del factor de simultaneidad, con un error del 6 %, lo que se confirma con la teoría que para pocas viviendas es un método de buena precisión. En realidad, para una vivienda la simultaneidad por el método del factor de simultaneidad y racional es la misma, variando los resultados debido al gasto por aparato sanitario.

Para los apartamentos de *Takay II* (Colombia) y *Veranda* (Costa Rica) la estimación por el método de Hunter Modificado para Colombia se ajusta al caudal medido con errores de 5 % y 6 % respectivamente. Esto es debido a que el método de Hunter para Colombia fue diseñado en base a mediciones de edificaciones para apartamentos en torres. En el caso de las casas de Santa María del Campo el método de Hunter para Colombia produce un alto porcentaje de error, y el valor más cercano es por el método racional.

Los métodos que presentan un mayor error al caudal aforado son en su orden el método de factor de simultaneidad (de buena precisión para una baja cantidad de aparatos sanitarios), Británico y Hunter por lo que se descartan para el uso en la comunidad de Salinas. El método de Hunter Modificado para Colombia en todos los casos de colectivos residenciales tiene mayor precisión al método de Hunter Modificado y de la raíz cuadrada.

En resumen, el método de Hunter Modificado para Colombia y el Racional son los que más se aproximan al caudal medido en la red. Pero la diferencia radica en que el método de Hunter Modificado para Colombia es efectivo en edificaciones con descargas verticales; lo que intensifica la simultaneidad de uso de los aparatos sanitarios debido a la cercanía de los apartamentos. Para el conjunto residencial de casas abastecidas por redes sanitarias horizontales, el método racional es el de mejor ajuste, aunque casi duplica el caudal medido, pero se puede suponer que esta sobre estimación es debida al alto número de aparatos sanitarios por vivienda.

De los resultados medidos para la comunidad de Salinas, el menor es de 1.652 l/s por el método de Hunter para Colombia; a diferencia de lo comparado anteriormente, este caudal es muy bajo ya que el mínimo caudal en cualquier tramo se estableció en 1.5 l/s. Le sigue el método Racional muy semejante al método de Hunter Modificado, luego el de la raíz cuadrada y entre los más altos están el método de factor de Simultaneidad, Británico y Hunter. Debido a la semejanza de una baja cantidad de aparatos sanitarios por vivienda se escoge al método racional como el que estimará mejor el caudal máximo probable que se produzca en la red sanitaria para la comunidad de Salinas.



3.4. Parámetros generales de diseño

3.4.1. Período de diseño

De acuerdo a lo establecido en la sección 2.8.1 se diseñará para un período de 20 años.

3.4.2. Población de diseño

Según el trazado de la red sanitaria, la población beneficiada del servicio de alcantarillado corresponde a 117 habitantes, 97 % de la población. La tasa de crecimiento poblacional de acuerdo a la norma CO 10.7-602 para la región sierra es del 1 %. En la ecuación (3.6) se obtiene la estimación futura de la población conectada a la red condominial.

$$P_F = P_a \cdot (1 + r)^n = 117 \cdot (1 + 0.01)^{20} \approx 143 \quad (3.6)$$

Esta población de 143 habitantes no es mayor a la población actual multiplicada por 1.25 $143 < 146$ en conformidad con lo especificado en la norma CO 10.7-602.

Ya que el caudal de diseño se estima en base a los aparatos sanitarios por vivienda y las viviendas conectadas a la red, también se proyecta las viviendas futuras en la ecuación (3.7).

$$P_F = P_a \cdot (1 + r)^n = 38 \cdot (1 + 0.01)^{20} \approx 47 \quad (3.7)$$

Para cada casa nueva estimada dentro del período de diseño se espera que cuenten con un inodoro de tanque, ducha, lavamanos y lavado de cocina, excluyendo el fregadero de ropa que por costumbre se descarga en campos o sembríos.

3.5. Caudal de diseño

Por los resultados obtenidos en la sección 3.3, el caudal de diseño corresponde al cálculo del caudal máximo probable en la red sanitaria por el método racional. Este caudal escogido de los trabajos de comparación entre diferentes edificaciones no aclara si se tomó en cuenta el caudal de infiltración y el de aguas ilícitas; pero asumiendo que en los apartamentos no se produce infiltración y en el conjunto de casas la longitud de la red no está ampliamente distanciada, el caudal de diseño de la red sanitaria de la comunidad de Salinas corresponde a la suma del caudal máximo probable, el caudal



de infiltración y el caudal de aguas ilícitas. Teniendo en cuenta esta información se elabora la tabla 3.8, en la que se calcula el caudal de diseño de cada colector.

Una descripción detallada de la obtención de cada columna de la tabla 3.8 se da en la sección F.2 en el capítulo de anexos, en base al marco teórico.

La tabla 3.8 muestra el caudal máximo probable de cada tramo de alcantarillado condominial, si este caudal calculado de la suma del caudal por el método racional, del caudal de infiltración y del caudal de aguas ilícitas es menor a 1.5 l/s , se lo reemplaza por este valor de caudal mínimo.

Obviamente, el caudal máximo se produce en el último tramo de alcantarillado con un valor de 3.884 l/s para la comunidad de Salinas de acuerdo a la tabla 3.8. Dicho caudal será el máximo al final de la vida útil del diseño de alcantarillado sanitario calculado para 143 habitantes futuros de la zona.

UNIVERSIDAD DE CUENCA
desde 1867

Tabla 3.8: Cálculo de los caudales de diseño

Tramo	Id.	Casas			Población			A. Sanitarios			Casas Futuras			Población Futura			Método Racional						Infiltración			Aguas Ilícitas			Q diseño [l/s]							
		#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	Calc.	Adop.	
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[20]	[21]	[22]	[23]	[24]	[25]	[26]	[27]	[28]	[29]	[30]	[31]	[32]	[33]	[34]	[35]	[36]	[37]
1-2	1	2	2	7	7	6	6	3	3	9	9	10	10	10	1.4	0.65	0.55	0.504	10.790	10.790	0.001	0.025	0.001	0.506	1.500											
2-3	3	1	3	1	8	4	10	1	4	1	10	4	14	2.0	0.63	0.46	0.582	81.882	92.672	0.009	0.028	0.001	0.593	1.500												
3-5	4	5	6	11	19	10	20	4	8	13	23	14	28	4.0	0.63	0.30	0.759	61.463	154.135	0.015	0.064	0.003	0.778	1.500												
4-5	7	1	1	3	3	3	3	1	1	4	4	3	3	0.4	0.71	1.00	0.283	10.194	10.194	0.001	0.011	0.001	0.284	1.500												
5-6	0	7	0	22	0	23	0	9	0	0	27	0	31	4.4	0.64	0.28	0.788	40.609	204.938	0.020	0.075	0.004	0.812	1.500												
6-7	9	1	8	7	29	3	26	1	10	9	36	3	34	4.8	0.65	0.26	0.817	53.116	258.054	0.026	0.100	0.005	0.848	1.500												
7-8	0	8	0	29	0	26	0	10	0	0	36	0	34	4.8	0.65	0.26	0.817	47.982	306.036	0.031	0.100	0.005	0.852	1.500												
8-9	13	15	2	10	9	38	8	34	3	13	47	12	46	6.6	0.63	0.23	0.947	90.851	396.887	0.040	0.131	0.007	0.993	1.500												
9-10	0	10	0	38	0	34	0	13	0	0	47	0	46	6.6	0.63	0.23	0.947	18.995	415.882	0.042	0.131	0.007	0.995	1.500												
10-19	19	20	2	12	2	40	7	41	2	15	49	7	53	7.6	0.63	0.21	1.015	20.505	436.387	0.044	0.136	0.007	1.065	1.500												
11-12	10	11	2	8	8	7	7	3	3	10	10	11	11	1.6	0.61	0.55	0.539	44.612	44.612	0.004	0.028	0.001	0.545	1.500												
12-13	12	16	17	3	5	10	18	9	16	3	6	12	22	2.8	0.65	0.36	0.655	75.695	120.307	0.012	0.061	0.003	0.670	1.500												
13-14	18	1	6	4	22	4	20	2	8	5	27	8	28	4.0	0.63	0.30	0.759	60.073	180.38	0.018	0.075	0.004	0.781	1.500												
14-15	22	23	24	3	9	12	34	12	3	11	15	42	12	40	5.8	0.62	0.25	0.893	20.276	200.656	0.020	0.117	0.006	0.919	1.500											
15-16	21	1	10	0	34	4	36	2	13	0	42	8	48	7.0	0.61	0.23	0.975	22.465	223.121	0.022	0.117	0.006	1.003	1.500												
16-17	0	10	0	34	0	36	0	13	0	0	42	0	48	7.0	0.61	0.23	0.975	15.972	239.093	0.024	0.117	0.006	1.005	1.500												
17-18	0	10	0	34	0	36	0	13	0	0	42	0	48	7.0	0.61	0.23	0.975	33.905	272.998	0.027	0.117	0.006	1.008	1.500												
18-19	0	10	0	34	0	36	0	13	0	0	42	0	48	7.0	0.61	0.23	0.975	15.437	288.435	0.029	0.117	0.006	1.010	1.500												
19-20	26	27	2	24	5	79	7	84	2	30	97	7	108	15.6	0.62	0.20	1.935	23.606	748.428	0.075	0.269	0.013	2.023	2.023												
20-21	28	29	2	26	5	84	7	91	2	32	6	103	7	115	16.6	0.62	0.20	2.061	54.503	802.931	0.080	0.286	0.014	2.156	2.156											
21-25	30	1	27	2	86	4	95	1	33	2	105	4	119	17.2	0.62	0.20	2.431	83.723	886.654	0.089	0.292	0.015	2.534	2.534												
22-23	31	33	2	2	4	4	7	7	3	5	5	11	11	1.6	0.61	0.55	0.939	50.476	50.476	0.005	0.014	0.001	0.945	1.500												
23-24	35	1	3	2	6	4	11	2	5	3	8	8	19	2.8	0.60	0.40	1.069	31.045	81.521	0.008	0.022	0.001	1.079	1.500												
24-25	0	3	0	3	0	6	0	11	0	5	8	0	19	2.8	0.60	0.40	1.069	23.457	104.978	0.010	0.022	0.001	1.081	1.500												
25-26	37	39	40	3	33	7	99	10	116	3	41	8	121	21.4	0.62	0.20	3.349	66.017	1057.649	0.106	0.336	0.017	3.472	3.472												
26-27	41	1	34	3	102	3	119	1	42	4	125	3	151	21.8	0.62	0.20	3.406	47.310	1104.959	0.110	0.347	0.017	3.534	3.534												
27-28	42	1	35	3	105	4	123	1	43	4	129	4	155	22.4	0.62	0.20	3.476	68.529	1173.488	0.117	0.358	0.018	3.611	3.611												
28-32	43	1	36	3	108	3	126	1	44	3	132	3	158	22.8	0.62	0.20	3.533	37.864	1211.352	0.121	0.367	0.018	3.672	3.672												
29-30	44	45	2	2	9	9	7	7	3	3	11	11	11	1.6	0.61	0.55	0.539	20.921	20.921	0.002	0.031	0.002	0.543	1.500												
30-31	0	2	0	9	0	7	0	7	0	3	0	11	0	1.6	0.61	0.55	0.539	27.395	48.316	0.005	0.031	0.002	0.545	1.500												
31-32	0	2	0	9	0	7	0	7	0	3	0	11	0	1.6	0.61	0.55	0.539	23.392	71.708	0.007	0.031	0.002	0.548	1.500												
32-33	0	38	0	117	0	133	0	133	0	47	0	143	0	24.4	0.62	0.20	3.729	24.311	1307.371	0.131	0.397	0.020	3.8795	3.880												
33-34	0	38	0	117	0	133	0	133	0	47	0	143	0	24.4	0.62	0.20	3.729	40.360	1347.731	0.135	0.397	0.020	3.8836	3.884												
34-E	0	38	0	117	0	133	0	133	0	47	0	143	0	24.4	0.62	0.20	3.729	2.362	1350.093	0.135	0.397	0.020	3.8838	3.884												



3.6. Cálculo hidráulico de la red de alcantarillado

En las tablas 3.9 y 3.10, se presentan los resultados finales del diseño para cada tramo de la red condominial, los cuales no se han obtenido de manera directa, sino que por el contrario se ha realizado varios diseños preliminares en conjunto con el plano de la red de alcantarillado adjunto en la sección de anexo K, y el perfil de la red adjunto en la sección de anexo L.

Para efectos del diseño de tuberías y su unión en los pozos, las longitudes y cotas se consideran al eje del pozo. Las cotas de construcción a la entrada y salida del pozo se obtienen teniendo en cuenta el diámetro del pozo y la pendiente aguas arriba y aguas abajo, respectivamente.

Una descripción detallada de la obtención de cada columna de las tablas 3.9 y 3.10 se da en la sección F.3 en el capítulo de anexos, en base al marco teórico.

En la tabla 3.9 se ha marcado de color amarillo los valores mínimos, y de color rojo los valores máximos de cada columna. La velocidad mínima de la columna 8 es de 0.681 m/s , a la cual le corresponde una fuerza tractiva mínima de 2.94 N/m^2 , siendo mayor tanto en velocidad como en fuerza tractiva necesaria para el arrastre de sólidos y la auto limpieza del sistema.

La velocidad máxima de la red es de 2.165 m/s muy por debajo de la velocidad corrosiva de 4.5 m/s para las tuberías de PVC.

La altura de agua máxima del 35 % de la longitud del diámetro asegura un borde libre para la ventilación del sistema de alcantarillado.

Finalmente, en la tabla 3.9 se obtienen las pérdidas por la transición de las tuberías y por el cambio de dirección en los pozos de cada tramo del colector de alcantarillado sanitario. Estas pérdidas se aplican para obtener la cota de energía de la tabla 3.10 y verificar el empate de las tuberías entrantes y tubería saliente de cada pozo de revisión.

Con el criterio de profundidad mínima para los colectores de la red, se ha establecido la profundidad de excavación de las zanjas para las tuberías en los planos de perfil en el anexo L; de los cuales en base a la tabla 2.9 se ha obtenido el ancho de zanja para cada tramo de la red condominial calculado en la tabla F.1 en la sección de anexo F.1.

Tabla 3.9: Diseño hidráulico de los colectores del alcantarillado condominial

Tramo	J [%]	Q [l/s]	Diseño [m]	Rh [m]	T [m]	Y [m]	Velocidad [m/s]	Y/D [%]	Velo 75% [m/s]	Q 75% [l/s]	V ² /2g [m]	τ [N/m ²]	E [m]	NF	Transc. [16]	Pérdidas [m]	Direcc [18]	Total [19]
1-2	16.58%	1.500	0.110	0.011	0.081	0.018	1.532	16%	3.235	24.730	0.120	17.60	0.137	4.4	0.011	15.4	0.005	0.015
2-3	7.18%	1.500	0.110	0.013	0.087	0.022	1.141	20%	2.129	16.274	0.066	9.17	0.088	3.0	0.000	6.4	0.027	0.027
3-5	7.21%	1.500	0.110	0.013	0.087	0.022	1.143	20%	2.133	16.308	0.067	9.20	0.088	3.0	0.003	3858.3	0.003	0.006
4-5	13.41%	1.500	0.110	0.011	0.082	0.018	1.422	17%	2.909	22.240	0.103	14.92	0.122	4.0	0.010	3.4	0.046	0.056
5-6	5.06%	1.500	0.110	0.014	0.090	0.024	1.009	21%	1.787	13.662	0.052	6.98	0.075	2.5	0.004	12.3	0.004	0.007
6-7	11.07%	1.500	0.110	0.012	0.084	0.019	1.329	18%	2.643	20.207	0.090	12.85	0.109	3.7	0.004	6.1	0.032	0.036
7-8	7.85%	1.500	0.110	0.013	0.087	0.021	1.178	19%	2.226	17.016	0.071	9.84	0.092	3.1	0.000	16.9	0.004	0.004
8-9	8.64%	1.500	0.110	0.013	0.086	0.021	1.218	19%	2.335	17.852	0.076	10.60	0.096	3.2	0.007	2781.3	0.003	0.010
9-10	3.55%	1.500	0.110	0.015	0.093	0.026	0.889	23%	1.497	11.443	0.040	5.29	0.066	2.1	0.003	13.4	0.003	0.006
10-19	7.87%	1.500	0.110	0.013	0.087	0.021	1.179	19%	2.228	17.038	0.071	9.86	0.092	3.1	0.004	2.8	0.048	0.052
11-12	12.72%	1.500	0.110	0.011	0.083	0.019	1.396	17%	2.833	21.660	0.099	14.32	0.118	3.9	0.010	21.5	0.004	0.013
12-13	4.89%	1.500	0.110	0.014	0.090	0.024	0.996	22%	1.757	13.430	0.051	6.80	0.074	2.5	0.001	8.9	0.011	0.012
13-14	6.29%	1.500	0.110	0.013	0.088	0.022	1.089	20%	1.992	15.232	0.060	8.27	0.083	2.8	0.004	7.9	0.032	0.036
14-15	12.97%	1.500	0.110	0.011	0.083	0.019	1.406	17%	2.861	21.872	0.101	14.54	0.119	3.9	0.006	2.9	0.053	0.059
15-16	26.31%	1.500	0.110	0.010	0.077	0.016	1.802	14%	4.075	31.152	0.166	25.19	0.181	5.5	0.005	2122.1	0.008	0.013
16-17	20.49%	1.500	0.110	0.010	0.079	0.017	1.651	15%	3.596	27.491	0.139	20.74	0.156	4.9	0.006	59.0	0.006	0.012
17-18	14.50%	1.500	0.110	0.011	0.082	0.018	1.462	16%	3.025	23.126	0.109	15.86	0.127	4.2	0.017	16.8	0.003	0.020
18-19	1.68%	1.500	0.110	0.018	0.099	0.031	0.681	28%	1.030	7.872	0.024	2.94	0.055	1.5	0.008	27283.7	0.003	0.012
19-20	11.07%	2.023	0.110	0.014	0.089	0.022	1.452	20%	2.643	20.207	0.107	14.67	0.130	3.7	0.002	27283.7	0.005	0.007
20-21	9.00%	2.156	0.110	0.015	0.091	0.024	1.375	22%	2.383	18.220	0.096	12.83	0.121	3.4	0.006	3.6	0.046	0.052
21-25	4.43%	2.534	0.110	0.018	0.100	0.032	1.119	29%	1.672	12.783	0.064	7.90	0.096	2.4	0.006	7.5	0.037	0.043
22-23	12.07%	1.500	0.110	0.012	0.083	0.019	1.371	17%	2.760	21.100	0.096	13.75	0.115	3.8	0.003	31.9	0.004	0.007
23-24	9.55%	1.500	0.110	0.012	0.085	0.020	1.262	18%	2.455	18.768	0.081	11.46	0.101	3.4	0.002	11.7	0.004	0.006
24-25	12.41%	1.500	0.110	0.012	0.083	0.019	1.384	17%	2.798	21.395	0.098	14.05	0.117	3.9	0.002	4.2	0.042	0.044
25-26	0.0858	3.472	0.110	0.018	0.099	0.031	1.551	29%	2.327	17.790	0.123	15.19	0.154	3.3	0.010	39.7	0.005	0.015
26-27	4.16%	3.534	0.110	0.021	0.105	0.038	1.201	35%	1.620	12.387	0.074	8.65	0.112	2.3	0.006	16026.8	0.005	0.012
27-28	9.65%	3.611	0.110	0.018	0.099	0.031	1.635	28%	2.468	18.866	0.136	16.94	0.167	3.5	0.002	3125.2	0.007	0.010
28-32	11.92%	3.672	0.110	0.017	0.098	0.030	1.772	27%	2.743	20.968	0.160	20.15	0.190	3.9	0.012	6.7	0.052	0.064
29-30	17.01%	1.500	0.110	0.011	0.080	0.017	1.546	16%	3.276	25.048	0.122	17.95	0.139	4.5	0.009	6437.7	0.005	0.014
30-31	9.15%	1.500	0.110	0.012	0.085	0.020	1.243	18%	2.403	18.371	0.079	11.08	0.099	3.3	0.008	4167.0	0.006	0.014
31-32	24.59%	1.500	0.110	0.010	0.077	0.016	1.760	15%	3.939	30.116	0.158	23.90	0.174	5.4	0.011	2.7	0.043	0.055
32-33	5.98%	3.880	0.110	0.020	0.104	0.037	1.406	33%	1.943	14.852	0.101	11.98	0.137	2.7	0.014	33.5	0.008	0.022
33-34	20.01%	3.884	0.110	0.016	0.094	0.027	2.165	24%	3.553	27.167	0.239	30.98	0.266	5.0	0.003	6.2	0.048	0.051
34-E	18.41%	3.884	0.110	0.016	0.095	0.027	2.102	25%	3.408	26.059	0.225	29.02	0.253	4.8	-	-	-	-

Valor Máximo Valor Mínimo



Tabla 3.10: Empate por la línea de energía de los colectores del alcantarillado condominial

Tramo	C. Terreno		C. Inferior Tubería		C. Superior Tubería		C. lamina agua		Cota de Energía	
	De	A	De	A	De	A	De	A	De	A
[1]	[20]	[21]	[22]	[23]	[24]	[25]	[26]	[27]	[28]	[29]
1 - 2	2352.279	2350.530	2351.128	2349.363	2351.238	2349.473	2351.146	2349.381	2351.265	2349.485
2 - 3	2350.530	2344.167	2349.363	2343.499	2349.473	2343.609	2349.385	2343.521	2349.451	2343.560
3 - 5	2344.167	2340.253	2343.471	2339.053	2343.581	2339.163	2343.493	2339.075	2343.559	2339.135
4 - 5	2341.608	2340.253	2340.418	2339.063	2340.528	2339.173	2340.436	2339.081	2340.540	2339.128
5 - 6	2340.253	2337.853	2339.053	2337.000	2339.163	2337.110	2339.077	2337.024	2339.128	2337.068
6 - 7	2337.853	2331.778	2336.953	2331.108	2337.063	2331.218	2336.972	2331.127	2337.062	2331.181
7 - 8	2331.778	2328.000	2331.088	2327.334	2331.198	2327.444	2331.109	2327.355	2331.180	2327.422
8 - 9	2328.000	2320.392	2327.324	2319.502	2327.434	2319.612	2327.345	2319.523	2327.420	2319.588
9 - 10	2320.392	2319.613	2319.502	2318.829	2319.612	2318.939	2319.528	2318.855	2319.568	2318.889
10 - 19	2319.613	2318.302	2318.795	2317.187	2318.905	2317.297	2318.816	2317.208	2318.887	2317.227
11 - 12	2348.173	2342.524	2347.161	2341.532	2347.271	2341.642	2347.180	2341.551	2347.279	2341.637
12 - 13	2342.524	2338.504	2341.532	2337.835	2341.642	2337.945	2341.556	2337.859	2341.606	2337.897
13 - 14	2338.504	2334.920	2337.813	2334.040	2337.923	2334.150	2337.835	2334.062	2337.896	2334.086
14 - 15	2334.920	2332.103	2333.965	2331.357	2334.075	2331.467	2333.984	2331.376	2334.084	2331.417
15 - 16	2332.103	2326.315	2331.234	2325.519	2331.344	2325.629	2331.250	2325.535	2331.415	2325.687
16 - 17	2326.315	2323.329	2325.519	2322.312	2325.629	2322.422	2325.536	2322.329	2325.675	2322.455
17 - 18	2323.329	2318.560	2322.312	2317.447	2322.422	2317.557	2322.330	2317.465	2322.439	2317.554
18 - 19	2318.560	2318.302	2317.447	2317.187	2317.557	2317.297	2317.478	2317.218	2317.502	2317.230
19 - 20	2318.302	2315.170	2317.097	2314.499	2317.207	2314.609	2317.119	2314.521	2317.227	2314.622
20 - 21	2315.170	2310.293	2314.499	2309.615	2314.609	2309.725	2314.523	2309.639	2314.620	2309.683
21 - 25	2310.293	2306.993	2309.586	2305.880	2309.696	2305.990	2309.618	2305.912	2309.682	2305.932
22 - 23	2318.780	2312.580	2317.772	2311.723	2317.882	2311.833	2317.791	2311.742	2317.887	2311.830
23 - 24	2312.580	2309.740	2311.723	2308.772	2311.833	2308.882	2311.743	2308.792	2311.824	2308.867
24 - 25	2309.740	2306.993	2308.748	2305.860	2308.858	2305.970	2308.767	2305.879	2308.865	2305.932
25 - 26	2306.993	2301.191	2305.775	2300.134	2305.885	2300.244	2305.806	2300.165	2305.929	2300.273
26 - 27	2301.191	2298.881	2300.134	2298.167	2300.244	2298.277	2300.172	2298.205	2300.246	2298.267
27 - 28	2298.881	2292.457	2298.097	2291.515	2298.207	2291.625	2298.128	2291.546	2298.264	2291.673
28 - 32	2292.457	2287.695	2291.482	2286.999	2291.592	2287.109	2291.512	2287.029	2291.672	2287.125
29 - 30	2299.768	2295.992	2298.691	2295.183	2298.801	2295.293	2298.708	2295.200	2298.830	2295.309
30 - 31	2295.992	2293.489	2295.183	2292.687	2295.293	2292.797	2295.203	2292.707	2295.282	2292.772
31 - 32	2293.489	2287.695	2292.598	2287.011	2292.708	2287.121	2292.614	2287.027	2292.772	2287.130
32 - 33	2287.695	2286.240	2286.978	2285.527	2287.088	2285.637	2287.015	2285.564	2287.115	2285.642
33 - 34	2286.240	2278.132	2285.370	2277.452	2285.480	2277.562	2285.397	2277.479	2285.636	2277.667
34 - E	2278.132	2277.311	2277.409	2276.982	2277.519	2277.092	2277.436	2277.009	2277.662	2277.235

3.7. Tratamiento de las aguas residuales para la comunidad de Salinas

Una vez determinado el trazado y perfil de la red condominial, se procede a diseñar el sistema de tratamiento de las aguas residuales. Este proceso supone la aplicación de un sistema común en áreas rurales como es el tanque séptico.

3.7.1. Caudal de diseño para el tratamiento de aguas residuales

El cálculo del caudal a tratar en el tanque séptico corresponde al caudal de aporte unitario de aguas residuales en litros/hab-día. De acuerdo, a la normativa ecuatoriana CO 10.7-602 para la comunidad rural de Salinas le corresponde un caudal de agua



potable de $100 \text{ l/hab} - \text{dia}$ para un nivel de servicio **II b**, como se vio con anterioridad.

A este caudal de agua potable se lo reduce por el factor de fugas especificado en la tabla 2.4, correspondiente a una reducción del 80 % para un nivel de servicio **II b**. Además, el porcentaje de agua distribuida se pierde debido al hábito de la comunidad de desechar el agua del lavadero de ropa en los campos por lo que se ha estimado un coeficiente de retorno de 0.8.

3.7.2. Diseño del desarenador

La estructura del desarenador se ha diseñado mediante procesos iterativos teniendo en cuenta los parámetros de la sección 2.10.2. Como se especificó anteriormente, para lograr sedimentar partículas específicas de 0.2 mm de diámetro se calcula la velocidad de sedimentación mediante la ecuación (2.28) correspondiente a la ley de Stokes. De dicha ecuación, se obtiene una velocidad de sedimentación de 0.017 m/s , pero en [31] se recomienda usar un valor de 0.02 m/s , el cual se utiliza para el cálculo del desarenador.

El área transversal de la cámara se obtiene con la finalidad de lograr velocidades cercanas a 0.3 m/s , y el largo se calcula en función de la velocidad de sedimentación anterior para lograr depositar la partícula en el fondo. El desarenador en detalle se puede observar en el plano de las estructuras para el tratamiento de aguas residuales en la sección de anexo M.

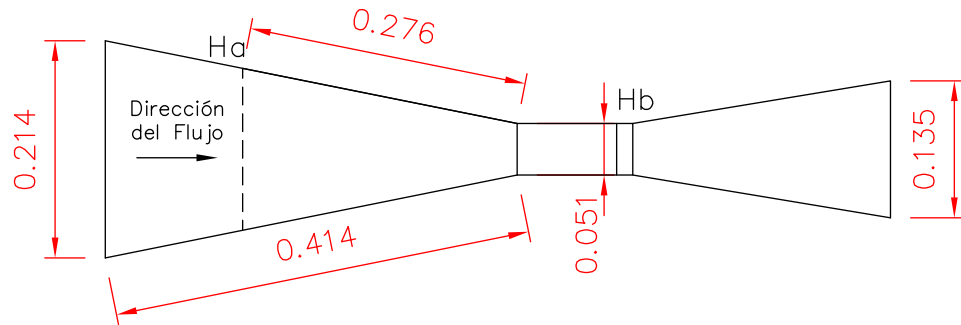
Para tener un control del caudal de flujo se establece un canal Parshall por lo definido en la sección 2.10.2. Los canales Parshall han sido experimentados y estandarizados para diferentes valores de caudal. A continuación, en el gráfico 3.6 se muestra el esquema del canal Parshall usado en el presente trabajo, del cual se establece la ecuación (3.8) para la medición de caudal. Cabe recalcar, que las medidas son estándares de la ecuación y no pueden variar.

$$Q = 0.002702 \cdot (H_a)^{1.55} \quad (3.8)$$

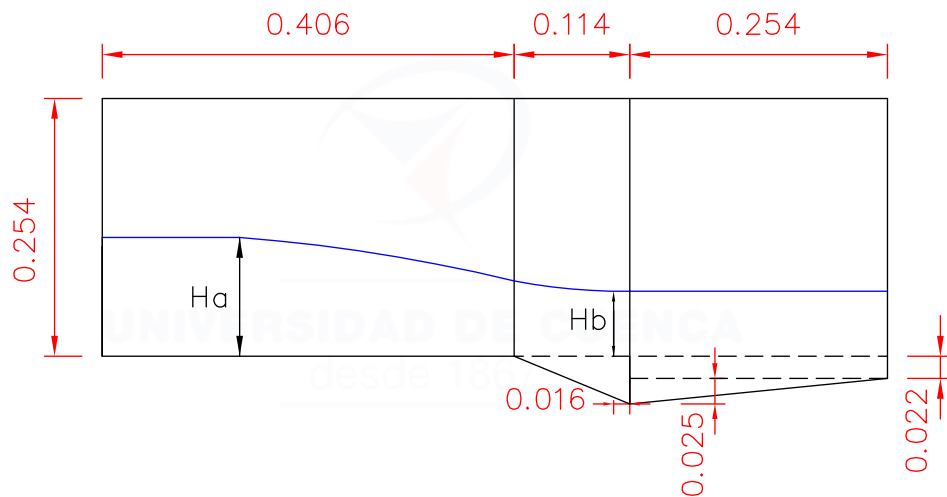
Donde:

- $Q =$ caudal de flujo (l/s)
- $H_a =$ altura de agua (mm)

Como se observa en la ecuación (3.8), la altura de agua está en milímetros para obtener una respuesta de caudal en l/s . El valor de altura de agua, H_a , debe ser medido



Vista en Planta



Vista en Perfil

Gráfico 3.6: Medidas y geometría del canal Parshall

en la ubicación determinada en el gráfico 3.6.

Después del canal Parshall, el flujo se dirige al tanque séptico mediante una tubería de 0.075 m de diámetro. En esta parte, la tubería trabaja a presión hasta alcanzar una altura de agua que permita descargar el caudal máximo de ingreso. Para el cálculo de esta altura se utiliza la ecuación de la energía planteada en la expresión (2.23) con las pérdidas señaladas debajo.

En el gráfico 3.7, se muestra el esquema general del desarenador, canal Parshall y la tubería de salida con la condición de flujo para caudal máximo.

El sistema del desarenador presenta dos secciones de control para el nivel del agua. La primera sección corresponde al nivel del agua a la altura H_a del canal Parshall en

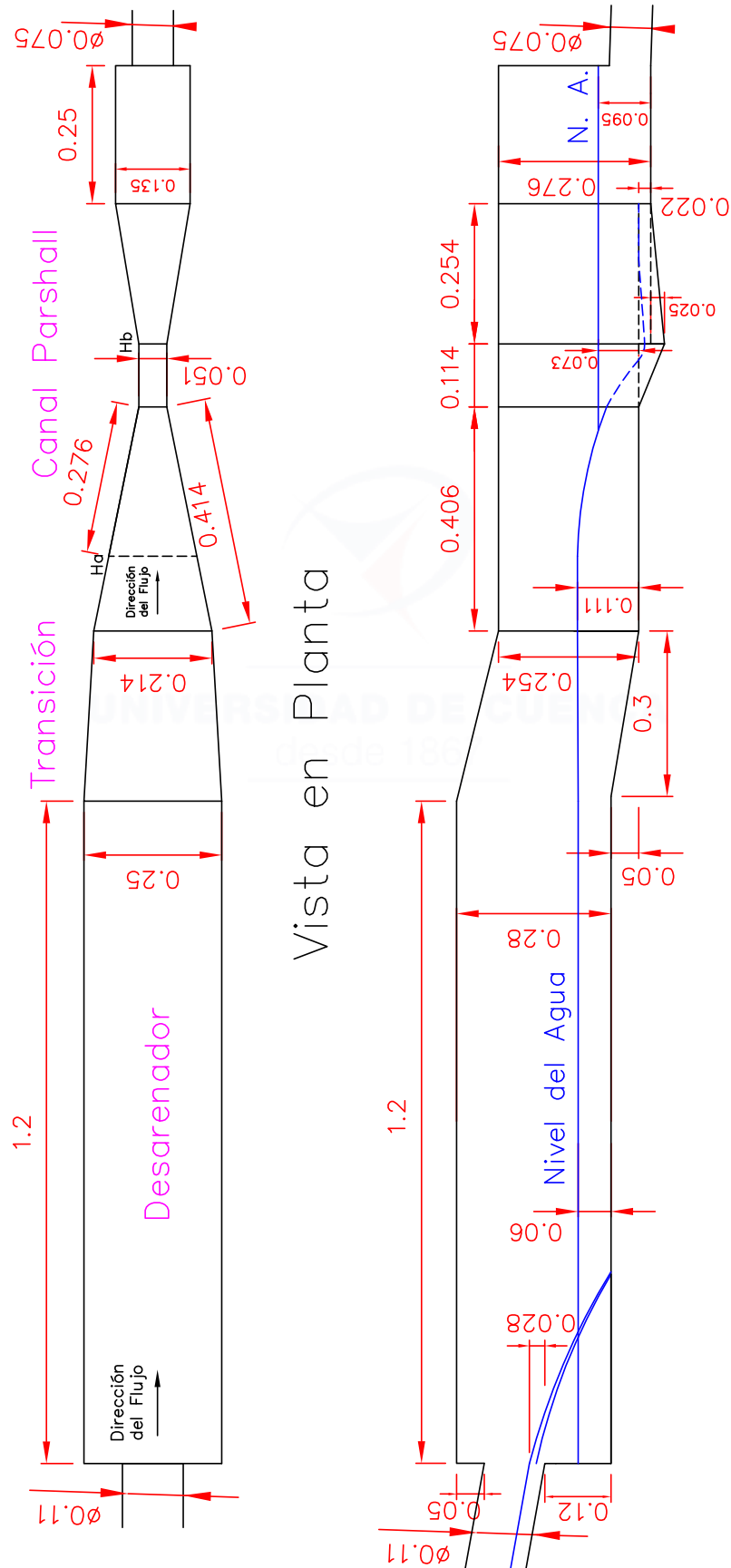


Gráfico 3.7: Dimensiones y perfil de agua en el desarenador y canal Parshall



base a las ecuaciones (2.29) y (3.8), si no está libre o si está libre, respectivamente. Y la segunda sección corresponde a la altura de agua necesaria sobre la tubería de salida para descargar el caudal de ingreso al tanque séptico.

La altura de agua H_a en el canal Parshall se obtiene de la ecuación (3.8) para un caudal máximo de 3.884 l/s . El cálculo de H_a se representa en la ecuación (3.9).

$$Q = 0.002702 \cdot (H_a)^{1.55} \quad 3.884 = 0.002702 \cdot (H_a)^{1.55} \quad H_a = 108.9 \text{ mm} \quad (3.9)$$

Si luego del canal Parshall el flujo desembocara en una caída libre, ocasionaría la formación de un resalto hidráulico en la contracción del canal y la altura de agua luego del resalto se establecería a 0.022 m del fondo del canal de salida como se muestra en el gráfico 3.7. En este caso, el valor de H_b sería 0.022 m logrando un flujo completamente libre, el cual no es recomendado debido a las altas velocidades que se presentan en el canal de salida.

La segunda altura de agua sobre la tubería de salida hacia el tanque séptico se obtiene de la ecuación de la energía con las pérdidas especificadas en la sección 2.10.2. Para determinar estas pérdidas, se establece un valor de 0.87 para el coeficiente C_v en tuberías de 0.075 m de diámetro, y la longitud de la tubería es de 0.5 m de acuerdo a los planos de tratamiento de aguas residuales en la sección M de anexos.

Con las pérdidas de energía definidas y mediante la ecuación (2.5) de continuidad, se establece un sistema de ecuaciones en la expresión (F.24) en la sección de anexo F.4 para obtener la altura de agua sobre la tubería de salida.

Del sistema de ecuaciones (F.24), se obtiene una altura de agua de 0.0575 m desde el centro de la tubería, lo que corresponde a una altura de agua de 0.095 m desde el fondo de la tubería, como se observa en el gráfico 3.7. A dicha altura de agua, el flujo sale a una velocidad de 0.88 m/s . De esta manera, la altura de agua necesaria para la descarga en la tubería de salida es capaz de ahogar el flujo libre después del canal Parshall, entonces, el valor de H_b es de 0.073 m , (ver gráfico 3.7.) y la relación $\frac{H_b}{H_a}$ se iguala a 0.67 , por lo que, la medida de altura de agua, H_a , debe ser corregida por la condición de canal sumergido.

Para corregir el caudal de lectura se aplica la ecuación (2.29) en base a las gráficas F.4 o F.5. A continuación, en la expresión (3.10) se presenta el cálculo del valor H_a . El cual luego de las iteraciones necesarias se obtuvo un valor de 0.111 m para el flujo del



caudal de 3.884 l/s .

$$\begin{aligned}Q_s &= Q - Q_e \\Q_s &= 0.002702 \cdot H_a^{1.55} - Q_e \\Q_s &= 0.002702 \cdot 111^{1.55} - Q_e \\Q_s &= 3.998 - 0.125 \\Q_s &= 3.874 \text{ l/s}\end{aligned}\tag{3.10}$$

El valor de H_a se aproximó al decimal más cercano con una precisión de milímetros, ya que un valor más exacto complicaría la lectura de la altura de agua. El valor del caudal Q_e se obtuvo del gráfico F.5 para una relación $\frac{H_b}{H_a} = \frac{0.073}{0.111}$ igual a 0.66.

La altura de agua de 0.095 m y el ancho de 0.135 m produce una velocidad de flujo de 0.3 m/s en el canal de salida, esperando de este modo evitar problemas de turbulencia y estanqueidad.

Por otro lado, la altura, H_a , de 0.111 m y el ancho de 0.214 m produce una velocidad de 0.16 m/s dificultando el transporte de materia orgánica y provocando problemas de olores, por lo que, es necesario realizar una transición con la finalidad de reducir la altura de agua y aumentar la velocidad del flujo en el desarenador.

La transición entre el canal Parshall y el desarenador se observa en el gráfico 3.7, y el cálculo de la altura de agua se describe en la expresión (F.25), obtenido mediante la ecuación de la energía y las pérdidas por transición de acuerdo a la ecuación (2.25). De dicho cálculo, se obtiene una altura de agua de 0.06 m en el desarenador. A continuación, se presentan las condiciones de flujo en el desarenador para las dimensiones establecidas en el plano.

La tabla 3.11 muestra el caudal de diseño y las dimensiones del desarenador con las cuales se comprueba la capacidad de retener partículas.

**Tabla 3.11:** Dimensiones y flujo de agua del desarenador

Caudal de diseño	3.884 l/s
Profundidad del desarenador	0.120 m
Ancho del desarenador	0.250 m
Largo del desarenador	1.200 m
Altura de agua para flujo máximo	0.06 m
Velocidad horizontal para flujo máximo	0.26 m/s

Las dimensiones de la tabla 3.11 corresponden al diseño del desarenador para el caudal máximo probable de la red, caudal de la tabla 3.8. Asegurando así, que las partículas se sedimentarán en todas las condiciones de flujo.

Igualando el tiempo en sedimentar una partícula de 0.2 mm con el tiempo en recorrer la longitud del desarenador con una velocidad de flujo de 0.26 m/s se obtiene la relación de altura y longitud del desarenador, de acuerdo a la expresión (3.11).

$$L = \frac{V_1 \cdot H}{V_2} = \frac{0.26 \cdot H}{0.02} = 13 \cdot H = 13 \cdot 0.06 = 0.78 \text{ m} \quad (3.11)$$

Como se señaló con anterioridad, por seguridad debido a la turbulencia se adopta un incremento del 50 % en la longitud del desarenador, [31]. De este modo, la longitud final de la cámara aumenta a 1.2 m como se observa en el gráfico 3.7.

3.7.3. Diseño del tanque séptico

Luego de que el flujo residual decante partículas sólidas en el desarenador. El tratamiento de las partículas orgánicas y no sedimentables empieza su proceso en el tanque séptico. El diseño del volumen del tanque séptico contempla cuatro volúmenes descritos en la sección 3.7.3. En cambio, las dimensiones para cumplir este volumen, al igual que las separaciones, bordes libres y límites de capas (natas y lodos) dependen de las características de los tanques sépticos establecidas en la misma sección.

Por lo anterior, a continuación, se describe el cálculo del volumen del tanque séptico, pero las dimensiones y demás detalles constructivos se podrán visualizar en el plano de las estructuras para el tratamiento de aguas residuales en la sección de anexo M.



Tiempo de retención.

Se obtiene de la ecuación (2.34) con una población futura de 143 habitantes y un caudal de aporte unitario de aguas residuales de 64 litros/habitante*día ($0.8 \times 0.8 \times 100 \text{ litros/hab} * \text{día}$) dando un tiempo de retención de 0.31 días o 7.48 horas.

Volumen de sedimentación.

Para el tiempo de retención anterior se calcula un volumen de sedimentación de 2.851 m^3 , mediante la ecuación (2.35).

Volumen de lodos.

Este volumen, es el necesario para sedimentar los lodos producidos en el sistema de alcantarillado, tanto por lodos en digestión como por lodos digeridos. El diseño de una red condominial favorece que la comunidad esté pendiente del mantenimiento de la red de alcantarillado; por lo que este mantenimiento también se aplica al tanque séptico, esperando así que los lodos sean retirados después de 1 año de retención en el tanque, con lo que se logra menores dimensiones.

El período de digestión de 50 días se resta de los 365 días del año de limpieza para obtener el tiempo de almacenamiento de los lodos digeridos de 315 días. Mediante las ecuaciones (2.36) y (2.37) se presenta en la tabla 3.12 el volumen total de lodos en el tanque séptico.

Tabla 3.12: Volumen de lodos calculado para la limpieza en cada año

Volumen de lodos digeridos (315 días)	11.262 m^3
Volumen de lodos en digestión (50 días)	3.575 m^3
Volumen total de lodos para 1 año	14.837 m^3

La suma del volumen de sedimentación, volumen de lodo y volumen de nata (0.7 m^3) da un volumen de 18.388 m^3 para el tanque séptico. Con este volumen obtenido se diseña las dimensiones tentativas del tanque séptico cumpliendo las características de diseño y el volumen debido a la distancia por seguridad.

La tabla 3.13 muestra las dimensiones para el diseño del tanque séptico de dos cá-

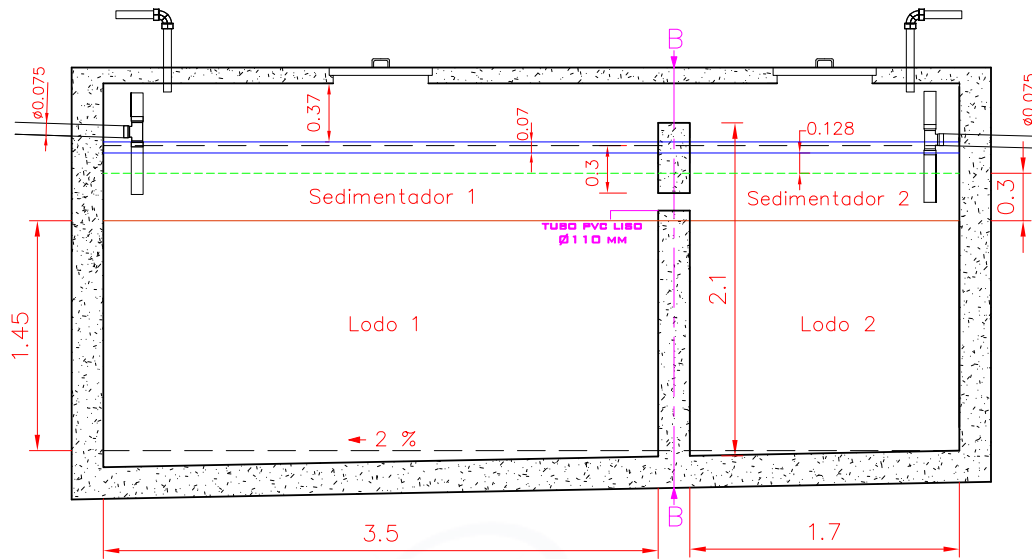


maras, y para una mejor comprensión se construyen los gráficos 3.8.a y 3.8.b, con la vista de perfil y la sección de corte correspondiente al nivel entre la unión de las cámaras.

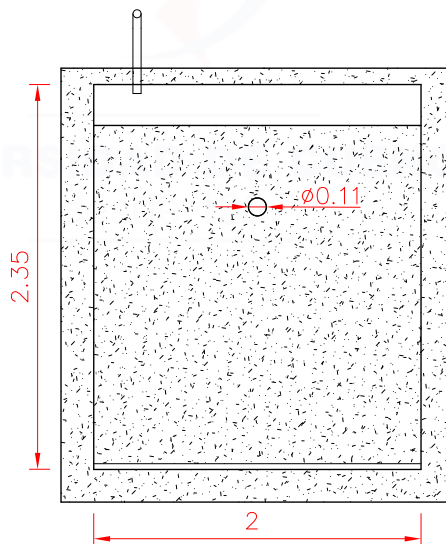
Tabla 3.13: Dimensiones de las dos cámaras del tanque séptico

Longitud cámara 1	3.500 <i>m</i>
Longitud cámara 2	1.700 <i>m</i>
Ancho	2 <i>m</i>





(a) Vista de perfil del tanque séptico



(b) Corte Transversal B-B del tanque séptico

Gráfico 3.8: Dimensiones del tanque séptico en metros

Para una profundidad mínima de 0.3 m desde el límite superior de la capa de lodo se tiene un volumen de sedimentación en cada cámara tabulado en la tabla 3.14.

Tabla 3.14: Volumen de sedimentación en cada cámara del tanque séptico

Volumen de sedimentación 1	2.1 m ³
Volumen de sedimentación 2	1.02 m ³
Volumen total de sedimentación	3.12 m ³



El volumen total de sedimentación es mayor al volumen requerido, por lo que el tiempo de retención hidráulico cambia a 8.18 horas.

Para la profundidad de la capa de lodo de 1.45 m como se observa en el gráfico 3.8, el volumen de lodo del tanque séptico se calcula en la tabla 3.15.

Tabla 3.15: Volumen de lodo en cada cámara del tanque séptico

Volumen de lodo 1	10.15 m ³
Volumen de lodo 2	4.93 m ³
Volumen total de lodo	15.08 m ³

Para un volumen de natas típico de 0.7 m³ se tiene una profundidad de 0.07 m y finalmente como se observa en el gráfico 3.8, la profundidad de seguridad de 0.128 m es mayor a 0.10 m, por lo que se cumple el volumen necesario para todos los criterios del tanque séptico.

El volumen útil del tanque séptico (volumen desde la capa superior de nata hasta el fondo del tanque con pendiente del 2 %) es de 20.804 m³, y deberá ser limpiado cada año.

3.7.4. Diseño del tanque dosificador

Con el objetivo de conseguir que el filtro de arena no se sature y destruya la capa biológica, se ha implementado un dosificador que permite una descarga intermitente al campo de infiltración.

Dicha descarga se efectúa una vez por hora al campo de infiltración, obteniendo así 24 dosis que se descargan al filtro de arena para tratar el caudal total del día. De esta manera, con el caudal medio de 64 l/hab – dia para los 143 habitantes de la comunidad, el sistema condominial desecha 9152 l/dia de aguas residuales o 381.33 l/hora. Este caudal por hora de agua residual necesita ser retenido 1 hora en el tanque dosificador, para lo que se recomienda que el tanque dosificador mantenga el mismo ancho del tanque séptico (2 m), un largo de 1 m para la colocación del sifón y, por ende, una profundidad de 0.19 m para acumular el volumen de 1 hora de descarga.

Un detalle más específico del tanque dosificador se da en los planos de las estructuras para el tratamiento de aguas residuales en la sección de anexo M. En el gráfico 3.9,

se observa la configuración en perfil del tanque dosificador; con las medidas necesarias para el cálculo de la velocidad y caudal de salida en cada descarga.

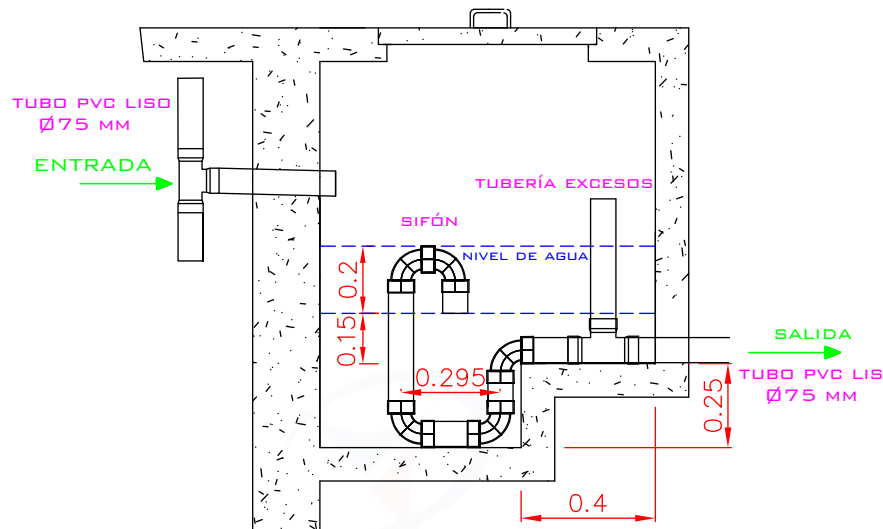


Gráfico 3.9: Vista de perfil del tanque dosificador

La altura de 0.19 *m* para retener 1 hora el caudal de tratamiento se lo aproxima a 0.20 *m* para facilidades constructivas.

Como se describió en la metodología, la pérdida de carga se da por la longitud de la tubería y por cada accesorio colocado en la red (5 codos, 1 tee, 1 entrada y 1 salida de acuerdo al gráfico 3.9). Ya que el coeficiente *f* está en función de la velocidad del flujo, el cálculo de la misma se convierte en un procedimiento iterativo. Con los datos del gráfico 3.9 y una tubería de 0.75 *mm* de diámetro se obtiene una velocidad de salida final de 0.967 *m/s* y un *f* de 0.0204.

Entonces, para entender el funcionamiento del tanque dosificador; el caudal medio de agua residual llena la profundidad de 0.2 *m* del tanque dosificador del gráfico 3.9 en 1 hora; luego de lo cual, el sifón queda inundado y para mantener el equilibrio de presiones se vacía en 1.56 minutos con un caudal de salida de 4.27 *l/s*. Una vez que el aire ingresa al sifón se detiene el funcionamiento del mismo, lo que permite descargas intermitentes al campo de infiltración.

3.7.5. Diseño del campo de infiltración

La descarga intermitente del tanque dosificador se reparte al campo de infiltración. Esta distribución depende del área superficial del campo y la velocidad de infiltración del mismo. Como se especificó anteriormente en la sección 3.7.3 la velocidad de infil-



tración del lugar de tratamiento se debe obtener de las pruebas de infiltración realizadas en el campo a las profundidades que se especifican en el plano de las estructuras de tratamiento en la sección de anexo M. Pero de acuerdo al programa *SIGTIERRAS*, para la comunidad de Salinas el valor de velocidad de infiltración se encuentra entre 5 a 20 mm/h correspondiente a una denominación *Moderadamente lenta*, obtenida del mapa de velocidad de infiltración del cantón de Santa Isabel, hoja 3 de 5, NVI-B3.

Una menor velocidad de infiltración implica una mayor área superficial para la infiltración, por lo que, con la velocidad de infiltración mínima de 5 mm/h y un caudal de aguas residuales de 0.381 m^3/h (9152 l/dia , obtenido previamente en la sección 3.7.4), se necesita un área superficial máxima de 76.267 m^2 . Por otro lado, con una velocidad de infiltración máxima de 20 mm/h se necesita un área de infiltración mínima de 19.07 m^2 .

Ya que las dimensiones del área superficial no son tan grandes para el área disponible del campo de infiltración ($\cong 441 m^2$), se opta por realizar zanjas de infiltración, con lo que, además se puede aprovechar las paredes verticales cubiertas con grava de la zanja. Las medidas necesarias para las zanjas de infiltración constan de la longitud y perímetro efectivo de la zanja, de la separación entre las zanjas y del número de zanjas necesarios para cubrir el área superficial. A continuación, se realiza un ejemplo de cálculo para una velocidad de infiltración de 5 mm/h y 20 mm/h .

Para efectos de ejemplo de una zanja de infiltración, se ha iterado los resultados con la finalidad de optimizar el terreno disponible de infiltración. El caudal de tratamiento corresponde a 9152 l/dia , obtenido de una caudal medio de 64 $l/hab/dia$ (sección 3.7.1) para 143 habitantes. A este caudal igual a 0.382 m^3/h se le divide por las diferentes velocidades de infiltración como se calcula en las ecuaciones (3.12) y (3.13).

$$Ai_5 = \frac{Qm}{Vi_5} = \frac{0.382 m^3/h}{0.005 m/h} = 76.27 m^2 \quad (3.12)$$

$$Ai_{20} = \frac{Qm}{Vi_{20}} = \frac{0.382 m^3/h}{0.02 m/h} = 19.06 m^2 \quad (3.13)$$

El área superficial calculada se distribuye en la longitud de la zanja y el perímetro efectivo de la zanja. Este perímetro efectivo se ubica bajo la tubería de drenaje, y es el perímetro por donde el agua filtrará. El valor del perímetro efectivo está en función del ancho de la zanja, W , y de la profundidad del relleno bajo la tubería de drenaje, D , como se ilustra en el gráfico 3.10.

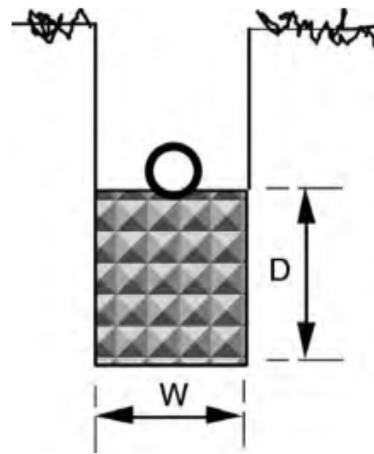


Gráfico 3.10: Ancho y profundidad del relleno bajo la tubería de infiltración.

De acuerdo a [13] este perímetro efectivo se obtiene de la expresión (3.14). La cual se calcula en unidades de centímetros, pero resulta un valor en metros. Para el diseño se ha fijado un valor de ancho de la zanja (W) en 60 cm y un valor de profundidad (D) en 55 cm .

$$P_e = 0.77 \cdot \frac{W + 56 + 2 \cdot D}{W + 116} = 0.77 \cdot \frac{60 + 56 + 2 \cdot 55}{60 + 116} = 0.989\text{ m} \quad (3.14)$$

Entonces, con el área de infiltración y el perímetro efectivo de la zanja, se calcula la longitud total de la zanja según las expresiones (3.15) y (3.16) para las diferentes velocidades de infiltración.

$$Lz_5 = \frac{Ai_5}{P_e} = \frac{76.27\text{ m}^2}{0.989\text{ m}} = 77.134\text{ m} \quad (3.15)$$

$$Lz_{20} = \frac{Ai_{20}}{P_e} = \frac{19.067\text{ m}^2}{0.989\text{ m}} = 19.284\text{ m} \quad (3.16)$$

De lo calculado arriba, la longitud de la zanja para una velocidad de infiltración de 5 mm/h es más de 77 metros, lo que no se considera práctico constructivamente dentro del área especificada para la infiltración; por lo que se plantea resolver este problema distribuyendo el área de infiltración y caudal de aguas residuales en cuatro (4) zanjas de 20 metros con las mismas características de ancho y profundidad. Por otro lado, la velocidad de infiltración de 20 mm/h solo necesita de una zanja de 20 metros de largo o cuatro de 5 metros de largo.

Debido a que el agua también se infiltra por las paredes de las zanjas, estas deberán tener una separación mínima entre zanjas o entre otras estructuras del medio. Esta longitud de separación esquematizada en el gráfico 3.11, debe ser mayor o igual a 2 metros, y se calcula mayorando el área de infiltración requerida por un coeficiente de

precipitación y por un coeficiente de revestimiento superior del campo de infiltración.

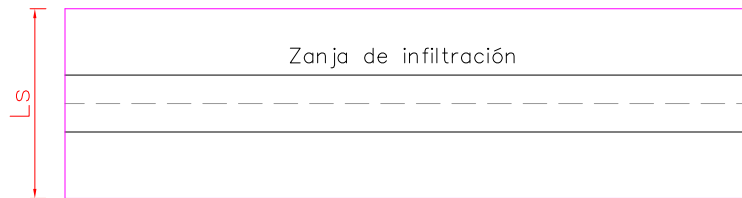


Gráfico 3.11: Longitud de separación de la zanja de infiltración, L_s .

Para el diseño de la longitud de separación se estima un valor de 2.5 como mínimo para el coeficiente de precipitación, F_p , y un valor de 0 para un coeficiente de revestimiento, r_c , donde 0 implica nada cubriendo la superficie del terreno, y casi 1, al cubrirse con hormigón o una superficie impermeable. De ese modo, se calcula la superficie de terreno requerida en las expresiones (3.19) y (3.20).

$$AT_5 = \frac{Ai_5 \cdot F_p}{1 - r_c} = \frac{76.27 \text{ m}^2 \cdot 2.5}{1 - 0} = 190.67 \text{ m}^2 \quad (3.17)$$

$$AT_{20} = \frac{Ai_{20} \cdot F_p}{1 - r_c} = \frac{m^2 \cdot 2.5}{1 - 0} = 47.667 \text{ m}^2 \quad (3.18)$$

Finalmente, con el área superficial del terreno y la longitud de la zanja se obtiene la longitud de separación entre zanjas o cualquier estructura que afecte la infiltración del agua en el terreno. En las ecuaciones (3.19) y (3.20), se obtiene dicha longitud de separación para las velocidades de infiltración ejemplificadas.

$$L_{s5} = \frac{AT_5}{Lz_5} = \frac{190.67 \text{ m}^2}{77.134 \text{ m}} = 2.472 \text{ m} \quad (3.19)$$

$$L_{s20} = \frac{AT_{20}}{Lz_{20}} = \frac{47.667 \text{ m}^2}{19.284 \text{ m}} = 2.472 \text{ m} \quad (3.20)$$

De lo anterior, se observa que la longitud de separación es igual para cualquier velocidad de infiltración, ya que implícitamente el área de infiltración se elimina y la longitud de separación resulta una función del perímetro efectivo, el coeficiente de precipitación y de revestimiento. Entonces, la longitud de separación se fija en un valor exacto de 2.5 m, para cualquier velocidad de infiltración mientras cumpla las mismas condiciones de ancho y profundidad de relleno de la zanja.

Con el propósito de diseñar un campo de infiltración dependiendo de la velocidad de infiltración obtenida en el campo, se construye la tabla 3.16. En donde, se tabula el área de infiltración requerida (columna 2), la longitud total de la zanja (columna 3), el



área superficial de terreno requerida (columna 4), el número de zanjas recomendables (columna 5) y la longitud de cada zanja (columna 6), dependiendo de la velocidad de infiltración (columna 1). Cabe recalcar que la longitud de separación para cualquier velocidad de infiltración es de 2.5 m.

Tabla 3.16: Diseño de zanjas de infiltración para un caudal de $0.381 \text{ m}^3/\text{h}$, con una separación de 2.5 m entre zanjas, un ancho de zanja de 0.6 m y una profundidad de 0.55 m de relleno de grava

Vi	Ai	Lz	AT	Nz	Lcz
[mm/h]	[m ²]	[m]	[m ²]	[#]	[m]
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
5	76.27	77.13	190.67	4	20
6	63.56	64.28	158.89	4	16.5
7	54.48	55.10	136.19	4	14
8	47.67	48.21	119.17	4	12.5
9	42.37	42.85	105.93	4	11
10	38.13	38.57	95.33	4	10
11	34.67	35.06	86.67	4	9
12	31.78	32.14	79.44	4	8.5
13	29.33	29.67	73.33	4	8
14	27.24	27.55	68.10	4	7
15	25.42	25.71	63.56	4	7
16	23.83	24.10	59.58	4	6.5
17	22.43	22.69	56.08	4	6
18	21.19	21.43	52.96	4	6
19	20.07	20.30	50.18	4	5.5
20	19.07	19.28	47.67	4	5

La tabla 3.16 sirve para especificar la longitud que tendrán las cuatro zanjas de infiltración dependiendo de la velocidad de infiltración medida en el campo. La longitud de las zanjas varía de 5 a 20 metros y están separadas 2.5 entre cada zanja. Un mayor detalle de la configuración de la zanja se da en los planos de la sección M, como el perfil del terreno de las zanjas, el ancho y profundidad de relleno y la profundidad a la cual realizar las pruebas de infiltración.



3.8. Operación y mantenimiento

Las tareas de limpieza y control en los pozos de revisión serán realizadas por la comunidad, por lo que, es necesario presentar de una manera comprensible el manual de operación y mantenimiento. Para ello se realizó una adaptación del manual de la referencia [36], el cual es claro y eficaz para el uso en comunidades rurales. Además, el manual desarrollado en la sección I de anexos presenta de forma didáctica de explicar al usuario las labores necesarias cuando el sistema se obstruye, o sufre o rotura de tubería.

3.8.1. Operación y mantenimiento del desarenador

Para que el desarenador logre su máximo rendimiento debería funcionar normalmente de acuerdo a las características de flujo proyectadas en el diseño. A continuación, se presentan las diferentes etapas para lograr un buen mantenimiento de este sistema y evitar perturbaciones y funcionamiento inadecuado de las estructuras.

3.8.1.1. Limpieza manual

Esta operación debe de cumplir con las siguientes fases:

1. La medición periódica de la capa acumulada de residuos en el desarenador, para establecer el tiempo entre cada limpieza del sistema. Se debe eliminar el material cuando se ha acumulado una altura de arena igual a la mitad del desarenador o la arena se distribuye por los $2/3$ de la longitud del desarenador.
2. Se debe extraer el agua del sedimentador para limpiarlo periódicamente. Para ello primero, se conduce el agua que sale del alcantarillado por otra tubería unida directamente a la tubería de salida del desarenador. Dicho procedimiento es preferible realizarlo cuando no se presenta un caudal alto en el sistema. Luego, se vacía el agua de la cámara mediante baldes.
3. Se elimina la arena acumulada en el desarenador mediante palas o cuchillas.
4. Se estima la cantidad de arena removida para el registro de las fichas de operación.
5. Se lava la cámara del sedimentador para su reutilización.
6. Se debe transportar el material eliminado a un destino apropiado. El vertido del residuo hacia la superficie puede causar algunos inconvenientes.



3.8.1.2. Medidas de seguridad

Para los casos de desarenadores externos, estos deben de tener las siguientes precauciones:

1. La cámara del desarenador debe estar siempre ventilada.
2. El área debe ser considerada como zona explosiva y como tal debe estar señalizada para evitar el uso de sustancias inflamables o producir fuego.
3. El área debe ser considerada como zona tóxica y como tal debe estar señalizada para tomar las precauciones adecuadas (usar mascarillas, guantes y evitar el contacto del agua y desechos con la piel) y proteger a los operadores.

3.8.1.3. Interrupciones en la operación

La mayoría de las perturbaciones en el funcionamiento de los desarenadores provienen de la variación de velocidades dentro de la cámara, pueden presentar las siguientes condiciones:

- A) Exceso de materia orgánica en el material removido. Causas.

1. Velocidad demasiado baja.
2. Tiempo de retención demasiado largo.

Prevención y recuperación.- Reducir el área de la sección transversal del desarenador mediante:

1. Material de adición a lo largo de las paredes de la cámara (ladrilla, bloque, etc)
2. Reducir la longitud del desarenador mediante el desplazamiento de la tubería de salida del alcantarillado.

- B) Arrastre de arena al tanque séptico. Causas.

1. Velocidad demasiado alta en el desarenador.
2. Tiempo de retención muy corto.

Prevención y recuperación:

1. Extracción de arena con mayor frecuencia.
2. Configurar otra unidad de caja de arena.
3. Aumento de la sección transversal del desarenador.



3.8.1.4. Evaluación y rendimiento

Se evaluará que el diámetro del material removido sea de 0.2 *mm* o mayor, y se medirá el volumen de residuos retirados para obtener la cantidad de materia sólida sedimentable dentro de cada tiempo de limpieza del desarenador.

3.8.1.5. Medición del caudal de aguas residuales

La medición del caudal se efectúa en el canal Parshall, de acuerdo al gráfico 3.7. Primero que todo, se debe revisar el buen funcionamiento de un aforador Parshall con las siguientes instrucciones:

1. Se deben de medir todas las partes del medidor identificando el ancho de la garganta, sin importar si el canal es prefabricado o construido en el sitio.
2. Una vez obtenidas las medidas se deben comparar con las medidas establecidas en el gráfico 3.6.
3. Si se tienen diferencias en las medidas en campo con las establecidas en el diseño, éstas no deben ser significativas especialmente para aforadores pequeños.
4. Es muy importante revisar que las escalas de medición tengan su cero coincidiendo con el nivel de la parte horizontal del fondo del canal. Esto se debe hacer con una cinta métrica directamente en el campo manteniendo la mayor precisión posible.
5. Si el vertedero trabaja ahogado, se debe realizar la corrección al caudal.

Para realizar la medición del caudal el operario debe medir la altura de agua en el punto H_a y H_b descritos en el gráfico 3.6. Con estas alturas comprueba la relación $\frac{H_b}{H_a}$ para revisar si el canal está sumergido. En el caso de un canal libre se utiliza la ecuación (3.8) para medir el caudal del alcantarillado, si el canal trabaja sumergido se corregirá el caudal mediante la ecuación (3.10).

Se debe realizar un mantenimiento periódico al canal Parshall para que opere satisfactoriamente. Normalmente en este tipo de estructuras crece algún tipo de maleza en las paredes y el lodo suele acumularse en el fondo, particularmente en la entrada del aforador, por lo que es recomendable limpiar estas partes.

3.8.2. Operación y mantenimiento del tanque séptico

3.8.2.1. Disposición del efluente sólido de las fosas sépticas

La parte sólida retenida en las fosas sépticas (lodo) deberá ser removido periódicamente cada año de acuerdo a lo establecido en el cálculo del tanque séptico. La falta



de limpieza de los tanques en el plazo establecido dará lugar a una marcada reducción de su eficiencia.

La cantidad de lodo eliminado no puede ser tirado en el suelo, y mucho menos en las vías fluviales. En este caso se recomienda que el lodo extraído sea transportado y vertido en plantas de tratamiento de aguas residuales o plantas de tratamiento de lodos del cantón de Santa Isabel.

3.8.2.2. Medidas de seguridad

Para el caso del tanque séptico se aplican las siguientes precauciones:

1. El área debe ser considerada como zona explosiva y como tal debe estar señalizada para evitar el uso de sustancias inflamables o producir fuego.
2. El área debe ser considerada como zona tóxica y como tal debe estar señalizada para tomar las precauciones adecuadas (usar mascarillas, guantes y evitar el contacto del agua y desechos con la piel) y proteger a los operadores.

UNIVERSIDAD DE CUENCA
desde 1867



Capítulo 4

Conclusiones y Recomendaciones

Con base en las deficiencias en la cobertura de servicios básicos como la evacuación de aguas residuales que presenta el Ecuador, especialmente en el área rural, en el presente trabajo de titulación se desarrolla un proyecto de dotación de un sistema de alcantarillado y de tratamiento de aguas residuales para la comunidad de Salinas del cantón de Santa Isabel. El sistema considerado es un alcantarillado de tipo no convencional ya que los sistemas convencionales requieren condiciones específicas que los hacen inviables para comunidades rurales como Salinas.

El proyecto de alcantarillado condominial es conveniente para la comunidad porque reduce estándares técnicos de construcción e implementación, sin perder o disminuir la eficacia hidráulica, las condiciones de flujo o el tratamiento de aguas residuales, como se muestra en los resultados. Esta consideración de parámetros constructivos más flexibles, minimiza los costos de construcción y optimiza la relación costo-beneficio.

Con la reducción del diámetro de los colectores, las profundidades de excavación, y el trazado de la red, se puede implementar pozos de revisión simples que permiten la colaboración de los habitantes y beneficiarios en procesos constructivos y de mantenimiento. Al lograr que los habitantes se involucren en la construcción del sistema de alcantarillado, se consiguen dos objetivos: el primero reducir costos de mano de obra, y el segundo concientizar a los voluntarios a cuidar la red condominial luego de brindar sus esfuerzos para la construcción del sistema.

A pesar de utilizar soluciones alternativas a las convencionales de saneamiento mediante el alcantarillado condominial y dar un tratamiento de aguas residuales básico, se ha logrado proyectar un servicio gestionado de manera segura, el cual según la *OMS* es el mayor nivel de servicio en cuanto a saneamiento y permite a la comunidad lograr un desarrollo sostenible.

La condición del abastecimiento de agua en la comunidad también representa un problema actual y puede reducir la eficiencia del sistema de alcantarillado, especialmente debido a que si el agua presenta turbiedad, lo que aumenta la cantidad de materia sedimentable, causando problemas a los procesos de tratamiento de las aguas residuales. El presente trabajo parte con la hipótesis de que el sistema de dotación y



distribución de agua potable es adecuado, hecho que se cumple ya que este proyecto forma parte de un proyecto integral para la dotación de servicios básicos (agua potable y saneamiento) a la comunidad de Salinas.

Con el presente diseño del sistema de alcantarillado se aporta a la resolución de los problemas de salud que afronta la comunidad de Salinas, y, aunque resulte subjetivo cuantificar muchos de los beneficios de contar con un saneamiento adecuado, el hecho de poseer agua potable y un sistema de alcantarillado sanitario con tratamiento de aguas residuales, mejora considerablemente las condiciones de vida y desarrollo para la comunidad.

Se ha verificado el funcionamiento hidráulico del sistema. En términos generales como se puede observar en los planos de perfil del alcantarillado en la sección L, todos los tramos de tuberías y estructuras hidráulicas trabaja a gravedad, por lo que no se requiere de operaciones sofisticadas o la utilización de elementos costosos (bombas) adicionales para el óptimo funcionamiento de la red.

De hecho, cualquier tramo de tubería, tanto para el caudal mínimo como para el caudal máximo, tiene una pendiente empinada según [2], lo que ayuda a la auto limpieza del sistema como se puede observar en los resultados de velocidad y fuerza tractiva de la tabla 3.8, lo que indica, que teóricamente el sistema no va a presentar problemas de obstrucción si no ingresan sustancias que no están consideradas en el proceso de diseño, como, por ejemplo: telas, fundas o sólidos inertes de gran tamaño. En el caso extremo de que, sobre todo el sistema circulará el caudal mínimo de 1.5 l/s , este podrá arrastrar los residuos con las velocidades recomendables, y evitar problemas de estancamiento y sedimentación, especialmente en los pozos de revisión.

Se ha establecido que durante todo el tramo de red diseñada no se producirán cambios de regímenes de flujo, como por ejemplo la ocurrencia de resalto hidráulico, los cambios que se presentan son principalmente de pendiente empinada a menos empinada o a más empinada, cuyos perfiles de flujo de agua no generan resaltos hidráulicos.

Las condiciones de flujo uniforme y permanente establecidas en los resultados se mantendrán en todo el sistema para cualquier caudal, ya que los resaltos hidráulicos de flujo variable no se presentan debido a que el cambio de pendiente será de empinada a menos empinada o a más empinada, cuyos perfiles de flujo de agua no generan resaltos hidráulicos. Adicionalmente, el empuje de las tuberías en los pozos de revisión evita que se genere remanso del agua hacia aguas arriba de los pozos, esto permite realizar



operaciones de control y limpieza con facilidad dentro de los pozos de revisión y mantener el buen funcionamiento del sistema.

4.1. Recomendaciones

Todos los domicilios que se encuentran dentro del área de intervención se podrán conectar a la red de alcantarillado sanitario con tubería de PVC y accesorios sanitarios como Yees o Tees, siempre logrando una pendiente mayor a 0.5 %. Cada conexión domiciliar contará con un pozo de revisión domiciliar de 40×40 cm.

Se debe efectuar las operaciones de mantenimiento y limpieza cada cierto tiempo de acuerdo a las recomendaciones del manual de operación y mantenimiento del sistema. Especialmente, se debe verificar la continuidad del flujo en los pozos de revisión, limpiar el desarenador y evacuar los lodos del tanque séptico según lo estipulado en el manual.

Luego de verificar el flujo en los pozos de revisión se deberán cerrar los pozos para evitar el ingreso de agua lluvia e incrementar el caudal produciendo remanso de agua y sedimentando agentes contaminantes.

El caudal máximo probable de 3.884 l/s escogido por el método racional se espera que circule al final del período de diseño, pero es necesario tener un control del caudal que circula por la red, lo que se puede conseguir midiendo la altura de agua en el canal Parshall de diferentes días. Este control servirá para futuros proyectos.

Si se supera el caudal máximo en la red, se producirá un remanso aguas arriba cerca de los pozos de limpieza, dificultando así la continuidad del flujo y operación del sistema. Por lo que, si la causa del incremento del caudal fuera una circunstancia de fuerza mayor de un evento ajeno a las consideraciones del presente trabajo, se deberá realizar una limpieza en los pozos de revisión y hacia aguas arriba para evitar la sedimentación de partículas en el fondo de la tubería.

Como un aporte para diseños futuros, se recomienda una vez construido el sistema de saneamiento, realizar ensayos de la cantidad de materia orgánica a la salida de la tubería del alcantarillado y a la salida del tanque séptico, para conocer la eficiencia del tratamiento de aguas residuales por el tanque séptico y mantener un control de los valores de DBO del agua residual.



En los planos del alcantarillado condominial se ha especificado el modelo constructivo del fondo de cada pozo de revisión. El cual deberá cumplirse a cabalidad ya que influencia las pérdidas de energía en las redes y pueden causar el remanso aguas arriba de los pozos de revisión.

Buscando no excluir de servicio sanitario a viviendas fuera de la red de alcantarillado, estas podrán evacuar los desechos a un tanque séptico descrito en la sección 2.2.1, y calculado con los criterios de la sección 3.7.4.



UNIVERSIDAD DE CUENCA
desde 1867



Anexo A

Caudales de diseño

A.1. Método Británico.

Tabla A.1: Descargas para aparatos sanitarios en agua fría y caliente, Método Británico

Aparato Sanitario	Descarga (l.p.m.)
Baño privado	18.93
Baño público	30.28
Lavadero	15.14
Lavamanos	7.57
Ducha	7.57
Regadera de 4"	15.14
Regadera de 6"	30.28
Válvulas de fluxómetro	57.00

Fuente: *Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias en Edificios [15]*



Tabla A.2: Caudal máximo probable para descargas simultáneas en muebles sanitarios

Gasto Total (l.p.m.)	Caudal Máximo Probable (l.p.m.)
Hasta 12	100% del máx. posible
53.0	49.2
60.6	54.9
68.1	60.6
75.7	66.2
87.1	71.9
98.4	77.6
113.6	85.2
132.5	90.8
151.4	98.4
174.1	106.0
200.6	113.6
230.9	121.1
268.8	128.7
306.6	140.1
318.0	147.6
405.0	159.0
465.6	170.3
537.5	181.7
617.0	196.8
711.7	212.0
817.6	230.9
938.8	246.1
1082.8	268.8
1245.4	291.5
1430.9	321.8
1646.6	359.6
1892.7	393.7
Más de 1892	20% del máx. posible

Fuente: *Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias en Edificios [15]*



A.2. Método del factor de Simultaneidad

Tabla A.3: Caudales para cada aparato sanitario, Método factor de Simultaneidad

Aparato Sanitario	Caudal l/s
Calentador Eléctrico	0.3
Ducha	0.2
Inodoro de Tanque	0.15
Inodoro de Fluxómetro	0.95
Lavamanos	0.2
Lavadero	0.25
Lavaplatos	0.28
Lavadora	0.25
Llave Externa	0.25

Fuente: *Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias. Vol. 1 [24]*

A.3. Método Racional

Tabla A.4: Caudales de los aparatos sanitarios, Método Racional

Aparato sanitario	Caudal (l/s)	Presión (Kg/cm ²)	Presión (m.c.a.)
Lavado	0.1	0.35	3.5
Sanitario con tanque	0.1	0.35	3.5
Ducha	0.20	1.00	10.00
Lavadero	0.20	0.35	3.5
Lavadora	0.20	-	-
Lavaplatos	0.20	-	-
Llave Exterior	0.25	-	-
Fregadero	0.20	0.35	3.5
Bidet	0.10	0.35	3.5
Bañera	0.30	1.00	10.00
Fluxómetros	1.00	1.00	10.00

Fuente: *Normativa española*



A.4. Método de Hunter

Tabla A.5: Unidades de diferentes aparatos sanitarios, Método de Hunter

Aparato Sanitario	Tipo de uso	Tipo de Suministro	Unidades de descarga		Total
			Agua Caliente	Agua Fría	
Sanitario	Público	Fluxómetro	-	10	10
Sanitario		Tanque	-	5	5
Orinal Pedestal		Fluxómetro 1"	-	10	10
Orinal Pared		Fluxómetro 3/4"	-	5	5
Lavamanos			1.50	1.5	2
Tina			3.00	3	4
Regadera ducha		Mezclador	3.00	3	4
Lavaplatos		Mezclador	3.00	3	4
Sanitario	Privado	Fluxómetro	-	6	6
Sanitario		Tanque	-	3	3
Lavamanos		Mezclador	0.75	0.75	1
Tina		Mezclador	1.50	1.50	2
Regadera ducha		Mezclador	1.50	1.50	2
Grupo de baño		Sanitario Flux	2.25	6.75	8
Grupo de baño		Sanitario Tanque	2.25	4.50	6
Lavaplatos		Mezclador	1.50	1.50	2
Lavadora		-	2.25	2.25	3

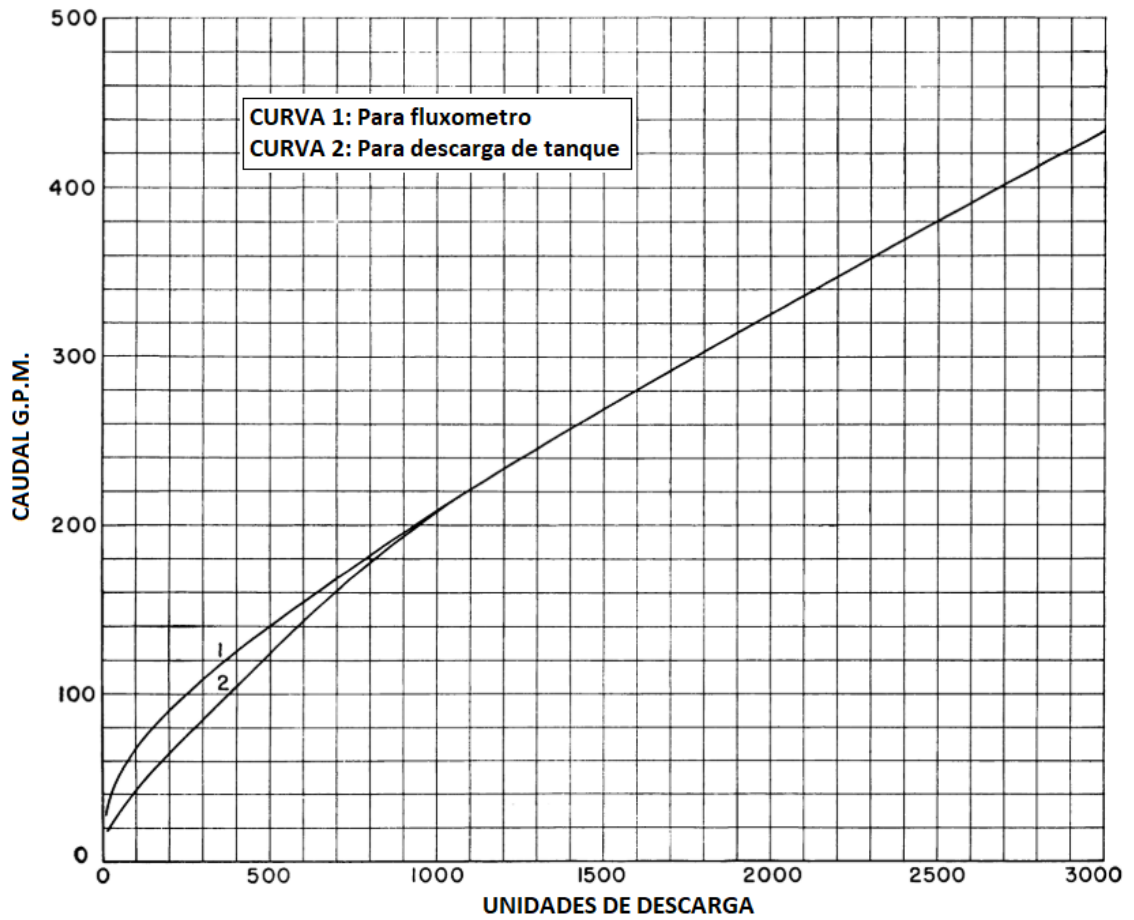


Gráfico A.1: Curvas estimadas de caudal máximo probable para propósitos de diseño

Fuente: adaptado de “Methods of Estimating Loads in Plumbing Systems” [18]

$$1g.p.m = 0.06309l/s$$



A.5. Método de Hunter Modificado

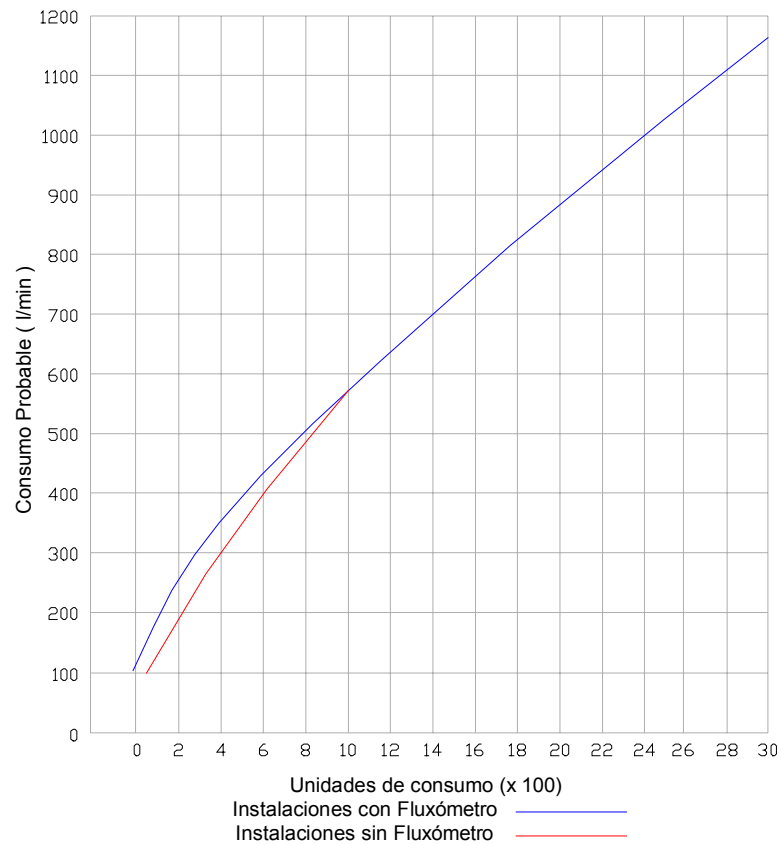


Gráfico A.2: Curva de caudal máximo probable, Hunter Modificado

Fuente: “Aplicación de los métodos para el cálculo de caudales máximos probables instantáneos, en edificaciones de diferente tipo” [20]

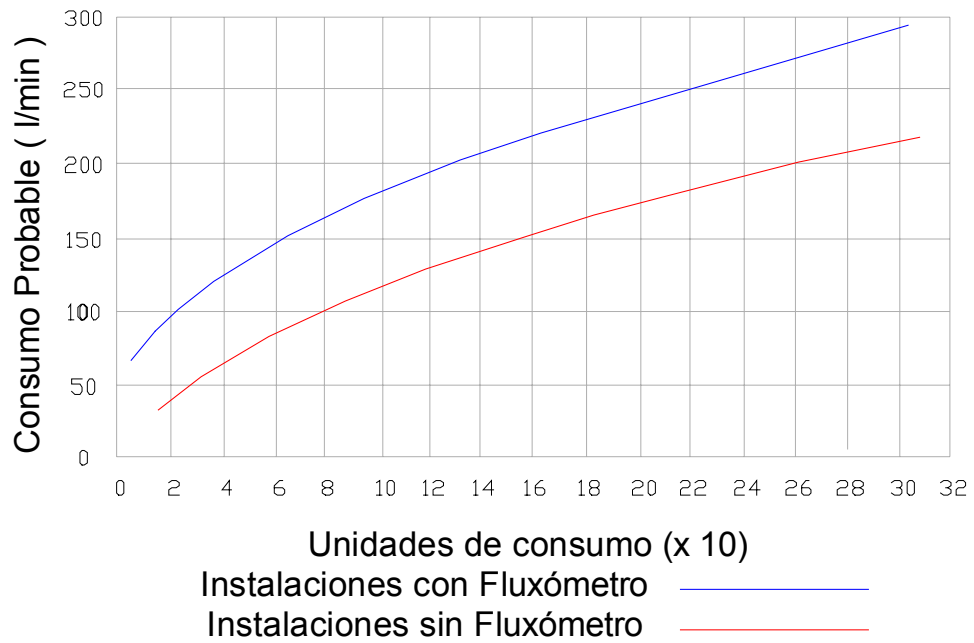


Gráfico A.3: Detalle curva de caudal máximo probable, Hunter Modificado

Fuente: “Aplicación de los métodos para el cálculo de caudales máximos probables instantáneos, en edificaciones de diferente tipo” [20]



A.6. Método de Hunter para Colombia

Tabla A.6: Unidades de descarga según la norma INCOTEC 1500 del código de Colombia

Aparato sanitario	Ocupación	Tipo de control de suministro	Unidad de descarga
Inodoro	Público	Fluxómetro	10
Inodoro	Público	Tanque de Limpieza	5
Orinal	Público	Fluxómetro $\phi = 2.5 \text{ cm}$	10
Orinal	Público	Fluxómetro $\phi = 2 \text{ cm}$	5
		Tanque de Limpieza	3
Orinal	Público	Llave	2
lavamanos	Público	Llave	4
Ducha	Público	Válvula mezcladora	4
Fregadero de servicio	Hotel restaurante	Llave	3
Fregadero de cocina	Privado	Llave	4
Inodoro	Privado	Fluxómetro	6
Inodoro	Privado	Tanque de Limpieza	3
Lavamanos	Privado	Llave	1
Bidet	Privado	Llave	1
Tina	Privado	Llave	2
Ducha	Privado	Válvula mezcladora	2
Cuarto de baño	Privado	Un fluxómetro por cuarto	8
Cuarto de baño	Privado	Un tanque de limpieza por cuarto	6
Ducha separada	Privado	Válvula mezcladora	2
Fregadero de cocina	Privado	Llave	2
Lavadero	Privado	Llave	3
Lavadora	Privado	Llave	3
Combinación de accesorios	Privado	Llave	3

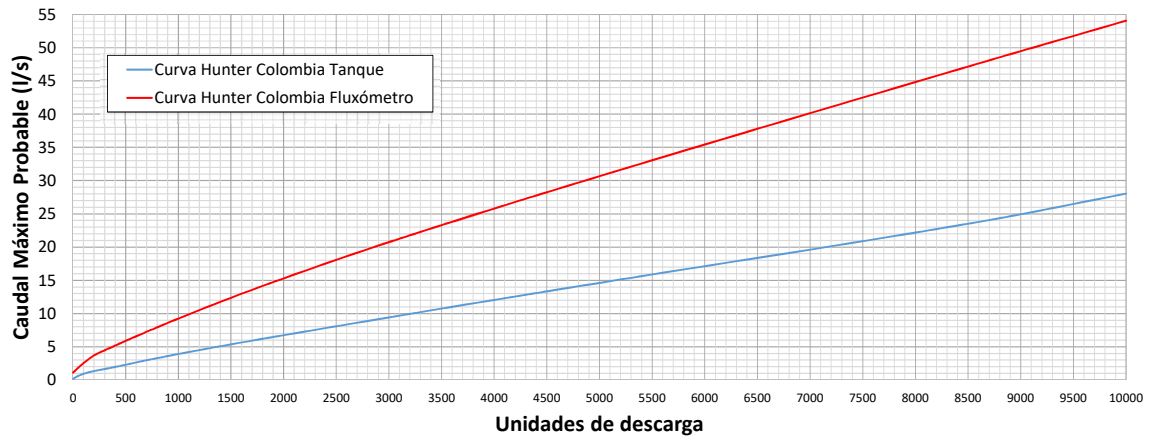


Gráfico A.4: Curva de caudal máximo probable, Método de Hunter para Colombia

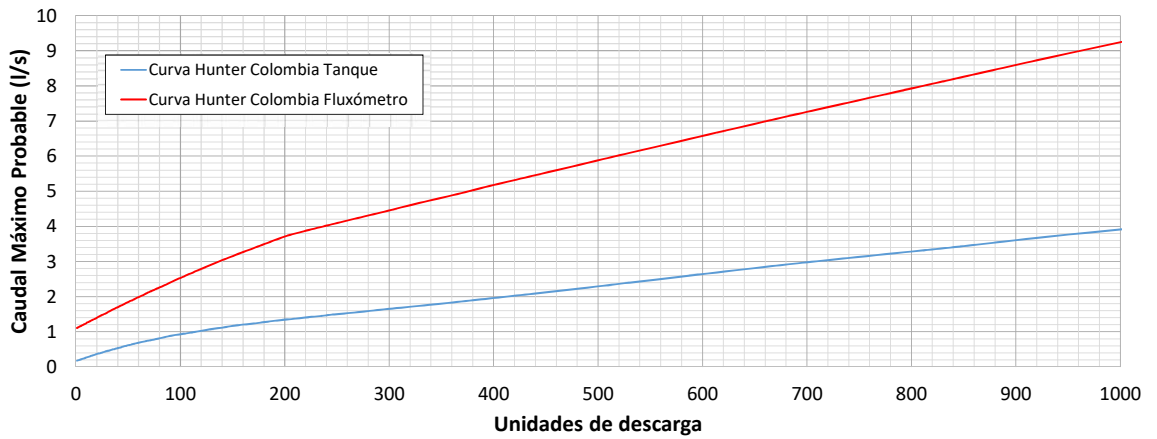


Gráfico A.5: Detalle de la curva de caudal máximo probable, Método de Hunter para Colombia

Para facilitar el empleo del método de Hunter para Colombia se a elaborado la tabla A.7, adaptada de [29].



Tabla A.7: Caudal máximo probable Vs unidades de consumo, Método de Hunter para Colombia

Caudal máximo probable Método de Hunter para Colombia					
Unidades de descarga	Caudal (l/s)		Unidades de descarga	Caudal (l/s)	
	Tanque	Fluxómetro		Tanque	Fluxómetro
1	0.18	1.11	205	1.36	3.76
2	0.19	1.13	214	1.39	3.83
3	0.2	1.14	223	1.42	3.9
4	0.21	1.16	234	1.45	3.98
5	0.22	1.17	245	1.49	4.06
6	0.23	1.19	270	1.56	4.24
7	0.24	1.2	295	1.64	4.42
8	0.25	1.22	329	1.74	4.67
9	0.26	1.23	365	1.85	4.92
10	0.27	1.25	396	1.95	5.15
11	0.28	1.27	430	2.06	5.39
12	0.29	1.28	460	2.16	5.6
13	0.3	1.3	490	2.26	5.81
14	0.31	1.31	521	2.37	6.03
15	0.32	1.33	559	2.5	6.29
16	0.33	1.34	596	2.63	6.55
18	0.35	1.37	631	2.75	6.79
20	0.37	1.4	666	2.87	7.03
21	0.38	1.42	700	2.98	7.26
23	0.39	1.45	739	3.1	7.52
25	0.41	1.48	775	3.21	7.76
26	0.42	1.49	811	3.32	8
28	0.44	1.52	850	3.44	8.26
30	0.46	1.55	931	3.71	8.8
31	0.46	1.57	1009	3.94	9.3
33	0.48	1.6	1091	4.18	9.83
35	0.5	1.63	1173	4.43	10.35
37	0.51	1.66	1254	4.66	10.86
39	0.53	1.69	1335	4.9	11.36
42	0.55	1.73	1418	5.13	11.87
44	0.57	1.76	1500	5.36	12.37
46	0.59	1.79	1583	5.6	12.87
48	0.6	1.82	1668	5.83	13.37
50	0.62	1.85	1755	6.07	13.89
52	0.63	1.88	1845	6.32	14.41
54	0.65	1.9	1926	6.54	14.88
57	0.67	1.95	2018	6.79	15.4
60	0.69	1.99	2110	7.04	15.93
63	0.71	2.03	2204	7.29	16.45
66	0.73	2.07	2298	7.54	16.97
69	0.75	2.12	2388	7.79	17.47
73	0.77	2.17	2480	8.03	17.97
76	0.79	2.21	2575	8.29	18.49
82	0.83	2.29	2670	8.54	19
88	0.87	2.37	2765	8.79	19.5
95	0.91	2.47	2862	9.05	20.02
102	0.94	2.56	2960	9.31	20.53
108	0.97	2.64	3060	9.58	21.05
116	1.01	2.74	3150	9.81	21.52
124	1.05	2.84	3620	11.06	23.91
132	1.09	2.94	4070	12.23	26.15
140	1.12	3.04	4480	13.29	28.16
148	1.16	3.13	5380	15.58	32.49
158	1.2	3.25	6280	17.83	36.76
168	1.23	3.36	7280	20.33	41.47
176	1.26	3.45	8300	22.98	46.24
186	1.3	3.56	9000	24.94	49.49
195	1.33	3.66	10000	28.06	54.07

Anexo B

Pérdidas de carga por cambio de dirección

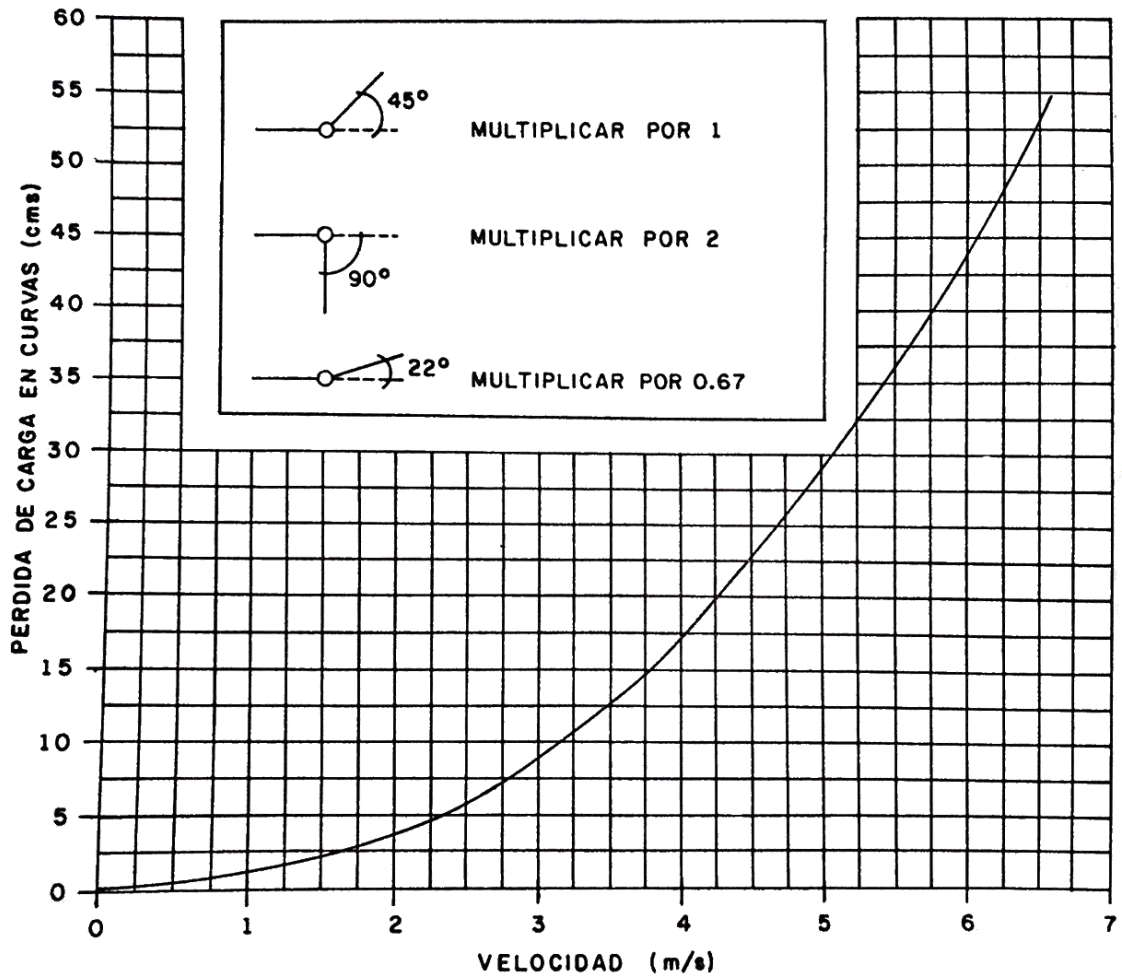


Gráfico B.1: Pérdidas de energía por cambios de dirección en las cámaras de inspección
V1 o V2 tómesese la mayor

Fuente: *Cloacas y drenajes. Teoría y diseño [1]*



Universidad de Cuenca



UNIVERSIDAD DE CUENCA
desde 1867



Anexo C

Encuesta poblacional y sanitaria

Tabla C.1: Encuesta poblacional y sanitaria de la comunidad Salinas

ENCUESTA POBLACIONAL Y SANITARIA

SECTOR: COMUNIDAD DE SALINAS DEL CANTÓN SANTA ISABEL

FECHA: 5 de noviembre del 2018

Id. Casa	Habitantes			Sanitario		Lavamanos	Ducha	Lavadero Cocina	Fregadero	Otros	
	Total	Hombres	Mujeres	Tanque	Fluxometro					Descripción	#
1	4	2	2	1	0	1	1	0	1		
2	3	2	1	0	0	0	0	0	0		
3	1	0	1	1	0	1	1	1	1		
4	4	2	2	1	0	0	0	0	1		
5	7	3	4	1	0	0	1	0	1		
6	0	0	0	1	0	1	0	1	1		
7	3	2	1	1	0	1	0	0	1		
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
9	7	4	3	1	0	0	1	0	1		
10	2	1	1	1	0	1	1	0	1		
11	6	5	1	1	0	1	1	1	1		
12	1	0	1	0	0	0	0	0	1		
13	4	2	2	1	0	1	1	1	1		
14	SEDE DE CANCHA			0	0	0	0	0	0		
15	5	2	3	1	0	1	1	1	1		
16	2	1	1	0	0	0	0	0	1		
17	7	3	4	1	0	0	1	0	1		
18	4	3	1	1	0	1	1	1	1		
19	1	0	1	1	0	1	0	1	1		
20	1	1	0	0	0	0	0	0	0		
21	0	0	0	1	0	1	1	1	1		
22	6	4	2	1	0	1	1	1	1		
23	2	1	1	1	0	1	1	1	1		
24	4	2	2	1	0	1	1	1	1		
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
26	1	0	1	1	0	1	1	1	1		
27	4	1	3	0	0	0	0	0	0		
28	1	0	1	0	0	0	0	0	0		
29	4	1	3	1	0	1	1	1	1		
30	2	0	2	1	0	1	1	1	1		
31	1	1	0	1	0	1	1	1	1		
32	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
33	3	1	2	0	0	0	0	0	1		
34	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
35	2	1	1	1	0	1	1	1	1		
36	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
37	3	2	1	1	0	1	1	1	0		
38	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
39	2	1	1	0	0	0	0	0	0		
40	2	0	2	0	0	0	0	0	0		
41	3	1	2	0	0	0	0	0	0		
42	3	1	2	1	0	1	1	1	1		
43	3	1	2	0	0	0	0	0	0		
44	6	2	4	1	0	0	0	1	1		
45	3	1	2	0	0	0	0	0	0		
46	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
47	2	1	1	1	0	1	1	1	1		
48	2	1	1	1	0	1	1	1	1		
49											
50											
51											



Anexo D

Secretaría del Agua

SECRETARIA DEL AGUA – SUBSECRETARIA DE LA DEMARCACIÓN HIDROGRÁFICA DEL JUBONES – CENTRO DE ATENCIÓN AL CIUDADANO – SANTA ISABEL – VISTOS: Santa Isabel, a 30 de junio de 2015. Mediante memorando N° SENAGUA – SRDHJ 16-2015-0128-M, Avoco conocimiento del presente trámite administrativo en mi calidad de Responsable Técnico del Centro de Atención al ciudadano-Santa Isabel, en virtud al Acuerdo Ministerial No 2014-09-10, de fecha 17 de abril de 2014, en donde se expide la reforma y nueva codificación al Estatuto Orgánico al Estatuto Orgánico de Gestión Organizacional por proceso de la Secretaría del Agua. Por el estado procesal en el que se encuentra el trámite administrativo signado con el número 2041-A, se procede al análisis previo a la resolución de renovación, compareciendo al señor Hermogenes de Jesús Benalcázar Chávez, en calidad de Presidente Encargado del Directorio de Aguas del Canal de Riego Granadillas. Indica que sus representados son propietarios de los predios en la Comunidad Salinas, ubicado en la jurisdicción de la parroquia San Salvador de Cañaribamba, cantón Santa Isabel, provincia del Azuay. Con los antecedentes señalados, se solicita la renovación de la autorización del derecho de uso de las aguas de las Quebradas Cubilan, Granadillas, Cedro, Santa Martha y Quinta Rodeo. **UBICACIÓN DE LA FUENTE/CAPTACIÓN DIVISION POLITICA:** Demarcación: Jubones. Provincia: Azuay (01). Cantón: Santa Isabel (08). Parroquia: San Salvador de Cañaribamba (54). Sector: Comunidad de Salinas. Centro de Atención al Ciudadano – Santa Isabel. **DIVISION HIDROGRAFICA VERTIENTE: P. Pacífico. SISTEMA: P17 Jubones. CUENCA: P 64 Rio Jubones. SUBCUENCA: P 03 Jubones Medio. MICROCUENCA: P 05 Rio Minas. FUENTES:** Quebradas Cubilan, Granadillas, Cedro, Santa Martha y Quinta Rodeo. **PERITO:** Ing. Rodrigo Vargas González. **FECHA DE PERITAJE:** 07/11/2014. **D.H.: SEGÚN PFAFSTETTER (U. H. RIO JUBONES PTE. ALTA 13945). SITUACION ACTUAL. - 1.-**El señor Hermogenes de Jesús Benalcázar Chávez, en calidad de Presidente Encargado del Directorio de Aguas de Canal de Riego Granadillas, demuestra que sus representados son propietarios de predios en la Comunidad Salinas, los cuales se han dedicado a la agricultura y ganadería. **2.-** Con el objeto de cubrir los requerimientos hídricos antes indicados han venido aprovechando las aguas provenientes de las Quebradas Cubilan, Granadillas, Cedro, Santa Martha y Quina Rodeo, que captadas y conducidas por el canal Granadillas vienen utilizando sus aguas. **3.-** Para cubrir en forma deficitaria con los requerimientos hídricos de los



Tabla D.1: Tabla N° 1. Secretaría del Agua

FUENTE	LATIT m Norte	LATIT m Este	COTA NACIONAL msnm	Q. AFORO l/s	Q. Per 100 % l/s	Q. autorizado como mínimo l/s	Q. ECOLO 100 % l/s
Quebrada Cubilan	9645992	681586	2903	8.00	4.00	2.00	0.400
Quebrada Granadillas	9645949	681145	2893	14.84	7.42	1.68	0.742
Quebrada Cedro	9645048	681026	2678	4.34	2.17	1.25	0.217
Quebrada Santa Marta	9644644	680696	2661	3.20	1.60	1.50	0.160

predios indicados, vienen aprovechando las aguas de las Quebradas Cubilan, Granadillas, Cedro, Santa Martha y Quinta Rodeo, cuyos datos técnicos se dan en el siguiente cuadro N° 1.

Cedro, Santa María y Quita Rodeo, conducidas por el canal denominado GRANADILLAS en un caudal estimado como mínimo de 7.93 l/s para uso humano, abrevadero e irrigación de 100 hectáreas de terreno cuyo dominio lo detentan concesionarios. La presente concesión se efectúa por 10 años renovables, de lo que se concluye que existen un total déficit hídrico.

3.- De lo anterior se concluye que no existe inconvenientes de orden técnico, para que se renueve la concesión el derecho de aprovechamiento de las aguas que se conducen por el canal Granadillas, en el caudal de uso doméstico, abrevadero y riego. Por las consideraciones expuestas, el suscrito responsable técnico del centro de atención al ciudadano Santa Isabel. Resuelve:

1.- Que se renueve la autorización del derecho de uso y aprovechamiento de las aguas de las quebradas Cubilan, Granadillas, Cedro, Santa Martha y quita Rodeo, a favor del señor Hermógenes de Jesús Benalcázar Chávez, en calidad de Presidente Encargado del Directorio de Aguas del canal de riego Granadillas, en el caudal mínimo de 7.93 l/s, captados en el sitio denominado Cubilan perteneciente a la parroquia San Salvador de Cañaribamba, cantón Santa Isabel, provincia del Azuay, cuyos datos técnicos se dan en el cuadro N°1, desglosado de la siguiente manera: El caudal de 0.7560 l/s para uso doméstico de 73 familias, 661 habitantes como población futura; el caudal de 0,1562 l/s para abrevadero de 300 cabezas de ganado; y el caudal de 7,0088 l/s para el riego de 9,22 hectáreas.

2.-En cumplimiento a lo dispuesto en el literal d) del Art. 90 de la LORHUyA, a los señores, usuarios deberán reforestar por lo menos el 20 % del área de influencia que rodea la fuente con especies nativas de la zona, esto con el fin de preservar el recurso



en cantidad y calidad, quienes además quedan encargado de velar y preservar el ecosistema del lugar, denunciando en forma inmediata al ministerio del Ambiente en caso de que cualquier persona pretenda talar árboles o producir quema de la vegetación; por lo tanto queda prohibido realizar cualquier tipo de actividad que deteriore la cuenca hidrográfica, quedando obligados a contribuir al buen manejo del agua autorizada.

3.- La presente autorización administrativa de uso de agua, destinada para riego y abrevadero de animales se la otorga para el plazo de 10 años renovables de conformidad con lo que establece el Art. 87, literal b) de la Ley Orgánica de Recursos Hídricos Usos y Aprovechamientos del agua.

4.- Se deja a salvo el derecho de la Secretaría Nacional de agua, a establecer la tarifa correspondiente al USO del recurso hídrico, una vez que se cuente con la normativa secundaria que permita la Aplicación de la Ley Orgánica de Recursos Hídricos Usos y Aprovechamientos del agua.

5.- En cumplimiento a los dispuesto en el Art. 156 numeral 3 del Estatuto de Régimen Jurídico Administrativo de la Función ejecutiva, se hace conocer que los recursos que proceden en contra de la presente resolución son: en vía administrativa, el de apelación y reposición, mismos que podrán interponerse en el término de 15 días; y en sede judicial ante el tribunal de lo contencioso administrativo, de la jurisdicción pertinente, de conformidad con lo dispuesto, sin perjuicio de que los interesados puedan ejercitar cualquier otro que estimen oportuno.

6.- en todo aquello que no se hubiere establecido expresamente en la presente Resolución, se sujetará tanto a lo dispuesto en la constitución de la república del Ecuador, la Ley Orgánica de recursos hídricos, Usos y Aprovechamiento del agua; así como las demás normativas vigentes que corresponda.

7.- Una vez transcurrido dicho término esta resolución inscribese en los libros correspondientes y copias envíese a los organismos superiores de la Secretaría del Agua.
- Este centro de Atención al ciudadano Santa Isabel designa como Secretario Ad-Hoc al Ab. Wilson Guerrero G, quién deberá notificar con el contenido de la presente resolución.

Dr. Patricio Aguirre.
Responsable Técnico-C.A.C-S.I



Anexo E

Resultados físicos-químicos del agua

LABORATORIO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CANTON SANTA ISABEL

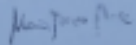
RESULTADOS DE FÍSICO-QUÍMICO DEL AGUA

Oficio N°	014-EMAPA-SIL-MT-2017					
Muestra procedencia:	Salinas					
Tipo de fuente:	Captación-Entrada y Salida del Sistema-Domiciliaria					
Fecha de toma:	10/07/2017					
Fecha de análisis:	10/07/2017					
Análisis solicitado por:	Ing. Jareth Moscoso					

PARAMETRO	UNIDADES	CAPTACIÓN	ENTRADA SISTEMA	SALIDA SISTEMA	DOMICILIARIA	LIMITE MÁXIMO PERMISIBLE
COLOR	UC	20	20	32	24	15
TURBEDAD	NTU	3	2	3	4	5
PH	mg/l	> 8.7	7.2	7.0	7.7	6.5-8.5
DUREZA TOTAL	mg/l CaCO3	18	12	10	10	300
DUREZA CALCICA	mg/l CaCO3	12	8	8	8	30
DUREZA MAGNESICA	mg/l CaCO3	6	4	2	2	12
ALCALINIDAD TOTAL	mg/l CaCO3	10	8	10	10	250
HIDROXIDOS	mg/l CaCO3	0	0	0	0	0
CARBONATOS	mg/l CaCO3	0	0	0	0	5
BICARBONATOS	mg/l CaCO3	10	8	10	10	2
CLORUROS	mg/l ClNa	11.5	11	13.5	13	250
SULFATOS	mg/l SO4	1	0	0	0	250
NITRATOS	mg/l NO3	7.4	7.7	6.6	6.6	10
NITRITOS	mg/l NO2	0.032	0.030	0.043	0.042	0.0
HIERRO	mg/l Fe	0.07	0.06	0.11	0.10	0.3
CLORO RESIDUAL	mg/l Cl2	ausencia	ausencia	0.04	0.03	0.3-1.5

CONCLUSIONES:

- El agua cruda que se encuentra en la naturaleza es aquella que no ha recibido ningún tratamiento para modificar sus características físicas, químicas.
- En cuanto los análisis físicos en el color atribuye a la falta de mantenimiento periódico a l sistema de tratamiento, a los tanques de tratamiento y redes de distribución.
- La turbiedad es un factor de peso en la desinfección ya que una excesiva turbidez reduciría la efectividad de absorción del cloro y protegería a las bacterias y virus de su efecto oxidante por tal manera la OMS recomienda una turbiedad menor a 5 UNT , siendo lo ideal menos de 1 UNT.
- Monitoreos diarios de la planta para establecer el índice de calidad del agua y brindar soluciones oportunas en caso de las fallencias.
- La aplicación de cloro en el agua requiere mucho cuidado ya que una dosis insuficiente no produce desinfección total.


Loda Ma. Ángel Torres Arce.
RESPONSABLE DE LABORATORIO



Anexo F

Resultados

F.1. Gráficos y modelos de los resultados



Gráfico F.1: Lugar de descarga del alcantarillado condominial para el tratamiento. Borde Rojo

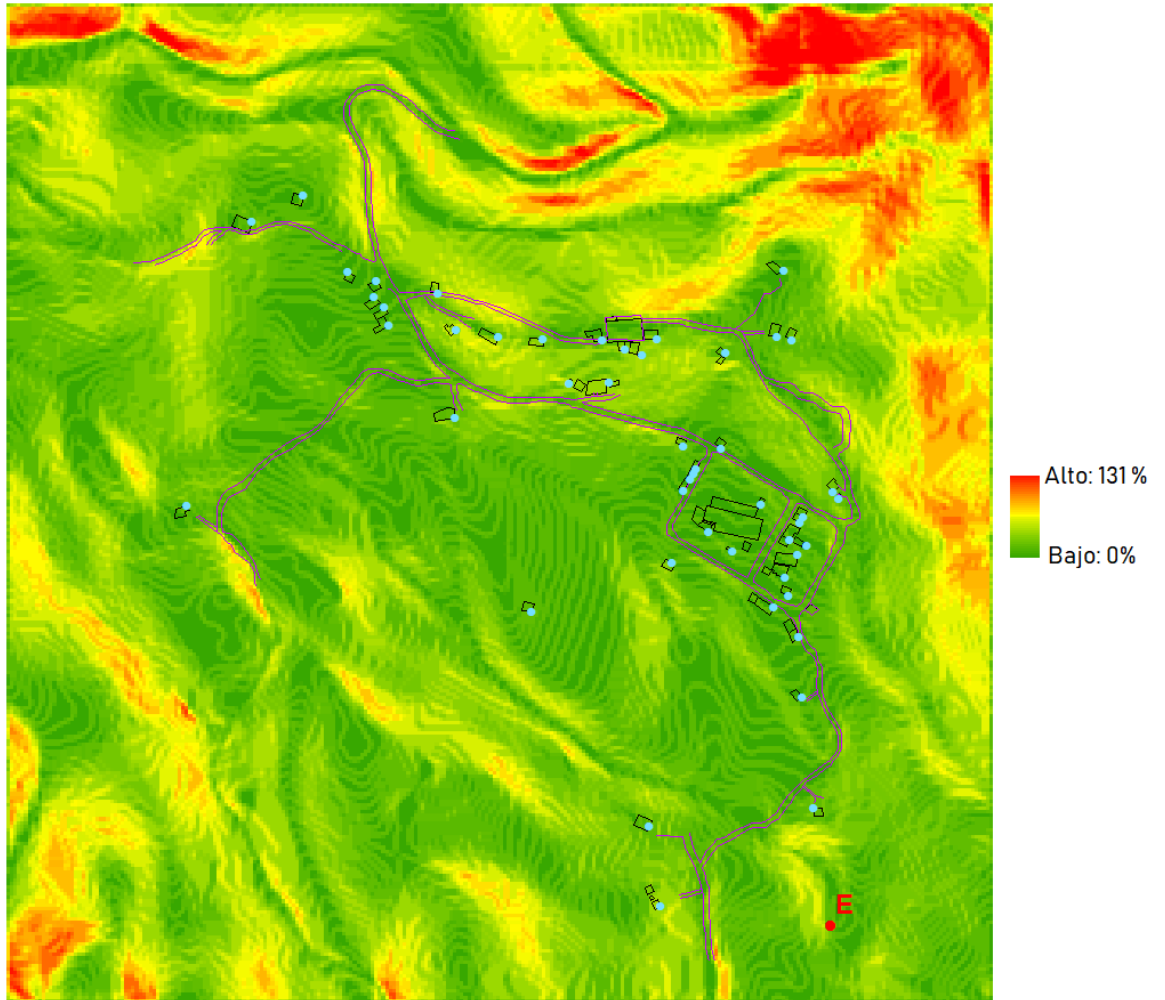
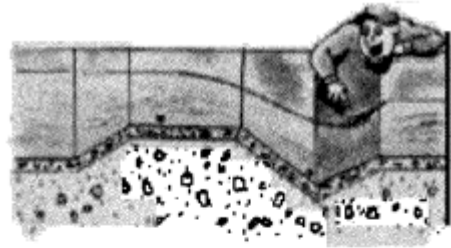
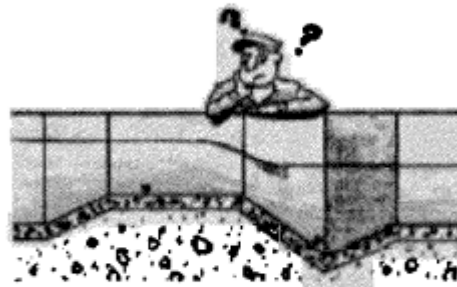


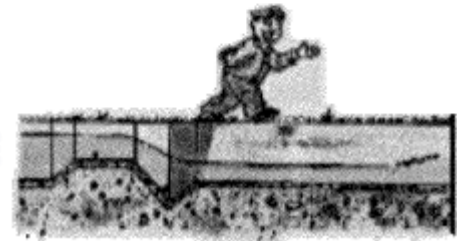
Gráfico F.2: Raster digital de pendientes de la comunidad de Salinas
Rango de pendientes en porcentaje



Salto hidráulico normal



Salto hidráulico ahogado



Salto hidráulico barrico

Gráfico F.3: Tipos de resaltos hidráulicos en el canal Parshall

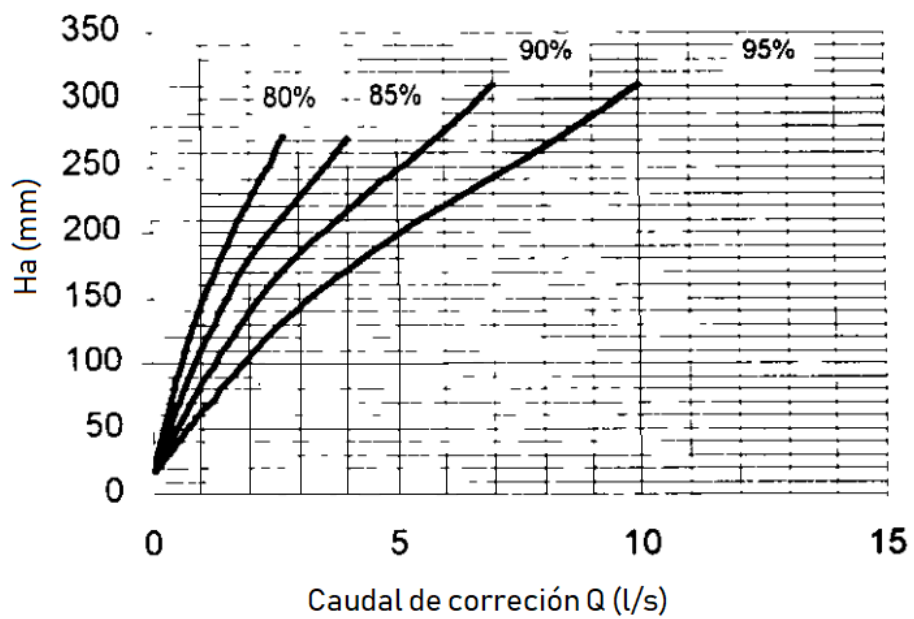


Gráfico F.4: Corrección de caudal para sumergencia de 80 a 95 %. Relación $\frac{H_b}{H_a}$ de 0.8 a 0.95

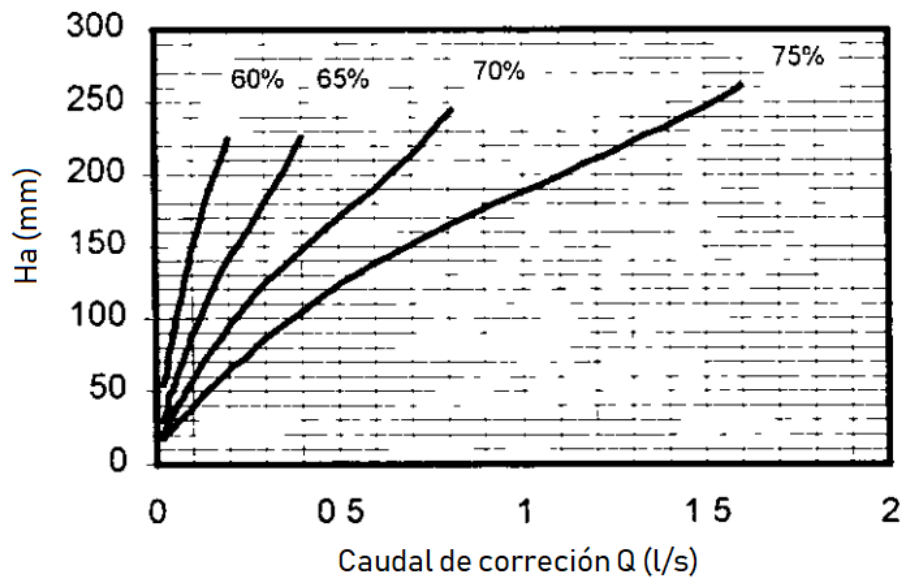


Gráfico F.5: Corrección de caudal para sumergencia de 60 a 75 %. Relación $\frac{H_b}{H_a}$ de 0.6 a 0.75

UNIVERSIDAD DE CUENCA
desde 1867



Tabla F.1: Ancho de zanja para cada tramo de la red condominial

Tramo [De - A]	Longitud Tubería [m]	Excavación Máxima [m]	Excavación Mínima [m]	Ancho de la zanja [m]
1 - 2	10.790	1.255	1.112	0.60
2 - 3	81.882	1.394	0.663	0.80
3 - 5	61.463	1.403	0.691	0.80
4 - 5	10.194	1.186	1.106	0.60
5 - 6	40.609	1.657	0.848	0.80
6 - 7	53.116	2.553	0.666	0.90
7 - 8	47.982	1.763	0.661	0.80
8 - 9	90.851	2.103	0.671	0.90
9 - 10	18.995	0.902	0.765	0.60
10 - 19	20.505	1.110	0.812	0.60
11 - 12	44.612	1.685	0.662	0.80
12 - 13	75.695	1.723	0.664	0.80
13 - 14	60.073	2.496	0.686	0.90
14 - 15	20.276	0.959	0.661	0.60
15 - 16	22.465	1.686	0.795	0.80
16 - 17	15.972	1.014	0.685	0.60
17 - 18	33.905	1.109	0.658	0.60
18 - 19	15.437	1.186	1.108	0.60
19 - 20	23.606	1.362	0.667	0.80
20 - 21	54.503	1.064	0.656	0.60
21 - 25	83.723	1.510	0.658	0.80
22 - 23	50.476	1.737	0.778	0.80
23 - 24	31.045	0.964	0.697	0.60
24 - 25	23.457	1.856	0.988	0.90
25 - 26	66.017	1.772	1.052	0.80
26 - 27	47.310	1.174	0.662	0.60
27 - 28	68.529	1.575	0.781	0.80
28 - 32	37.864	1.522	0.664	0.80
29 - 30	20.921	1.367	0.797	0.80
30 - 31	27.395	0.882	0.661	0.60
31 - 32	23.392	1.516	0.677	0.80
32 - 33	24.311	0.843	0.657	0.40
33 - 34	40.360	1.884	0.677	0.90
34 - E	2.362	0.720	0.337	0.40

F.2. Descripción de la tabla del cálculo de caudales

A continuación, se describe la obtención de cada columna de la tabla 3.8 para el cálculo de caudales en el sistema de alcantarillado no condominial.



1. Viviendas conectadas a la red.

Columna [1]: Numeración del colector.

En esta columna se indica el número de pozo inicial y final del tramo. El número de cada pozo de revisión se muestra en el plano de la red de alcantarillado en la sección J.

Columna [2]: Identificación de las viviendas.

Corresponde a las viviendas de Salinas que se suponen se conectarán al tramo descrito, estas viviendas se identifican con números de acuerdo al gráfico 2.18.

Columna [3]: Número de viviendas por tramo.

Columna [4]: Número de viviendas acumuladas del tramo.

2. Población abastecida.

Columna [5]: Número de habitantes por tramo.

Columna [6]: Número de habitantes acumulados del tramo.

3. Aparatos sanitarios.

Columna [7]: Número de aparatos sanitarios por tramo.

En cada vivienda identificada existen diferentes aparatos sanitarios, los cuales se describen en la tabla C.1 de la encuesta sanitaria. Se supone, que las viviendas tendrán al menos un inodoro, lavamanos y ducha después del proyecto sanitario de alcantarillado. Como ejemplo, para el tramo 10 - 19, se observa en el plano de alcantarillado anexo K, se conectan dos (2) viviendas al tramo (viviendas 19 y 20), con un total de siete (7) aparatos sanitarios correspondientes a 2 inodoros, 2 lavamanos, 2 duchas y 1 lavador de cocina.

Columna [8]: Número de aparatos sanitarios acumulados del tramo.

4. Situación futura de diseño.

Columna [9]: Número de viviendas futuras por tramo.

De acuerdo a la ecuación (2.11) con una tasa de crecimiento del 1 % para un período de diseño de 20 años.



Columna [10]: Número de viviendas futuras acumuladas del tramo.

Columna [11]: Número de habitantes futuros por tramo.

De acuerdo a la ecuación (2.11) con una tasa de crecimiento del 1 % para un período de diseño de 20 años.

Columna [12]: Número de habitantes futuros acumulados del tramo.

Columna [13]: Número de aparatos sanitarios futuros por tramo.

Considerando que cada casa nueva contará con un inodoro, ducha, lavamanos y lavadero de cocina (4 aparatos sanitarios).

Columna [14]: Número de aparatos sanitarios futuros acumulados del tramo.

5. Caudal máximo probable (Método Racional).

Columna [15]: Caudal máximo posible (l/s).

Obtenido del método racional. Para el tramo 21 - 25, ver plano adjunto en anexo K, el caudal máximo posible se obtiene en la ecuación (F.1), en base a la tabla A.4. Para este tramo se estiman 33 inodoros, 33 lavamanos, 33 duchas y 20 lavados de cocina conectados a la red, igual a 119 aparatos sanitarios futuros.

$$QMP_{os} = 0.1 \times 33 + 0.1 \times 33 + 0.2 \times 33 + 0.2 \times 20 = 17.2 l/s \quad (F.1)$$

Columna [16]: Factor de simultaneidad k_1 .

Según la ecuación (2.20), k_1 para el tramo 21 - 25 se calcula en la ecuación (F.2).

$$k_{1_{21-25}} = \frac{1}{\sqrt{[14]/[10] - 1}} = \frac{1}{\sqrt{119/33 - 1}} = 0.619 \quad (F.2)$$

Columna [17]: Factor de simultaneidad k_2 .

Según la ecuación (2.21), k_2 para el tramo 21 - 25 se calcula en la ecuación (F.3). Ya que el valor de k_2 calculado es menor a 0.2, se toma este valor de 0.2 para los cálculos.

$$k_{2_{21-25}} = \frac{[10] + 19}{10 \times ([10] + 1)} = \frac{33 + 19}{10 \times (33 + 1)} = 0.153 \quad (F.3)$$



Columna [18]: Caudal máximo probable en (l/s).

Según la ecuación (2.22), para el tramo 21 - 25 se calcula en la ecuación (F.4).

$$Q = [16] \times [17] \times [15] = 0.619 \times 0.2 \times 17.2 = 2.13 \text{ l/s} \quad (\text{F.4})$$

En el tramo 21 - 25 se agrega el caudal de 2 inodoros y 1 lavamanos (0.3 l/s) de la escuela pública; de igual manera en el tramo 22 - 23 se agrega el caudal de 3 inodoros y 1 lavamanos (0.4 l/s) de la escuela pública.

6. Caudal de infiltración.

Columna [19]: Longitud del tramo (m).

Distancia 3d (real) de la tubería. Según el plano de perfil de la red de alcantarillado condominial en la sección de anexo L.

Columna [20]: Longitud acumulada del tramo (m).

Distancia 3d acumulada de la tubería.

Columna [21]: Caudal de infiltración (l/s).

Considerando tubería de PVC, unidas con cemento solvente a un nivel freático bajo (considerado bajo debido al terreno montañoso). Para el tramo 21 - 25 se obtiene según en la ecuación (F.5).

$$Q_{inf} = \frac{0.1 \times [20]}{1000} = \frac{0.1 \times 886.652}{1000} = 0.0887 \text{ l/s} \quad (\text{F.5})$$

7. Caudal de aguas ilícitas.

Columna [22]: Caudal máximo horario (l/s).

Según la ecuación (2.14) con un factor de mayoración máximo horario KMH de 3, según la norma ecuatoriana CO 10.7 602. El caudal medio se obtiene de la ecuación (2.12) considerando una pérdida del 20 % de fugas y una dotación futura de $100 \text{ l/hab} \cdot \text{dia}$ para un nivel de servicio **II b**. Para el tramo 21 - 25 se calcula en la ecuación (F.6).

$$Q_{MH} = 3 \cdot \frac{0.8 \cdot 100 \cdot [12]}{86400} = 3 \cdot \frac{0.8 \cdot 100 \cdot 105}{86400} = 0.292 \text{ l/s} \quad (\text{F.6})$$



Columna [23]: Caudal de aguas ilícitas (l/s).

Correspondiente al 5 % del caudal máximo horario, ya que en el sistema condominial no debe entrar agua lluvia. $5\% \cdot [23]$.

8. Caudal de diseño (l/s).

Columna [24]: Caudal calculado (l/s).

Obtenido en base a la ecuación (F.7) correspondiente a la suma del caudal máximo probable, caudal de infiltración y caudal de aguas ilícitas.

$$Q_d = Q_{MP} + Q_{infiltracin} + Q_{ilicitas} = [18] + [21] + [24] \quad (F.7)$$

Columna [25]: Caudal adoptado (l/s).

Si el caudal calculado en el tramo no iguala al mínimo recomendado, se opta por el valor mínimo de $1.5 l/s$.

F.3. Descripción de la tabla del cálculo hidráulico de los colectores

Columna [1]: Numeración del tramo de tubería.

De acuerdo al plano de la red de alcantarillado condominial en la sección de anexo K.

Columna [2]: Pendiente del colector (J).

Obtenida del plano de red y perfil de alcantarillado condominial en anexos K y L, respectivamente.

Columna [3]: Caudal de diseño (l/s).

Columna 25 de la tabla 3.8.

Columna [4]: Diámetro interno de la tubería (m).

Este diámetro debe de satisfacer la condición de borde libre mínimo, velocidades mínimas y máximas y fuerza tractiva mínima.

Columna [5]: Radio hidráulico de la sección (m).

Se obtiene aplicando las ecuaciones (2.3) y (2.5), en base a la pendiente del colector [2], caudal de diseño [3] y el diámetro establecido [4]. Se resuelve mediante procesos



iterativos.

Columna [6]: Ancho superficial (m).

Obtenida del radio hidráulico y la geometría para secciones circulares.

Columna [7]: Altura de la lámina de agua (m).

Columna [8]: Velocidad real en la sección de flujo (m/s).

La velocidad mínima recomendada es de $0.45 m/s$, y la máxima es de $4.5 m/s$.

Columna [9]: Relación entre lámina de agua y diámetro interno de la tubería expresado en porcentaje.

Columna [10]: Velocidad de flujo a una capacidad del 75 % de la longitud del diámetro (m/s).

Para permitir la aireación del sistema de alcantarillado.

Columna [11]: Caudal a una capacidad del 75 % de la longitud del diámetro (l/s). Es la capacidad máxima de la tubería, para su correcto funcionamiento y durabilidad.

Columna [12]: Altura de velocidad (m).

Ecuación (F.8) con un valor de gravedad igual a $9.81 m/s^2$.

$$\frac{V^2}{2 \cdot g} = \frac{[8]^2}{2 \cdot g} \quad (F.8)$$

Columna [13]: Fuerza tractiva (N/m^2).

De acuerdo a la ecuación (2.10), con un valor de γ igual a $9807 N/m^3$. La fuerza tractiva mínima recomendable es de $1 N/m^2$.

$$\tau_0 = 9807 \cdot [5] \cdot [2] \quad (F.9)$$

Columna [14]: Energía específica (m).

Corresponde a la suma de altura de velocidad y lámina de agua, como se muestra en la ecuación (F.10).

$$E = Y + \frac{V^2}{2 \cdot g} = [7] + [12] \quad (F.10)$$

Columna [15]: Número de Froude.

NF <1 Régimen de flujo subcrítico.

NF >1 Régimen de flujo supercrítico.



Con un valor de gravedad de 9.81 m/s^2 . El área mojada (A) se obtiene del radio hidráulico según la ecuación (2.4).

$$NF = \frac{V}{\sqrt{g \cdot A/T}} = \frac{[8]}{\sqrt{g \cdot A/[6]}} \quad (\text{F.11})$$

Columna [16]: Pérdida de energía por transición (m).

Se calcula la pérdida de acuerdo a la ecuación (2.25). Donde $K = 0.1$ para aumento de la velocidad y $K = 0.2$ para disminución de la velocidad.

Para efectos de interpretación en la tabla, la pérdida de energía se produce en el pozo final del tramo y hacia aguas arriba del pozo. Por ejemplo, al pozo 25 llega el tramo 21-25 y 24-25. En el tramo 21-25 se anota la pérdida en la unión del colector 21-25 con el 25-26 de:

$$[16]_{21-25} = k \cdot |[12]_{25-26} - [12]_{21-25}| = 0.1 \cdot |0.123 - 0.064| = 0.006 \quad (\text{F.12})$$

De igual manera, en el otro tramo de llegada 24-25 se anota la pérdida en la unión del colector 24-25 con el 25-26 de:

$$[16]_{24-25} = k \cdot |[12]_{25-26} - [12]_{24-25}| = 0.1 \cdot |0.123 - 0.098| = 0.0025 \quad (\text{F.13})$$

Columna [17]: Relación del radio de curvatura y el diámetro de la tubería de salida.

Calculado para determinar la pérdida de energía en el pozo por cambio de dirección en base a la ecuación (2.27). El diámetro del pozo recomendado depende de la profundidad del mismo según la tabla 2.6. El ángulo entre los colectores se obtiene del plano de la red de alcantarillado condominial en la sección de anexo K.

La relación Rc/Ds para la unión del colector 21-25 con 25-26 se muestra en la ecuación (F.14). Se toma un valor de 0.6 m del diámetro del pozo aunque la profundidad (1.218 m) es mayor a 1.2 m .

$$\frac{Rc}{Ds} = \frac{0.6}{2 \times \tan\left(\frac{39.957^\circ}{2}\right) \times 0.110} = 7.5 \quad (\text{F.14})$$

La relación Rc/Ds para la unión del colector 24-25 con 25-26 se muestra en la ecuación (F.15).

$$\frac{Rc}{Ds} = \frac{0.6}{2 \times \tan\left(\frac{66.053^\circ}{2}\right) \times 0.110} = 4.2 \quad (\text{F.15})$$

Columna [18]: Pérdida de energía por cambio de dirección (m).

Calculada según la expresión (2.26). La relación Rc/Ds determina el coeficiente de pérdida K según la tabla 2.10. Para relaciones Rc/Ds menores a 6 se calcula la pérdida según el gráfico B.1.



La pérdida de energía en el pozo 25 hacia aguas arriba al pozo 21 por el cambio de dirección de 21-25 a 25-26 se obtiene en la ecuación (F.16).

$$[18]_{21-25} = 0.4 \times \frac{[12]_{25-26} + [12]_{21-25}}{2} = 0.4 \times \frac{0.123 + 0.064}{2} = 0.037 \text{ m} \quad (\text{F.16})$$

La pérdida de energía en el pozo 25 hacia aguas arriba al pozo 24 por el cambio de dirección de 24-25 a 25-26 se obtiene mediante el gráfico B.1 ya que la relación R_c/D_s (valor de 4.2) es menor a 6. Como se explica a continuación:

Se obtiene la máxima velocidad entre el colector 24-25 (1.384 m/s) y 25-26 (1.551 m/s) igual a 1.551 m/s . A este valor de velocidad le corresponde un valor de pérdida de energía según el gráfico B.1 estimado en 0.025 m . El ángulo entre estos colectores es de 66.053° por lo que se multiplica la pérdida de energía por 1.67, dando una pérdida final de 0.042 m por el cambio de dirección.

En algunos tramos el ángulo de cambio de dirección es cercano a 0 y las pérdidas son bajas, en estos casos se han sustituido los pozos de revisión tradicionales por tuberías de 0.110 m de diámetro, siempre que se logre el empate del colector entrante y saliente sin una caída en el pozo y que la línea de energía entrante sea superior o igual a la de salida.

Columna [19]: Total de pérdidas en el pozo final del tramo.

$$[19] = [18] + [16] \quad (\text{F.17})$$

Columna [20]: Cota del terreno en el pozo inicial (*m.s.n.m.*).

Obtenida de la topografía al eje del pozo, según el plano de la red de alcantarillado condominial.

Columna [21]: Cota del terreno en el pozo final (*m.s.n.m.*).

Obtenida de igual manera que en la columna [20].

Columna [22]: Cota inferior interna de la tubería en el eje del pozo inicial (*m.s.n.m.*).

Para los tramos iniciales se obtiene restando la cota del terreno inicial menos la profundidad del pozo inicial. La profundidad del pozo inicial depende que a lo largo del tramo de tubería se mantenga un recubrimiento mínimo de 0.55 m en terrenos verdes y de 1 m sobre las vías. Para los demás tramos, se ha igualado la cota inferior de la tubería inicial con la cota inferior de la tubería final del tramo anterior. Dependiendo del empate por la línea de energía, se puede descender esta cota inferior inicial.



Columna [23]: Cota inferior interna de la tubería en el eje del pozo final (*m.s.n.m.*).

Para los tramos iniciales se debe de cumplir la misma condición del recubrimiento mínimo de la columna [22] y que la profundidad de la cota inferior final permita una pendiente necesaria para el arrastre de sólidos. Para los demás tramos, se obtiene la cota inferior final restando la cota inferior inicial de la longitud en 2d por la pendiente necesaria para lograr el recubrimiento mínimo según el tipo de terreno.

Columna [24]: Cota superior interna de la tubería en el eje del pozo inicial (*m.s.n.m.*).

Se obtiene sumando la cota inferior de la tubería más el diámetro de la tubería en el pozo de inicio.

$$[24] = [22] + [4] \quad (F.18)$$

Columna [25]: Cota superior interna de la tubería en el eje del pozo final (*m.s.n.m.*).

Se obtiene sumando la cota inferior de la tubería más el diámetro de la tubería en el pozo de fin.

$$[25] = [23] + [4] \quad (F.19)$$

Columna [26]: Cota de la lámina de agua de la tubería en el eje del pozo inicial.

$$[26] = [22] + [7] \quad (F.20)$$

$$[26]_{21-25} = [22]_{21-25} + [7]_{21-25} = 2309.618 \text{ m}$$

$$[26]_{24-25} = [22]_{24-25} + [7]_{24-25} = 2308.767 \text{ m}$$

$$[26]_{25-26} = [22]_{25-26} + [7]_{25-26} = 2305.806 \text{ m}$$

Columna [27]: Cota de la lámina de agua de la tubería en el eje del pozo final.

$$[27] = [23] + [7] \quad (F.21)$$

$$[27]_{21-25} = [23]_{21-25} + [7]_{21-25} = 2305.912 \text{ m}$$

$$[27]_{24-25} = [23]_{24-25} + [7]_{24-25} = 2305.879 \text{ m}$$

Columna [28]: Cota de energía de la tubería en el eje del pozo inicial.

Cota de energía inicial = cota inferior interna de la tubería + energía específica.

$$[28] = [22] + [14] \quad (F.22)$$

$$[28]_{25-26} = [22]_{25-26} + [14]_{25-26} = 2305.775 \text{ m} + 0.154 \text{ m} = 2305.929 \text{ m}$$

Columna [29]: Cota de energía de la tubería en el eje del pozo final.



Cota de energía final = cota inferior interna de la tubería + energía específica - pérdidas de energía en el pozo.

$$[29] = [23] + [14] - [19] \quad (F.23)$$

Con las cotas de energía inicial y final se debe verificar el empate de los colectores, para la seguridad de la red y para evitar que se produzcan efectos no deseados en el sistema de alcantarillado.

Al pozo 25 concurren dos tramos: el 21-25 y 24-25. Ambos tramos deben llegar al pozo con una cota de energía final igual o mayor a la cota de energía inicial del tramo 25-26.

$$\begin{aligned} [29]_{21-25} &= [23]_{21-25} + [14]_{21-25} - [19]_{21-25} = 2305.88 + 0.096 - 0.043 = \\ & \quad 2305.932 \text{ m} \\ [29]_{24-25} &= [23]_{24-25} + [14]_{24-25} - [19]_{24-25} = 2305.860 + 0.117 - 0.044 = \\ & \quad 2305.932 \text{ m} \end{aligned}$$

Empate de los colectores 21-25 con 25-26 y 24-25 con 25-26.

$$\begin{aligned} [29]_{21-25} - [28]_{25-26} &= 2305.932 \text{ m} - 2305.929 = 0.003 \text{ Cumple} \\ [29]_{24-25} - [28]_{25-26} &= 2305.932 \text{ m} - 2305.929 = 0.003 \text{ Cumple} \end{aligned}$$

F.4. Sistema de ecuaciones para determinar la altura de agua sobre la tubería de salida del desarenador

$$\begin{aligned} h &= \frac{V^2}{2g} + \left(\frac{1}{0.87^2} - 1 \right) \cdot \frac{V^2}{2g} + f \cdot \frac{0.5}{0.07} \cdot \frac{V^2}{2g} \\ Q &= A \cdot V \quad 0.003884 = \frac{\pi \cdot 0.075^2}{4} \cdot V \\ f &= \frac{1.325}{\left[\ln \left(\frac{2.5 \cdot 10^{-6}}{3.7 \cdot 0.075} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} \\ Re &= \frac{V \cdot 0.075}{1.308 \cdot 10^{-6}} \end{aligned} \quad (F.24)$$

Resultados:

$$h = 0.0575 \text{ m} \quad V = 0.88 \text{ m/s} \quad f = 0.0208 \quad Re = 50410$$

El gráfico F.6 muestra la altura de agua h y la velocidad de salida del sistema de ecuaciones de la expresión (F.24).

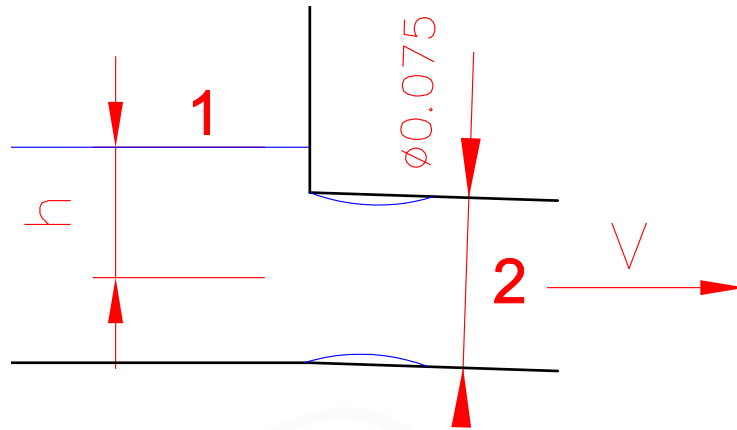


Gráfico F.6: Valor de altura de agua y velocidad en la tubería de salida del desarenador

F.5. Sistema de ecuaciones para determinar la altura de agua del desarenador

$$0.05 + h = 0.111 + \Delta H$$

$$0.05 + h = 0.111 + (1 - 0.5) \cdot \left(\frac{\left(\frac{0.003884}{0.111 \cdot 0.214} \right)^2 - \left(\frac{0.003884}{h \cdot 0.25} \right)^2}{2g} \right) \quad (\text{F.25})$$

Resultados:

$$h = 0.06 \text{ m} \quad h = 0.011 \text{ m}$$

El gráfico F.7 muestra la altura de agua h y pérdida de energía debido a la transición de acuerdo a la expresión (F.25).

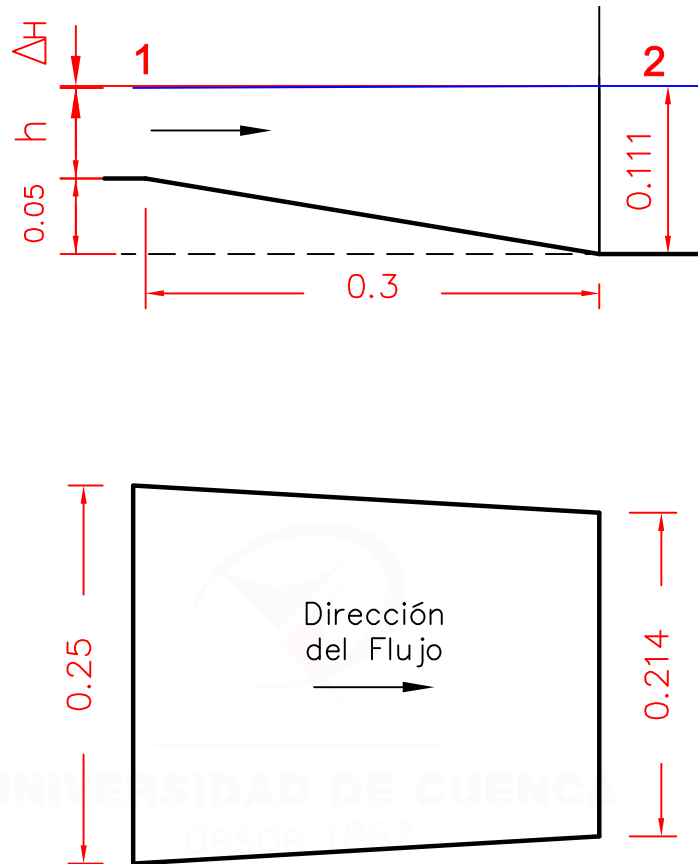


Gráfico F.7: Alturas de agua en la transición

La pérdida de energía se ubica al lado derecho de la ecuación ya que da un valor negativo para una transición recta de expansión.



Anexo G

Especificaciones técnicas

Las Especificaciones Técnicas constituyen un complemento de los planos del proyecto para posibilitar su ejecución de acuerdo a lo previsto en los diseños y asegurar que su operación sea apropiada durante el período de servicio considerado.

Se han desarrollado las especificaciones para la ejecución de los rubros que forman parte del proyecto de construcción de alcantarillado condominial para la comunidad de Salinas del cantón de Santa Isabel, Azuay - Ecuador. Estas especificaciones han sido elaboradas de acuerdo a cada uno de los rubros que conforman el presupuesto de obras civiles y a los planos elaborados en los diseños definitivos del proyecto.

Las especificaciones técnicas constituyen la forma de describir la calidad supuesta de los procedimientos y materiales de construcción, y es importante que los trabajos se ciñan a estas especificaciones en todas las obras. Las presentes especificaciones técnicas recogen los criterios de los Códigos de Buena Práctica en la Construcción, de las Normas INEN, ASTM y Normas Internacionales reconocidas. El Contratista podrá ofertar fabricantes, marcas y modelos distintos siempre y cuando sus especificaciones sean iguales o superiores a las establecidas en estos documentos.

G.1. Definición de términos y abreviaturas

Contratista: Persona o personas, naturales o jurídicas (firma, empresa o compañía) pública o privada que mediante un contrato se compromete con el contratante a la ejecución de las obras definidas en el Proyecto. El término incluye y también se refiere a los representantes técnicos, o residentes de obra del Contratista. Los actos de sus representantes legales o técnicos, dependientes, ejecutores, subcontratistas son responsabilidad del Contratista.

Costo Directo: Es la suma de los costos por mano de obra, materiales, maquinaria, herramientas o instalaciones efectuadas exclusivamente para realizar un determinado rubro o concepto de trabajo.

Costo Indirecto: Son los gastos generales técnico-administrativo necesarios para la ejecución de una obra, no incluidos en los costos directos, que realiza el Contratista.



ta y que se distribuyen en proporción a los costos directos de los rubros de trabajo y atendiendo a las modalidades de la obra.

Especificaciones: Conjunto de normas, disposiciones, requisitos condiciones e instrucciones, métodos constructivos, formas de control de calidad, mediciones, formas de pago, etc. que se establecen y describen para los diferentes rubros de trabajo, para la contratación y ejecución de una obra, a las cuales debe sujetarse estrictamente el Contratista.

Fiscalizador - Fiscalización: Quien por delegación del contratante tiene a su cargo el control y vigilancia de los distintos aspectos de trabajo, y exigir al Contratista que se cumplan las estipulaciones del contrato, labores que se efectuarán en obra, de conformidad con las profesionales y normas técnicas de construcción, a través de disposiciones, instrucciones, órdenes de trabajo, o informes oportunos y precisos. La Fiscalización también dictaminará en asuntos técnicos y administrativos que pudieran surgir en la ejecución del contrato. En general el fiscalizador dará estricto cumplimiento a lo dispuesto en el Reglamento de Determinación de etapas de los procesos de Ejecución de Obras y Prestación de Servicios dictado por la Contraloría General del Estado.

Fuerza Mayor: Circunstancias imprevistas, provenientes de situaciones extrañas a la voluntad de las partes de las cuales no es posible resistir.

Orden de Cambio: Documento escrito mediante el cual la Fiscalización, da las instrucciones al Contratista para que efectúe un cambio en el trabajo originalmente contratado. Estas instrucciones pueden referirse a la ejecución de la obra y/o modificaciones a los planos y especificaciones, mediante aumentos, disminuciones sustituciones de materiales, acabados, volúmenes o rubros de trabajo, detallando las correlativas variaciones del tiempo contractual.

Obra: Lo definido en el contrato de ejecución de obra como “objeto del contrato” que se describe en la parte de estas especificaciones bajo el título de: Descripción del Proyecto, cuya ejecución obliga o compromete el Contratista, y que debe ser realizado de acuerdo con los diseños y especificaciones técnicas del proyecto.

Planos: Dibujos o reproducciones de los dibujos u otros medios de expresión gráfica del proyecto en donde se consignan la localización, las formas, dimensiones, detalles constructivos y en general todas las características necesarias para la ejecución



de la obra.

Proveedor: Persona natural o jurídica que vende, proporciona o entrega materiales o que alquila equipos al Contratista.

Proyecto: Proyecto es el conjunto de documentos que describen y definen la obra, de acuerdo a los cuales deberá ejecutarse la misma. El proyecto es el conjunto de planos, especificaciones técnicas, presupuesto, normas y recomendaciones.

Rubro o concepto de Trabajo: Conjunto de actividades y servicios, operaciones y materiales que, de acuerdo con las especificaciones respectivas, integran cada una de las partes en que se divide convencionalmente una obra para fines de medición y pago.

G.2. Obras civiles y replanteo

G.2.1. Desbroce y limpieza

a) Definición

Este rubro consistirá en el corte, cargado y desalojo de todos los matorrales, árboles, troncos, hojarasca, basura, y cualquier otra vegetación, así como la eliminación total o parcial de obstáculos tales como edificaciones y estructuras menores de tipo provisional, franjas y dispositivos para el control de tránsito, cercas y alcantarillas y otros sistemas de drenaje, exceptuando aquellos obstáculos –estructuras y mamposterías– que deberán ser demolidos de acuerdo con los rubros del contrato. Las zonas deberán ser debidamente delimitadas; la marcación debe hacerse de acuerdo con los planos de diseño para garantizar que la intervención al área sea la estrictamente necesaria.

b) Especificaciones

Cuando así ordene el Fiscalizador, el Contratista deberá recuperar y guardar para su posterior restitución, cualquier material encontrado en el sitio, conforme se describe más adelante. Los materiales a ser recuperados que se dañen por negligencia o descuido del Contratista serán reparados o repuestos a su costo y a satisfacción del Fiscalizador.

La malla de alambre de las cercas que se encuentren dentro de las áreas de trabajo deberán ser recuperadas en rollos; los postes deberán extraerse sin dañarlos; y todo el



material aprovechable deberá ser almacenado en los sitios indicados por el Fiscalizador, hasta su nueva instalación.

En general todas las zanjas, fosas y hoyos resultantes de los trabajos descritos se limpiarán, emparejarán o rellenarán de acuerdo a las instrucciones del Fiscalizador.

El desbroce, desbosque y limpieza se efectuarán por medios eficaces, manuales y mecánicos dentro de los límites de construcción.

En las zonas de excavaciones deberán removerse y desecharse todos los troncos, raíces, vegetación en general y material calificado por el Fiscalizador como inadecuado; los arbustos y maleza se eliminarán por completo. Los árboles deberán ser removidos por completo –troncos y raíces- en los lugares donde esté prevista la construcción de colectores, estructuras u obras de cualquier tipo.

Todos estos trabajos deberán realizarse en forma tal que no afecten la vegetación, construcciones, edificaciones, servicios públicos y otros que se encuentren en tanto en el área de trabajo como en las áreas laterales colindantes.

No podrá iniciarse el movimiento de tierras en ningún sector del proyecto mientras las operaciones de demolición de obstáculos, desbosque y limpieza de las áreas señaladas en dicho sector no hayan sido totalmente concluidas, en forma satisfactoria para la Fiscalización.

Todo el material indicado en los planos o por el Fiscalizador como recuperable, será protegido del maltrato, debiendo limpiarse, transportarse y almacenarse o reinstalarse por el Contratista en los lugares señalados por el Fiscalizador. Cualquier material aprovechable será de propiedad del contratante y el Contratista no podrá utilizarlos sin la aprobación de la Fiscalización.

Los materiales deberán ser transportados por el Contratista a sitios de depósito señalados en los planos o aprobados por el Fiscalizador. Estos sitios de depósito estarán ubicados en lugares donde no constituyan peligro para la estabilidad de la obra ni alteren el paisaje. No se permitirá que se quemen los materiales removidos, conforme lo señalan las especificaciones ambientales.

En el caso de tala de árboles, el rubro comprende también el destronque, el desbroce, el corte en secciones de 3 m de longitud y su transporte hasta las bodegas o hacia



los sitios señalados por la Fiscalización.

Las operaciones de desbroce se realizarán en tal forma que eviten daños a las estructuras existentes, o sobre las obras en construcción y, en general, que preste las debidas seguridades para el personal ya sea de la Fiscalización o del contratista. Los trabajos de desbroce únicamente se realizarán en los lugares donde indique la Fiscalización.

c) Medición y forma de pago

Los trabajos de desbroce y limpieza, que incluyen además la remoción, transporte y almacenamiento de materiales, se medirán por metro cuadrado de superficie despejada, que corresponde a los límites exteriores de cada edificación o estructura; o al ancho de la zanja por la longitud afectada según sea el caso, debidamente autorizada y aprobada por la Fiscalización. El pago incluye la mano de obra, el equipo, las herramientas, los materiales y operaciones conexas necesarias para la correcta ejecución del trabajo conforme a lo especificado.

G.2.2. Replanteo y nivelación

a) Definición

Este rubro consiste en la ubicación de las obras en campo, utilizando las alineaciones y cotas indicadas en los planos y respetando estas especificaciones de construcción.

Este trabajo debe realizarse con la precisión suficiente que permita la perfecta ubicación en el terreno de cada uno de los tubos, accesorios, anclajes y demás estructuras.

b) Especificaciones

Previo a iniciar los trabajos de replanteo, el Constructor realizará un recorrido al sitio de implantación de cada una de las obras y sugerirá los cambios que crea conveniente. En el sitio de trabajo se colocarán hitos de hormigón o estacas perfectamente identificados y referenciadas, que servirán como puntos de control horizontal y vertical de la obra. Si se encontraren discrepancias con los planos del Proyecto, el Contratista y el Fiscalizador deberán realizar las modificaciones necesarias.

El Constructor proveerá todo el personal calificado, instrumentos, herramientas, y materiales requeridos para la fijación de hitos y el replanteo de las obras. El Fiscal-



zador verificará estos trabajos y exigirá la repetición y corrección de cualquier obra impropriamente ubicada.

Antes de iniciar la construcción, el Contratista presentará a la Fiscalización el plano constructivo en el que constarán todos los cambios realizados al proyecto, así como el listado definitivo de tuberías, accesorios y anclajes a construirse.

El Fiscalizador suministrará al Contratista los planos y referencias básicas para la localización de las obras con sus coordenadas y elevaciones, las mismas que se señalan en los planos. La entrega de las referencias básicas se hará mediante un Acta firmada por el Fiscalizador y el Contratista, quien las analizará y verificará. La conservación de las referencias básicas correrá por cuenta del Contratista.

El replanteo y nivelación de las líneas y puntos secundarios, será hecho por el Contratista. Todas las líneas y niveles estarán sujetos a comprobación por parte del Fiscalizador, sin perjuicio de lo cual será responsabilidad del Contratista la exactitud de tales líneas y niveles.

Las observaciones y los cálculos efectuados por el Contratista se registrarán en libretas adecuadas. El Fiscalizador reglamentará la forma de llevar las libretas y de hacer los cálculos y el dibujo. El Contratista deberá mantener informado al Fiscalizador con suficiente anticipación, acerca de las fechas y lugares en que se proyecte realizar cualquier trabajo que requiera de coordenadas y elevaciones a ser suministradas, de tal manera que dicha información le pueda ser entregada oportunamente.

El Contratista contará con el personal técnico idóneo y necesario para la localización, replanteo y referenciación de las obras, según lo establecido en este numeral.

El Contratista hará la localización de los ejes de las tuberías de acuerdo con los planos para construcción y datos adicionales que le suministre el Fiscalizador.

Los detalles de instalaciones existentes incorporados en los planos relativos a localización, dimensiones y características de las estructuras y ductos subterráneos construidos a lo largo o a través del eje de la tubería, no pretenden ser exactos, sino informativos para el Contratista; razón por la cual a éste corresponde realizar los sondeos y verificaciones necesarios.

Para efectos de control, el Contratista deberá colocar un juego de referencias, con-



formado como mínimo, por un par de mojones de concreto o estacas cada 100 metros a lo largo del eje de la tubería o junto a las edificaciones a ejecutarse.

Los trabajos de replanteo serán realizados por personal técnico capacitado y experimentado utilizando aparatos de precisión, tales como estaciones totales, teodolitos y niveles.

c) Medición y forma de pago

El Replanteo y Nivelación de ejes para alcantarillado se medirá en metros lineales y corresponde a las actividades de colocar los niveles, alineaciones y pendientes, incluyendo los puntos de control. Incluye también una franja de 6 m a cada lado del eje a fin de ubicar posibles interferencias.

G.2.3. Excavaciones

a) Definición

Se entenderá por excavación a mano o mecánica los cortes de terreno para conformar plataformas, taludes o zanjas para alojar tuberías, cimentar estructuras u otros propósitos y, la conservación de dichas excavaciones por el tiempo que se requiera para construir las obras o instalar las tuberías.

b) Especificaciones

Las Excavaciones incluyen las operaciones que deberá efectuar el Constructor para aflojar el material manualmente o con equipo mecánico previamente a su excavación cuando se requiera (excavación en conglomerado y/o roca). Comprende también el control de las aguas sean éstas, servidas, potables, provenientes de lluvias o de cualquier otra fuente que no sea proveniente del subsuelo (aguas freáticas), para que las obras se ejecuten de manera que se obtenga (cuando sea factible) un drenaje natural a través de la propia excavación; para lo cual el Contratista acondicionará cuando sean requeridas cunetas, ya sea dentro de las excavaciones o fuera de ellas para evacuar e impedir el ingreso de agua procedente de la escorrentía superficial. Estas obras son consideradas como inherentes a la excavación y están consideradas dentro de los precios unitarios propuestos. Después de haber servido para los propósitos indicados, las obras de drenaje serán retiradas con la aprobación de la Fiscalización.

Los tramos de canal comprendido entre dos pozos consecutivos seguirán una línea



recta y tendrán una sola gradiente.

El fondo de la zanja será lo suficientemente ancho para permitir libremente el trabajo de los obreros colocadores de tubería o constructores de colectores y para la ejecución de un buen relleno, se deberá cumplir con el ancho especificado en planos o en la memoria técnica.

Clasificación de Suelos para Excavaciones.

Con base de los resultados de los estudios geológicos y geotécnicos, se ha definido la existencia de suelos de tipo: normal (sin clasificar), conglomerado, roca y suelos de alta consolidación, en algunos casos con niveles freáticos altos que originarán presencia de agua en las excavaciones. A continuación, se particularizan especificaciones para cada caso.

Excavación en Suelo Sin Clasificar.

Se entenderá por terreno normal aquel conformado por materiales finos combinados o no con arenas, gravas y con piedra de hasta 20 *cm* de diámetro en un porcentaje de volumen inferior al 20 %.

Es el conjunto de actividades necesarias para remover cualquier suelo clasificado por el SUCS como suelo fino tipo CH, CL, MH, ML, OH, OL, o una combinación de los mismos o suelos granulares de tipo GW, GP, GC, GM, SW, SP, SC, SM, o que lleven doble nomenclatura, que son aflojados por los métodos ordinarios tales como pico, pala o máquinas excavadoras, incluyen boleos cuya remoción no signifiquen actividades complementarias.

Excavación en Conglomerado.

Se entenderá por conglomerado el terreno con un contenido superior al 60 % de piedra de tamaño hasta 50 *cm* de diámetro, mezclada con arena, grava o suelo fino.

Excavación en Roca.

Se entenderá por roca el material que se encuentra dentro de la excavación que no puede ser aflojado por los métodos ordinarios en uso, tales como pico y pala o máquinas excavadoras, sino que para removerlo se haga indispensable el uso de explosivos,



martillos mecánicos, cuña u otros análogos.

Si la roca se encuentra en pedazos, sólo se considerará como tal aquellos fragmentos cuyo volumen sea mayor de $0.2 m^3$, $D = 0.72 m$.

Cuando el fondo de la zanja sea de conglomerado o roca se excavará hasta $0.15 m$ por debajo del asiento del tubo y se llenará luego con arena y grava fina. En el caso de que la excavación se pasará más allá de los límites indicados anteriormente, el hueco resultante de esta remoción será rellenado con un material adecuado aprobado por el Ingeniero Fiscalizador.

Cuando la excavación de zanjas se realice en roca fija, se permitirá el uso de explosivos, siempre que no alteren el terreno adyacente a las excavaciones y previa autorización por escrito del Ingeniero Fiscalizador de la obra. El uso de explosivos estará sujeto a las disposiciones que prevea el Ingeniero Fiscalizador.

Excavación en Suelos de Alta Consolidación.

Es la remoción del estrato de alta consolidación, que, por su dureza al corte, permite obtener taludes verticales sin riesgo de desmoronamiento que se reconocen por estar compuestos, generalmente de areniscas cementadas, cangagua, arcillas laminares de profundidad.

Profundidad de las Excavaciones

Para el caso de las excavaciones en zanjas y únicamente en terrenos clasificados como suelos sin clasificar y conglomerado, la extracción de material hasta conseguir llegar al plano de asentamiento de la estructura, se establecen las siguientes profundidades de excavación:

■ Excavación de 0 a 2 m

Se conceptúa como la remoción y extracción de material desde el nivel del terreno en condiciones originales, hasta una profundidad de $2m$.

■ Excavación de 2 a 4 m

Se conceptúa como la remoción y extracción de material desde una profundidad de $2 m$ medidos a partir del terreno en condiciones originales, hasta una profundidad de $4 m$.



Tipo de Excavaciones según la manera de ejecutarla

Excavación Manual

Este trabajo consiste en el conjunto de actividades necesarias para la remoción de materiales de la excavación por medios ordinarios tales como picos y palas. Se utilizará para excavar la última capa de la zanja, o en aquellos sitios en los que la utilización de equipo mecánico sea imposible.

Excavación Mecánica

En este caso se utiliza equipo caminero apropiado para la realización de las excavaciones. Este tipo de excavación se utilizará para realizar los respectivos cortes previos a la conformación de los terraplenes donde se implantará las diferentes estructuras. Así mismo para la construcción de la infraestructura sanitaria.

Cuando el material en el que se asiente la cimentación sea roca fisurada, terreno blando, fangoso o en general inadecuado a juicio de la Fiscalización, el Contratista profundizará la excavación, retirará ese material y los sustituirá con material de reposición u hormigón pobre según las instrucciones de la Fiscalización.

Excavaciones en Zanjas

La excavación de zanjas para tuberías se hará de acuerdo a las dimensiones, pendientes, y alineaciones indicadas en los planos u ordenados por la Fiscalización. La excavación deberá remover raíces, troncos, u otro material que pudiera dificultar la colocación de la tubería.

En ningún caso se excavará con maquinaria tan profundo que la tierra del plano de asiento de los tubos sea aflojada o removida. El último material que se vaya a excavar será removido a mano con pico y pala, en una profundidad de 0.10 m. La conformación del fondo de la zanja y la forma definitiva que el diseño y las especificaciones lo indiquen se realizará a pico y pala en la última etapa de la excavación.

En lo posible las paredes de las zanjas deben ser verticales. El ancho de la zanja a nivel de rasante será de mínimo 60 cm para instalar tubería hasta de 200 mm; para tuberías de diámetros mayores, el ancho total de la base de la zanja será igual al diámetro exterior de la tubería más 50 cm.



Las excavaciones serán afinadas de tal forma que las tolerancias con las dimensiones del proyecto no excedan de 0.05 m , cuidando que esta desviación no se repita en forma sistemática.

Para profundidades mayores a 2.00 m , se establece el talud máximo de la pared de la zanja de acuerdo al siguiente detalle:

- De $2\text{-}3\text{ m}$ de profundidad el talud máximo será de, $1\text{H} : 8\text{V}$.
- De $3\text{-}4\text{ m}$ de profundidad el talud máximo será de $1\text{H} : 6\text{V}$.

La excavación de zanjas no se realizará con la presencia permanente de agua, sea proveniente del subsuelo, de aguas lluvias, de inundaciones, de operaciones de construcción, aguas servidas u otros. Las zanjas se mantendrán sin la presencia de agua hasta 6 horas después que las tuberías o colectores hayan sido completamente acoplados.

Los materiales excavados que van a ser utilizados en el relleno se colocarán lateralmente a lo largo de un solo lado de la zanja; de manera que no cause inconveniente al tránsito vehicular o peatonal.

Se dejará libre acceso a todos los servicios que requieran facilidades para su operación y control.

Para efectos de pago se considerarán las profundidades de obra recogidas en la tabla de cantidades y precios, es decir, de $0\text{ a }2\text{ m}$ y de $2\text{ a }4\text{ m}$, siendo el nivel 0 el del terreno natural.

Excavaciones para pozos de revisión

En el caso de pozos de revisión construidos en sitio, la excavación en el fondo será de un diámetro $A = B + 0.50\text{ m}$, en donde $B =$ Diámetro interno del fondo del pozo y $A =$ diámetro de la excavación.

Los taludes máximos de las paredes para profundidades de excavación mayores a 2.0 m , son los que se detallan a continuación:

- De $2\text{-}3\text{ m}$ de profundidad el talud máximo será de, $1\text{H} : 8\text{V}$.
- De $3\text{-}4\text{ m}$ de profundidad el talud máximo será de $1\text{H} : 6\text{V}$.



Excavaciones en Presencia de Agua

La realización de excavación de zanjas con presencia de agua puede ocasionarse por la aparición de aguas provenientes del subsuelo, escorrentía de aguas lluvias, de inundaciones, de operaciones de construcción, aguas servidas y otros similares; la presencia de agua por estas causas debe ser evitada por el constructor mediante métodos constructivos apropiados, por lo que no se reconocerá pago adicional alguno por estos trabajos.

En los lugares sujetos a inundaciones de aguas lluvias no se realizarán excavaciones en tiempo lluvioso. Las zanjas deberán estar libres de agua antes de colocar las tuberías y colectores; bajo ningún concepto se colocarán bajo agua. Las zanjas se mantendrán secas hasta que las tuberías hayan sido completamente acopladas. Para el caso de instalación de tuberías de drenaje de hormigón con juntas de mortero, se mantendrá seca la zanja hasta que se consiga el fraguado del cemento.

Por las excavaciones de cualquier naturaleza realizadas en presencia de agua no se reconocerá pago adicional.

c) Medición y forma de pago

La medición de las excavaciones a mano o mecánica será establecida por los volúmenes delimitados por la línea del terreno antes de iniciar las excavaciones y por las líneas teóricas de excavación mostradas en los planos, o definidas por la Fiscalización. Se medirá y pagará por metro cúbico excavado, sin considerar deslizamientos, desprendimientos o derrumbes que se consideren errores o negligencia del Contratista.

El pago incluye la mano de obra, el equipo, los materiales, las herramientas necesarias y cualquier otro gasto que incurra el Contratista para realizar el trabajo según estas especificaciones.

En ningún caso serán objeto de pago, las excavaciones que el Contratista realice por conveniencia propia, los cuales se consideran incluidos en los costos indirectos de la obra.

La excavación final, realizada para instalación de las tuberías o para los pozos de revisión, en los 10 últimos centímetros, se pagará como excavación a mano en terreno sin clasificar o conglomerado, y de acuerdo a la profundidad.



G.2.4. Entibados

a) Definición

Son los trabajos que tienen por objeto evitar la socavación o derrumbamiento de las paredes e impedir o retardar la penetración del agua subterránea en las zanjas.

Los trabajos comprendidos en esta sección incluyen el suministro de: mano de obra, equipos, materiales y herramientas, transporte e instalación de los elementos necesarios para estabilizar y sostener temporalmente las secciones excavadas, tanto a cielo abierto y/o en los taludes conformados por estas excavaciones, o donde lo indique o apruebe la Fiscalización.

b) Especificaciones

Las excavaciones para tuberías y/o estructuras, serán entibadas de tal forma que no produzcan derrumbes, deslizamientos, de manera que el personal de trabajadores, o vecinos del lugar, y todas las obras existentes, ya sean ejecutadas o en ejecución por parte del Contratista, o pertenecientes a terceros o de cualquier clase estén debidamente protegidas.

El Contratista suministrará, colocará y mantendrá todo el entibado necesario para soportar las paredes de las excavaciones.

Todos los materiales utilizados en la construcción del entibado serán de buena calidad, estarán en buenas condiciones y libres de defectos que puedan disminuir su resistencia.

No se permitirá el uso de cuñas para compensar los cortes defectuosos de la superficie de apoyo.

Dependiendo de las condiciones particulares del terreno en cada sector, Fiscalización a solicitud del Contratista determinará el tipo de entibado a ejecutarse, siendo los principales los siguientes: Entibado continuo y entibado discontinuo.

El Contratista debe presentar para la aprobación de la Fiscalización, el tipo de entibado a utilizar y el diseño correspondiente. Así mismo, deberá tomar todas las precauciones para garantizar que los entibados no se desplacen cuando sean retirados temporalmente para permitir la instalación de las tuberías.



Entibado Discontinuo

Se colocarán tablonces (espesor $>2.5\text{ cm}$) en posición vertical contra las paredes de la excavación, las cuales serán sostenidas en esta posición mediante puntales transversales (normalmente de madera, que son ajustados en el propio lugar). La separación entre los tablonces lo definirá el Fiscalizador.

El objeto de colocar los tablonces contra la pared es sostener la tierra e impedir que el puntal transversal se hunda en ella. Los tablonces tendrán un ancho mínimo de 25 cm y un espesor mayor a 2.5 cm ; su espaciamiento máximo será de 2 m . Este sistema es útil en las zanjas relativamente estrechas, con paredes de arcilla compacta y otro material cohesivo; no debe usarse cuando la tendencia a la socavación sea pronunciada. Esta protección es peligrosa en zanjas donde se haya iniciado deslizamiento, pues da una falsa sensación de seguridad.

c) Medición y forma de pago

Los entibados discontinuo se medirán en metros cuadrados de pared efectivamente entibada, considerando como tal el área de la pared en contacto con los tablonces y se cancelarán a los precios unitarios contractuales según el tipo de entibado.

El pago incluye la mano de obra, equipos, herramientas, materiales, instalaciones; y todos los servicios conexos para la correcta ejecución del trabajo a entera satisfacción del Fiscalizador, incluye el uso, montaje, desmontaje y el retiro de los materiales.

No serán considerados para efectos de pago las medidas que tome el Contratista para proteger los frentes de excavación o las secciones excavadas y taludes no definitivos, estos costos se consideran incluidos en los correspondientes ítems de excavación.

G.2.5. Preparación de fondo de zanjas para colocación de la tubería (Incluye material granular)

a) Definición

Se entenderá por preparación del fondo de la zanja, las adecuaciones requeridas en el terreno y el suministro y colocación de la cama de arena previo a la instalación de tuberías.



b) Especificaciones

Previo a la instalación de las tuberías, se procederá a conformar la rasante del fondo de la zanja, teniendo presente que los tubos deben asentarse uniformemente en toda su longitud, por lo cual es recomendable que se sobre excave en los sitios donde van las uniones, para evitar que éstas actúen como soportes. Una vez que el fondo haya sido rasanteado, en todos los casos, se realizará la compactación con pizón manual del fondo de la zanja para luego colocar una cama de apoyo base de material granular (arena).

Los últimos 10 *cm* de profundidad de toda la zanja serán excavados a mano hasta llegar a la cota de proyecto. Adicionalmente se excavará a mano la franja central equivalente a los 2/3 del diámetro exterior de la tubería hasta una profundidad de 10 *cm* por debajo de la cota de proyecto.

Se procederá enseguida a conformar la rasante de la zanja, en el ancho indicado, logrando una superficie uniforme. La zanja luego deberá ser sometida a un proceso de compactación hasta alcanzar una densidad del 90 % del Proctor Estándar Modificado.

Sin excepción alguna, a fin de otorgar a las tuberías, independiente del material y tipo, una base adecuada para asegurar una distribución de cargas uniforme sobre el terreno, deberá colocarse una capa del espesor no menor a los 10 *cm* de arena o material similar, debidamente compactada al 90 % del Proctor Estándar Modificado.

De encontrarse material inestable se procederá a cimentar en un replantillo de piedra bola (piedraplén), cuyas dimensiones oscilen entre 10 *cm* y 30 *cm*, las cuales se apisonarán mecánicamente hasta conseguir que no se presenten asentamientos y el fondo de la zanja sea firme; y, finalmente, de encontrarse terreno firme capaz de soportar la carga que se colocará, se lo apisonará a fin de conseguir al menos el 90 % de compactación según el ensayo Proctor Estándar Modificado. En lugar de la cimentación con el replantillo, puede admitirse también el relleno con material de mejoramiento, compactado al 90 % según el ensayo Proctor Estándar Modificado hasta completar una capa cuyo espesor promedio puede variar entre 30 *cm* y 50 *cm*, alternativa que será autorizada por el Fiscalizador.

Cuando se haya utilizado el replantillo para cimentar, deberá colocarse a continuación una capa del espesor de 0.15 *m* de material de reposición o arena, compactada al 90 % del Proctor Estándar Modificado sobre la cual se asentará finalmente la tubería.



c) Medición y forma de pago

La preparación del fondo de zanja incluirá materiales (arena, piedra bola, etc.), equipos, transporte y mano de obra requeridos para la correcta ejecución de los trabajos descritos y se pagará en metros cuadrados. La excavación a mano para la colocación del material granular (arena) será considerada en el rubro correspondiente.

G.2.6. Relleno Granular

a) Definición

Se entenderá por relleno granular la preparación, colocación y suministro, si corresponde, de material de mejoramiento y/o aquel extraído de la excavación, hasta alcanzar el nivel del suelo adyacente.

b) Especificaciones

Una vez terminadas las obras a satisfacción de la Fiscalización, según lo establecido en las partes pertinentes de estas Especificaciones, se procederá a realizar los rellenos en el tanque séptico, tanque dosificador y la tubería de salida hacia el campo de infiltración ya sea con material de mejoramiento y/o con material producto de la propia excavación según se indica en los siguientes párrafos.

El material para relleno puede ser cohesivo, pero cumplirá cuando menos los siguientes requisitos:

- No contendrá material orgánico, ni residuos de plásticos u otros elementos que alteren la condición del material a usarse en el relleno y siempre que el límite líquido del suelo sea menor al 50 % y retirando toda partícula mayor a 2". El espesor de cada capa de relleno no será mayor de 30 *cm* y su densificación deberá ser igual o mayor al 95 % de la densidad máxima obtenida en laboratorio, de acuerdo al ensayo Proctor Estándar Modificado.
- El Constructor no podrá utilizar el material ni iniciar las tareas de relleno sin la expresa autorización del Contratante, que puede ser a través del libro de obra o de una comunicación escrita.
- En rellenos de vías y caminos, el material a usarse en las últimas capas, será igual al empleado en la estructura del camino, pero conservando los mismos espesores,



y los rangos de compactación en cada caso, hasta recuperar el camino en sus condiciones originales, y las planillas se aplicarán a los rubros correspondientes.

- En caso de presentarse molones de piedra en el material para relleno entre 2 y 10", se procederá al relleno de la zanja por capas alternadas de 30 *cm* de material fino con tamaño de grano no mayor a 2" y luego sobre esta una capa de piedra acomodada sin que se sobrepongan, hasta completar la altura total de relleno, cuidando de que la primera y última capa sea de material fino.

Relleno de Zanjas

Hasta una altura de 30 *cm* por encima de la tubería, todas las zanjas deben ser rellenadas a mano con material aprobado por la Fiscalización. El material excavado puede ser usado para esta porción del relleno siempre que sea aprobado. No se permitirá que haya piedras en esta primera capa de relleno. Si el material excavado, a juicio del fiscalizador, no fue adecuado para el relleno, el Contratista suministrará, arena u otro material aprobado, en cantidad suficiente para rellenar la zanja.

El material de relleno irá colocado y compactado debidamente, con pisón manual, en capas de 15 *cm* de alto hasta una altura mínima de 30 *cm* por encima de la parte superior de la tubería. El material de relleno será colocado simultáneamente a ambos lados de la tubería con el objeto de prevenir que se produzcan movimientos de la misma. Especial cuidado debe ponerse para conseguir una compactación apropiada a los lados de la tubería hasta alcanzar un grado de compactación moderado que asegure la transmisión de esfuerzos al suelo adyacente. El material que se encuentre demasiado húmedo, será rechazado, y si está demasiado seco deberá ser hidratado antes de utilizarse en el relleno.

El resto de la zanja o relleno final se hará ya sea con pisón de mano o con equipo mecánico aprobado, colocando el material en capas de 25 *cm* de espesor. El material de relleno será granular con no más de 40 % de tierra fina y sin piedras mayores a 10 *cm* de diámetro.

El relleno será realizado siempre de tal manera de evitar daño o raspaduras de la superficie de la tubería. Si se produjese algún daño, el Contratista debe repararlo, sin recibir pago adicional alguno por retirar la tubería, reparar el recubrimiento o reponer el tramo de tubería dañado y volverla a instalar.

Relleno alrededor de las estructuras



El relleno que se requiera colocar adyacente y/o atrás de las estructuras, se lo deberá compactar hasta que llegue a tener el 95 % de la máxima densidad seca según el ensayo Proctor Estándar Modificado. Esta densidad se deberá conseguir, usando una apisonadora manual, o de acción mecánica controlada manualmente. No se deberá operar ningún rodillo vibrador, a una distancia menor a 2 m de las estructuras.

La compactación del relleno adyacente a las estructuras, no se deberá comenzar antes de que hayan transcurrido 14 días después del vaciado del hormigón. El material se colocará en capas horizontales uniformes de un espesor no mayor a 20 cm y la última capa no debe tener en ningún caso rocas o piedras retenidas por el tamiz de 76 mm (3"). Se debe tener especial cuidado cuando haya entibados, para no dejar vacíos al extraerlos.

Relleno con material de reposición (cambio de suelo)

En el proceso de relleno se utilizará de preferencia el material de la excavación, y cuando no fuese apropiado se seleccionará otro que cumpla las condiciones técnicas con el visto bueno de la Fiscalización.

El material de reposición cumplirá con las siguientes especificaciones:

1. El límite líquido del material ensayado, no será superior al 40 %.
2. El índice de plasticidad no será superior al 15 %.
3. La densificación del material no será menor al 95 % de la densidad máxima obtenida en laboratorio, de acuerdo al ensayo Proctor Estándar Modificado
4. El tamaño máximo de los granos no será mayor a 2", en caso de presentarse, deberán ser retirados.

El suministro de material de reposición se pagará por separado.

Ensayos

La Fiscalización mantendrá un control de calidad de los materiales para relleno, mediante ensayos que permitan asegurar que los materiales cumplen con los requisitos especificados.

El Contratista realizará ensayos en muestras provenientes de cada frente de aprovisionamiento y cuando exista cualquier cambio en los materiales, los resultados los



presentará a la Fiscalización para su aprobación. Los ensayos a realizarse serán de abrasión, resistencia a la compresión, análisis petrográfico y otros que la Fiscalización considere necesarios.

Para verificar el cumplimiento de la densidad especificada en los rellenos compactados, el Contratista tomará las muestras en presencia de la Fiscalización y realizará los ensayos especificados o los que indique la Fiscalización. Las muestras se tomarán de las capas compactadas en los sitios y en el número indicados por la Fiscalización.

La Fiscalización por su parte, en cualquier momento podrá efectuar ensayos de los materiales y de los rellenos para lo cual el Contratista facilitará el acceso y toma de muestras.

El Contratista debe suministrar y transportar las muestras, y efectuar los ensayos especificados en un laboratorio previamente aprobado por la Fiscalización. Los costos de las muestras y ensayos corren por cuenta del Contratista.

c) Medición y forma de pago

La preparación, colocación y suministro, si corresponde, de material para conformar los rellenos en las condiciones indicadas en este documento, se medirá en metros cúbicos debidamente compactados según las líneas y niveles definidos en los planos o lo señalado por escrito en el libro de obra por la Fiscalización, y se cancelará con los rubros constantes en la tabla de cantidades y precios para cada uno de ellos.

No se reconocerá pago adicional por la preparación del terreno ni por el relleno de depresiones menores.

Los costos de control de calidad que realizará la Fiscalización, serán por cuenta del Contratista. El Contratista puede realizar ensayos adicionales para demostrar la calidad de los trabajos y adelantar la ejecución de los mismos.

El pago de este rubro incluye la mano de obra, herramientas, equipo, materiales y preparación de los materiales necesarios para la correcta ejecución de los trabajos a entera satisfacción de la Fiscalización.

En el caso de relleno con suministro de material de reposición, el Contratista considerará en su análisis el transporte, desperdicios y esponjamiento del material a sumi-



nistrar, ya que para su pago éste se medirá una vez colocado y compactado según estas especificaciones.

Para el pago de los rellenos con material de reposición, el suministro de material se pagará por separado con el rubro: Material de Reposición (Incluye esponjamiento).

G.2.7. Desalojo, limpieza y sobreacarreo de material producto de excavaciones

a) Definición

Se entenderá por desalojo de material producto de excavación y no apto para relleno, la operación que consistente en el cargado y transporte de dicho material hasta los bancos de desperdicio o de almacenamiento que señale el proyecto y/o el ingeniero Fiscalizador, ubicados a distancias iguales o menores a 5 *km*.

Se entenderá por Sobreacarreo de materiales al transporte de materiales a distancias mayores a los 5 *km*, medidos a partir de esta distancia. El cual se espera evitar debido a la amplia disposición del terreno de estudio sin causar daños ambientales.

Para que se considere efectuado el rubro de desalojo, la Fiscalización constatará que el sitio de la obra y la zona de influencia de la misma, este completamente limpia.

b) Especificaciones

El desalojo de material producto de excavación se deberá realizar por medio de equipo mecánico en buenas condiciones, sin ocasionar la interrupción del tráfico de vehículos, ni causar molestias a los habitantes.

Para el efecto, los volquetes que transporten el material deberán disponer de una carpa cobertora que evite el derrame del material por efectos del viento o el movimiento mismo del vehículo.

c) Medición y forma de pago

El cargado a mano o a máquina, de materiales de desalojo se pagará por separado, en metros cúbicos medidos sobre el perfil excavado y mayorado con el porcentaje de esponjamiento que corresponda según el tipo de material.

El transporte de materiales de desalojo hasta 5 *km*, se medirá y pagará en metros



cúbicos. El volumen se medirá sobre el perfil excavado y será mayorado con el porcentaje de esponjamiento que corresponda según el tipo de material.

El transporte de materiales se podrá también pagar, en condiciones especiales aprobadas por la Fiscalización, como Transporte de materiales de desalojo a mano y será medido en Toneladas/metro.

La ruta para el transporte de materiales de desalojo lo establecerá el Fiscalizador.

Los valores de porcentaje por esponjamiento, de acuerdo al tipo de material, a utilizarse para el planillaje serán los siguientes de acuerdo a la tabla G.1:

Tabla G.1: Porcentaje de esponjamiento de acuerdo al tipo de material

Material	Esponjamiento
Roca	40 %
Hormigón	35 %
Conglomerado	30 %
Tierra (Sin Clasificar)	25 %
Alta consolidación	20 %
Base, Sub-base y Mejoramiento (Lastre)	28 %

G.2.8. Encofrados

a) Definición

Se entenderá por encofrados las formas volumétricas que se confeccionan con piezas de madera, metálicas o de otro material resistente para que soporten el vaciado del hormigón, con el fin de amoldarlo a la forma prevista. Se sujetarán a las disposiciones que a continuación se indican.

b) Especificaciones

Diseño y materiales

Los diseños y construcción de encofrados serán hechos por el Contratista y sometidos a la aprobación de la Fiscalización conjuntamente con todos los detalles de montaje, sujeción, operación y desmontaje.



Las cargas asumidas en el diseño deberán garantizar su comportamiento durante todas las operaciones de hormigonado. Todo encofrado fallos o deformado será rechazado y reemplazado a expensas del Contratista.

Como material para encofrados se podrá utilizar: madera contrachapada, de espesor mínimo 20 *mm*, media duela machihembrada y cepillada y lámina o plancha metálica con sistema de sujeción, que luego proporcionen superficies lisas, sin deterioración química y/o decoloración. El uso de otros materiales que produzcan resultados similares deben ser previamente aprobados por la Fiscalización.

Colocación y sujeción

Los encofrados serán colocados y fijados en su posición a cuenta y riesgo del Contratista.

Los encofrados deberán ser lo suficientemente fuertes para resistir la presión resultante del vaciado y vibración del hormigón, estando sujetos rígidamente en su posición correcta. Deberán ser lo suficientemente impermeables para evitar la pérdida de la lechada.

Para el caso de tableros de madera, éstos se mantendrán en su posición mediante tirantes, espaciadores y puntales de madera, empleando donde se requiera pernos de un diámetro mínimo de 8 *mm*, roscados de lado y lado, con arandelas y tuercas. Los puntales, tirantes y los espaciadores resistirán por si solos los esfuerzos hidráulicos del vaciado y vibrado del hormigón.

Para encofrados metálicos, los elementos de sujeción de los encofrados permanecerán embebidos en el hormigón, al menos a una distancia de 2 veces su diámetro o a 5 *cm* de la superficie del hormigón.

Después de que los encofrados para las estructuras de hormigón hayan sido colocados en su posición final, serán inspeccionados por el Fiscalizador para comprobar que son adecuados en su construcción, colocación y resistencia, pudiendo exigir al constructor el cálculo de elementos encofrados que ameriten esa exigencia.

Mantenimiento y limpieza de los encofrados

Antes de proceder al vaciado del hormigón, las superficies del encofrado deberán



estar limpias y libres de incrustaciones de mortero o sustancias extrañas, tales como aserrín, óxidos, ácidos, etc.

Seguidamente serán recubiertas con una capa de aceite o parafina que evite la producción de manchas o reacciones adversas y que además facilite la posterior remoción de los encofrados, su utilización estará sujeta a la aprobación de Fiscalización.

Remoción de Encofrados

A fin de facilitar el curado especificado y reparar de inmediato las imperfecciones de las superficies verticales e inclinadas o las superficies alabeadas de transición, deberán ser retirados, tan pronto como el hormigón haya alcanzado la suficiente resistencia que impida deformaciones, una vez realizada la reparación, se continuará de inmediato con el curado especificado.

Para evitar esfuerzos excesivos en el hormigón, ocasionado por el hinchamiento de los encofrados, las formas de madera para aperturas deberán ser aflojadas tan pronto como sea posible. La remoción de encofrados (deslizantes o no) deberán hacerse cuando la resistencia del hormigón sea tal, que se evite la formación de fisuras, grietas, desconchamientos o ruptura de aristas. Toda imperfección será inmediatamente corregida. Como regla general, los encofrados podrán ser retirados después de transcurrido, por lo menos el tiempo especificado en la tabla G.2, luego de la colocación del hormigón.

Tabla G.2: Tiempo necesario para retirar los encofrados

Losas	10 días
Paredes	4 días
Muros	2 días
Canales	3 días

c) Medición y forma de pago

Se medirá en metros cuadrados, bajo los siguientes conceptos de trabajo:

- Encofrado recto.
- Encofrado curvo.
- Encofrado de losas.



Para el caso de muros, el área de encofrado se calculará como la suma del área de las dos caras del muro.

G.2.9. Hormigones

a) Definición

El hormigón es una mezcla de un material aglutinante (cemento Portland hidráulico), un material de rellenos (agregados o áridos), agua y aditivos, mezclados en las proporciones especificadas o aprobadas que al endurecerse forma un todo compacto, y después de cierto tiempo es capaz de soportar grandes esfuerzos de compresión.

El hormigón, en las distintas resistencias, incluye el suministro, puesta en obra, terminado y curado en muros, paredes, diafragmas, losas, columnas, pisos, sumideros, tomas y otras estructuras.

La ejecución de este rubro incluye el suministro de materiales, mano de obra y equipos, así como la preparación, transporte, colocación, acabado, curado y mantenimiento del hormigón.

b) Especificaciones

Composición

El hormigón estará compuesto básicamente de cemento Portland Grado 1, agua, agregados finos, agregados gruesos y aditivos. El Contratista debe cumplir con los requisitos de calidad exigidos en estas especificaciones para los elementos componentes.

Para el control de calidad, el Contratista facilitará a la Fiscalización el acceso a los sitios de acopio, instalaciones y obras, sin restricción alguna. Este control no relevará al Contratista de su responsabilidad en el cumplimiento de las normas de calidad estipuladas.

Clasificación del Hormigón

En general, las clases de hormigón, el tamaño máximo del agregado, la consistencia y la resistencia de diseño del hormigón a ser usados en los varios tipos de estructuras se indican a continuación en la tabla G.3:



Tabla G.3: Tipo de hormigón para diferentes estructuras de alcantarillado

Tipo de Hormigón	Tamaño máximo del agregado mm (pulg)	Resistencia a la compresión a los 28 días Kg/cm^2	Aplicaciones
A	51 (21")	240	Estructuras especiales, muros y fundaciones. Obras de arte de hormigón para drenaje. Bases y anclajes de hormigón para tubería y accesorios. Columnas, ménsulas, y otras estructuras especiales.
B	-	280	Estructuras de derivación, cajones de carga.
B'	38 (1 1/2")	210	Estructuras de pozos de revisión.

Diseño de Dosificación y Control de Calidad

El diseño del hormigón será realizado por el Contratista y será aprobado por la Fiscalización.

El Contratista asume toda la responsabilidad sobre su correcta ejecución. La dosificación podrá ser cambiada cuando fuere conveniente, para mantener la calidad del hormigón en las distintas estructuras o para afrontar las diferentes condiciones que se encuentran durante la construcción.

La dosificación experimental del hormigón será efectuada por cualquier método que correlacione resistencia - durabilidad y relación agua/cemento, teniendo en cuenta la trabajabilidad especificada para cada caso. Para atender las exigencias de impermeabilidad y durabilidad del hormigón se respetarán los límites de la relación agua/cemento, en peso, indicados en la tabla G.4:

Tabla G.4: Relaciones Agua/Cemento - Máximas

Tipo de superficie	Relación A/C Máx. en peso
Sujeta a contacto con agua	0.42
Sujeta a oscilaciones de nivel de agua	0.58
Expuesta al aire	0.70



El contenido de agua en cada dosificación del hormigón, será la cantidad mínima necesaria para producir una mezcla plástica, que provea la resistencia especificada, la densidad, uniformidad y trabajabilidad deseadas, compatibles con los métodos de transporte y colocación.

Este contenido de agua en la mezcla, en ningún caso será mayor que el requerido para obtener mezclas con consistencias de 10 *cm* cuando se trate del hormigón bombeado. Estas consistencias de las mezclas serán determinadas a la salida de las plantas de dosificación y mezclado, de acuerdo con el método de asentamiento de la norma ASTM-C 143.

La resistencia requerida de los hormigones se ensayará en muestras cilíndricas de 15.3 *cm* de diámetro y 30.5 de alto, de acuerdo con las recomendaciones y requisitos de las especificaciones ASTM-C 172, C 192, C 31 y C 39.

Los resultados de los ensayos a compresión, a los 28 días, deberán ser iguales o mayores que las resistencias especificadas; y, no más del 10 % de los resultados de por lo menos 20 ensayos (de 4 cilindros cada ensayo: uno roto a los 7 días, y los tres restantes a los 28) deberá tener valores inferiores.

La cantidad de ensayos a realizarse será de por lo menos uno (4 cilindros por ensayo: uno roto a los 7 días; y los otros tres a los 28 días) por cada 60 m^3 de cada clase de hormigón o por cada estructura individual; y no menos de un ensayo por día.

Preparación

El Contratista podrá proveer, mantener y operar hormigoneras móviles o plantas dosificadoras y mezcladoras estacionarias, en óptimas condiciones de funcionamiento y adecuadamente ubicadas para el hormigonado de los principales frentes de trabajo.

El Contratista someterá su equipo a la aprobación de la Fiscalización, de manera que se encuentre listo y aprobado antes de la iniciación de la producción.

El Contratista junto con la Fiscalización efectuará un control continuo del sistema de alimentación y pesaje.

El pesaje de los ingredientes del hormigón se realizará con los porcentajes máximos de error expresados en la tabla G.5:



Tabla G.5: Porcentajes máximos de error en peso para el hormigón

Ingrediente	Máximo error
Cemento	1.5 %
Agua	1.0 %
Agregados	2.0 %
Aditivos	1.0 %

Equipo y Proceso de mezclado

Las mezcladoras de hormigón podrán ser estacionarias o móviles del tipo de tambor, paletas o turbina, o camiones mezcladores de probada calidad.

Las mezcladoras tendrán una capacidad de por lo menos 320 litros; deben garantizar la producción de una mezcla uniforme en el tiempo especificado y evitarán cualquier segregación del material durante la operación de descarga.

Las mezcladoras no serán cargadas en exceso a la capacidad recomendada por el fabricante; serán mantenidas en excelentes condiciones de operación y los tambores deben estar exentos de residuos endurecidos de hormigón.

Si las mezclas resultaren insatisfactorias, la mezcladora comprometida deberá suspender su producción hasta que sea reparada a satisfacción de la Fiscalización.

La operación de las mezcladoras se hará a la velocidad del tambor o paletas indicadas por el fabricante. El tiempo mínimo de mezclado para cada dosificación, luego de que todos los ingredientes sólidos se encuentren en la mezcladora, será de dos (2) minutos para mezcladoras de 320 litros de capacidad, desde el instante que se incluya el agua. Estos tiempos podrán ser modificados por la Fiscalización, a fin de garantizar la homogeneidad de las mezclas.

En general, la temperatura del hormigón preparado no será mayor a 21° C y por tanto, el Contratista empleará medios efectivos para mantener la temperatura del hormigón dentro de los límites especificados, tales como la provisión de sombra para los agregados, etc.

Se debe evitar el contacto del agua muy caliente con el cemento para evitar un fenómeno de “fraguado instantáneo”, para lo cual, deberá entrar a la mezcladora primero



los agregados, luego el agua y finalmente el cemento y los aditivos.

El Contratista proporcionará todas las facilidades (mano de obra, herramientas, equipo, acceso, etc.) para la obtención de muestras representativas para los ensayos, sin costo adicional, tanto para estos servicios, como por el valor del hormigón de las muestras.

Transporte

En el caso que se empleen plantas estacionarias, el transporte del hormigón desde la planta al lugar de colocación, se debe realizar en el menor tiempo posible y de tal forma que se evite la segregación o pérdida de materiales y el aumento o disminución excesiva de la temperatura del hormigón.

El tiempo máximo admisible entre la mezcla del hormigón y su colocación será determinado experimentalmente por la Fiscalización, en base a las condiciones establecidas por la norma ASTM-C 94; sin embargo, como orientación preliminar, ese tiempo no podrá ser superior a 45 minutos para el transporte con agitación y 30 minutos para el transporte sin agitación, para hormigón sin aditivo retardador de fraguado.

El Contratista debe proveer equipo de transporte en número y cantidad suficientes para asegurar la entrega continua de hormigón aún en los períodos de máximo requerimiento.

El equipo de transporte del hormigón debe ser previamente aprobado por la Fiscalización y consistirá de cualquier equipo alternativo siguiente: camiones hormigoneros, mixers, bandas transportadoras, equipo de bombeo o grúas.

Procedimiento de hormigonado

Para iniciar la colocación de un hormigón el Contratista solicitará la autorización de la Fiscalización por lo menos con 24 horas de anticipación. No se colocará hormigón sin la previa inspección y aprobación de la Fiscalización del método a usarse para su colocación, de los encofrados y elementos empotrados según los planos y estas especificaciones.

Para iniciar la colocación de un hormigón, el Contratista debe disponer en el sitio de todo el equipo necesario. El hormigón será colocado en capas continuas hasta al-



canzar el espesor indicado en los planos.

El hormigón será depositado lo más cerca posible a su posición final, evitando la segregación de sus componentes y debe cubrir a todas las armaduras y piezas empujadas, así como todos los ángulos y partes irregulares de los encofrados y de las cimentaciones. La descarga debe estar regulada de tal forma que se obtenga subcapas horizontales compactas de no más de 40 *cm* de espesor y con un mínimo de transporte lateral.

La colocación del hormigón a través de armaduras debe ser cuidadosa, para minimizar la segregación del agregado grueso y el desplazamiento de las barras de acero. En el caso de resultar concentración de agregados separados de la masa de hormigón, estos deben ser esparcidos antes de la vibración del hormigón y se modificará el método de colocación en lo que sea necesario para evitar tal segregación. Una nueva capa debe ser colocada durante el período en que el vibrador pueda penetrar por su propio peso la capa inferior, para evitar la formación de una junta que requiera tratamiento. Toda el agua proveniente de la exudación debe ser retirada.

En caso de interrupción en el proceso de colocado continuo, el Contratista procurará que ésta se produzca fuera de la zona crítica de la estructura, o en su defecto, procederá a la formación inmediata de una junta de construcción técnicamente diseñada y la ejecutará según los requerimientos del caso, previa aprobación de la Fiscalización.

Plan de hormigonado

Para cada estructura, el Contratista debe presentar un plan de hormigonado para ser aprobado por la Fiscalización.

Este plan será programado teniendo en cuenta el plazo de ejecución de las estructuras y de forma que se minimicen las retracciones térmicas e hidráulicas del hormigón.

Compactación

El hormigón se compactará al máximo de densidad y se efectuará por vibración mecánica, sujeta a las siguientes condiciones:

- La vibración será interna, a menos que la Fiscalización autorice el uso de otros métodos.
- Los vibradores serán del tipo accionado por electricidad, aire o gasolina y fun-



cionarán a una velocidad no inferior a 7000 revoluciones por minuto cuando las agujas sean de menos de 10 *cm* de diámetro, y no menos de 6000 revoluciones por minuto cuando las agujas sean de 10 *cm* o más de diámetro. Los vibradores de inmersión para hormigón en masa serán del tipo pesado, con cabeza vibratoria de por lo menos 10 *cm* de diámetro.

- El Contratista facilitará un número suficiente de vibradores de diferentes diámetros, compatibles con las dimensiones de las piezas a hormigonar y el espaciamiento de las armaduras, para compactar cada porción de hormigón inmediatamente después de su colocación en los encofrados.
- La vibración se aplicará enseguida de colocar el hormigón. Los vibradores se introducirán y retirarán lentamente en el hormigón, operando en posición próxima de la vertical, dejando penetrar la aguja en la parte superior de la capa subyacente.
- Los vibradores se manejarán de modo que compacten el hormigón alrededor de las barras de armadura y de los accesorios empotrados y las aristas y ángulos de los encofrados.
- La vibración será de duración e intensidad suficientes para compactar completamente el hormigón, pero no se debe continuar al extremo de que se formen zonas de lechada localizadas.
- La aplicación de los vibradores se efectuará en puntos uniformemente espaciados, distanciados en no más de dos veces el radio sobre el cual la vibración es visiblemente eficaz.

Acabado de las superficies

Las superficies de hormigón obtenidas con el uso de encofrados serán lisas. Para lograr este acabado no se utilizará tratamientos de martilleo o de frotación, excepto cuando sea para reparación de irregularidades.

Las irregularidades se las clasifica como abruptas o graduales. Los desarreglos causados por el desplazamiento o mala colocación de los encofrados o por defectos de la madera se los considera como abruptos, y serán chequeados por medición directa. Toda otra irregularidad se la considera como gradual. Estas irregularidades serán controladas por medio de plantillas indeformables o reglas enrasadoras, de 1.5 *m* de longitud para superficies formadas por encofrados; y, 3.0 *m* para superficies sin encofrados.

El acabado será realizado un poco antes del comienzo del fraguado del cemento en el hormigón. Inicialmente, se debe utilizar una regla de madera para las imperfeccio-



nes más notorias.

El acabado final será hecho con llana revestida con lámina absorbente para eliminar el exceso de agua superficial proveniente de los acabados interiores. Las irregularidades graduales, medidas conforme a la manera descrita anteriormente, no excederán de 5 mm, y las irregularidades abruptas serán totalmente eliminadas.

Acabado de paredes interiores en contacto con el agua

Este acabado se aplicará en las paredes interiores de pozos, cámaras y superficies de estructuras en contacto con el agua. El acabado consistirá en: retirar los encofrados y dentro de las 48 horas subsiguientes, humedecer completamente la superficie con agua.

Cuando esté seca la superficie se la limpiará con arpillera dejándola libre de polvo. No se permitirá por ningún motivo enlucir las paredes de hormigón que estén en contacto con el agua.

El costo de este acabado deberá estar incluido en el costo del hormigón de estas paredes y estructuras.

Tolerancias para las obras de hormigón

Las máximas desviaciones que pueden aceptarse con respecto a las líneas de nivel y plomada, y a la alineación o dimensión dadas en los planos se las define como tolerancias.

El Contratista debe tener mucho cuidado en la correcta realización de las estructuras de hormigón de acuerdo a las especificaciones técnicas de construcción y a los requerimientos de los planos estructurales, a fin de garantizar su estabilidad y comportamiento. El Contratista observará, por tanto, las tolerancias para dimensiones, alineaciones, niveles, etc., que se establecen en estas especificaciones, constituyéndose en el único responsable de la correcta o incorrecta ejecución de una obra.

La Fiscalización podrá aprobar o rechazar e inclusive ordenar el derrocamiento de una estructura y rehacerla, a expensas del Contratista, cuando se hayan excedido los límites tolerables de la tabla G.6:



Tabla G.6: Límites tolerables para las obras de hormigón

Límite	Tolerancia
Desviación de la vertical u horizontal	6 mm cada 3 m
Variación de los tamaños y localización de aberturas	6 mm
Variación en secciones transversales de vigas, columnas, zapatas	6 mm
Variación en espesores de losas, muros, zapatas	12 mm

Reparaciones del hormigón

Toda reparación del hormigón será realizada por personal experimentado, bajo la aprobación y presencia de la Fiscalización y en el lapso de 24 horas después de retirados los encofrados. Las imperfecciones serán reparadas de tal manera que se produzca la misma uniformidad, textura y coloración del resto de la superficie, de acuerdo con las especificaciones de acabados.

Según los casos, para las reparaciones se podrá utilizar mortero de cemento, morteros epoxídicos, hormigones y otros materiales previamente aprobados por la Fiscalización.

Todos los gastos ocasionados en las reparaciones serán a cargo del Contratista.

El hormigón que sea dañado por cualquier causa, que esté segregado, mal compactado, fracturado o defectuoso de cualquier forma, u hormigón que presente excesivas depresiones en superficie, debe ser picado y reconstruido hasta sus límites establecidos. El corte debe proporcionar un perímetro bien definido con aristas horizontales y verticales. Para su remplazo se podrá usar mortero seco, mortero y hormigón conforme la extensión del daño. El mortero debe tener la misma dosificación que del hormigón de la estructura, y en la reparación con hormigón, éste tendrá la misma dosificación que el usado en la estructura. A fin de garantizar la adherencia del material de reparación con el hormigón viejo, sobre la superficie de contacto se aplicará previamente una capa de resina epoxídica aprobada por la Fiscalización.

Control de calidad del hormigón

El control de calidad de los materiales y servicios será desarrollado por la Fiscalización para verificar el cumplimiento de las condiciones especificadas y abarcará entre otras actividades las siguientes:



- Muestreo de todos los materiales.
- Ensayos tecnológicos en laboratorio instalado en la obra y en forma complementaria en laboratorios especializados.
- Control estadístico de la resistencia del hormigón.
- Perforación y toma de testigos en hormigón ya colocado.
- Inspecciones en los depósitos de materiales, en las fuentes de producción de los materiales y en las plantas de hormigón. Revisión de encofrados, armaduras y piezas embebidas.
- Autorizaciones para hormigonado.
- Supervisión de la producción, transporte, colocación y compactación del hormigón.
- Observación de las estructuras.

Las directrices para dicho control serán las prácticas recomendadas de la ASTM y en las secciones pertinentes de los volúmenes 13 y 14 de los estándares del ACI. Los resultados de laboratorio serán considerados como definitivos y constituirán evidencia suficiente para aprobar o rechazar materiales o procedimientos de trabajo.

La Fiscalización decidirá, según su conveniencia, la frecuencia de los ensayos y proporcionará al Contratista una copia de todos los resultados alcanzados. El Contratista podrá delegar al laboratorio su propio personal técnico para que observe los ensayos.

Insumos para la elaboración de hormigones y morteros

Los componentes del hormigón no se cuantifican ni pagan por separado; sin embargo, deben cumplir las siguientes especificaciones:

Agua

Deberá estar razonablemente limpia, libre de materias orgánicas, álcalis u otras impurezas.

Deberá darse especial atención a que el agua suministrada no esté contaminada de aceites o grasas. En lo posible debe tener las características del agua potable.

El agua para lavado de los agregados, preparación de mezclas y curado del hormigón, debe estar libre de materias perjudiciales, como aceites, ácidos, sales, álcalis,



materia orgánica y otras impurezas que puedan interferir en las reacciones de hidratación del cemento o permitan la corrosión de las armaduras, además no debe sobrepasar los límites máximos establecidos en la tabla G.7:

Tabla G.7: Límites máximos de impurezas en el agua para hormigón

Materia orgánica (expresada en oxígeno consumido)	3 ppm
Sulfatos (expresado en iones SO ₂)	300 ppm
Cloruros (expresado en iones Cl ⁻)	500 ppm

El Contratista ejecutará el análisis físico-químico del agua y realizará ensayos de resistencia, según la norma ASTM-C 109, con morteros preparados con el agua propuesta y con agua destilada y sus resultados serán sometidos a la aprobación de la Fiscalización.

Arena y Grava

La arena y la grava podrán ser producto de banco natural o de trituración de piedras.

Los bancos de arena y grava natural, o de roca para la producción de arena y grava trituradas, deberán ser aprobados por el Ingeniero Fiscalizador de la obra, previamente a su explotación.

La arena y la grava naturales podrán ser utilizados sin cribar ni lavar en la fabricación de hormigón en obras de poca importancia o en la formación de filtros y zonas de transición, solo bajo autorización escrita del Ingeniero Fiscalizador de la obra, cuando la granulometría y limpieza que tengan en su estado natural lo permitan.

Los agregados cumplirán con los requisitos de la Norma INEN 872.

El agregado fino puede consistir de arena natural, o una combinación de arena natural y manufacturada, en cuyo caso el contenido de arena natural no será menor al 30 % del total del agregado fino.

El agregado grueso consistirá de grava natural, grava triturada, cantos rodados o triturados o de una combinación de ellos.

Los agregados fino y grueso manufacturados, deberán ser preparados de roca sana no alterada; las operaciones de trituración, lavado, tamizado y mezclado serán aproba-



das por la Fiscalización.

Calidad de los agregados

En general, los agregados serán de roca resistentes, de alta densidad y baja absorción, de forma cúbica o redondeada, de textura rugosa o de cara fracturada, sin exceso de partículas alargadas o planas; limpias y libres de elementos indeseables como material vegetal, arcilla u otro material.

Las exigencias de granulometría serán comprobadas por el ensayo granulométrico especificado en la norma INEN 697.

El peso específico de los agregados se determinará de acuerdo al método de ensayo estipulado en la norma INEN 856.

El peso unitario del agregado se determinará de acuerdo al método de ensayo determinado en la norma INEN 858.

El árido fino debe estar libre de cantidades dañinas de impurezas orgánicas, para lo cual se empleará el método de ensayo INEN 855. Se rechazará todo el material que produzca un color más oscuro que el patrón.

Un árido fino rechazado en el ensayo de impurezas orgánicas puede ser utilizado, si la decoloración se debe principalmente a la presencia de pequeñas cantidades de carbón, lignito o partículas discretas similares.

También puede ser aceptado si, al ensayarse para determinar el efecto de las impurezas orgánicas en la resistencia de morteros, la resistencia relativa calculada a los 7 días, de acuerdo con la norma INEN 866, no sea menor del 95 %.

Todo el árido fino que se requiera para ensayos, debe cumplir los requisitos de muestreo establecidos en la norma INEN 695.

El peso unitario del agregado se determinará de acuerdo al método de ensayo INEN 858.

Los agregados gruesos deberán tener un porcentaje de desgaste no mayor de 50 a 500 revoluciones, determinado según los métodos de ensayo especificados en las nor-



mas INEN 860 y 861.

Muestras para Diseños de Mezclas

Muestras representativas del material aprobado serán tomadas por la Fiscalización según las recomendaciones de las especificaciones ASTM C 702 y ASTM Método D 75, para ser analizadas por lo menos 60 días antes de su utilización.

El Contratista será responsable por la calidad de los agregados y realizará sin ningún costo extra, ensayos de los agregados según lo indique la Fiscalización, para lo cual el Contratista permitirá la colección de muestras de los agregados que estén utilizándose.

Un representante del Contratista podrá presenciar los ensayos y su evaluación.

La aprobación de los depósitos por la Fiscalización, no se interpretará como aprobación a cualquier material tomado de estos depósitos. El Contratista será el responsable directo por la calidad de los materiales usados en el trabajo.

Cemento

El cemento Portland debe cumplir con los requisitos químicos y físicos establecidos en las Tablas de la norma INEN 152, de acuerdo al Tipo del cual se trate.

A criterio del fabricante, pueden utilizarse aditivos durante el proceso de fabricación del cemento, siempre que tales materiales, en las cantidades utilizadas, hayan demostrado que cumplen con los requisitos especificados en la norma INEN 1504.

El cemento se podrá entregar envasado en sacos o a granel. Si se entrega ensacado, cada saco tendrá una masa neta de 50 *kg*, y se acepta hasta una diferencia del 1 % de ésta. Si la entrega es a granel, el proveedor certificará la cantidad entregada, mediante balanzas calibradas periódicamente por el INEN.

El Contratista mantendrá un registro claro y preciso de todos los envíos, de los certificados de fábrica, de los resultados de los ensayos de control respectivo y de las estructuras en que se ha utilizado el cemento, el cual estará a disposición de la Fiscalización.

Para todas las obras se utilizará Cemento Portland Grado 1, que cumpla con las



especificaciones del fabricante.

Hormigón Elaborado en Sitio

Para el caso en que se autorice la preparación del hormigón en sitio, el Contratista deberá previamente poner a consideración de la Fiscalización los agregados a utilizar, proponiendo en base a ellos, un diseño del hormigón debidamente certificado por un laboratorio autorizado por la Fiscalización.

Obligatoriamente, el Contratista deberá elaborar la mezcla en sitio utilizando un equipo mecánico apropiado, tal como concretera, motomixer, etc.

Para la elaboración del hormigón se seguirán las Especificaciones Técnicas del MTOP (Capítulo 800, Sección 801.3.02: Hormigón Mezclado en obra) que se presentan a continuación:

Los materiales se colocarán en el tambor de la mezcladora, de modo que una parte del agua de amasado se coloque antes que los materiales secos; a continuación, el orden de entrada a la mezcladora será: parte de los agregados gruesos, cemento, arena, el resto del agua y finalmente el resto de los agregados gruesos. El agua podrá seguir ingresando al tambor hasta el final del primer cuarto del tiempo establecido para el mezclado.

El tambor de la mezcladora se operará a la velocidad recomendada por el fabricante y dentro de la capacidad especificada por él.

El tiempo de mezclado será 60 segundos como mínimo para mezcladoras de capacidad menor de 0.75 metros cúbicos, y de por lo menos 90 segundos para mezcladores con capacidad de 0.75 metros cúbicos o más; en ningún caso deberá sobrepasar los 5 minutos. El tiempo de mezclado se medirá desde el momento en que todos los ingredientes, excepto el agua, se hayan introducido al tambor. La mezcladora deberá disponer de dispositivos adecuados para el control del tiempo de mezclado.

Cuando las condiciones de la obra impongan el empleo de aditivos que no se hayan establecido en los documentos contractuales, su utilización será permitida previo permiso escrito del Fiscalizador. No se permitirá el exceso de mezclado ni el reamasado que requiera de adición de agua para conservar la consistencia requerida.



La capacidad mínima de una mezcladora será la equivalente a la de dos sacos de cemento. El volumen de una mezcla de hormigón deberá prepararse para una cantidad entera de sacos de cemento, excepto cuando se utilice cemento al granel.

Los sacos de cemento que por cualquier razón hayan sido parcialmente usados o que contengan cemento endurecido serán retirados. La mezcladora deberá limpiarse periódica y minuciosamente, de manera que se asegure una correcta preparación del hormigón cuando se reanude la operación.

Colocación (Vaciado)

Todo el hormigón será colocado en horas del día, y su colocación en cualquier parte de la obra no se iniciará si no puede completarse en dichas condiciones.

No se colocará el hormigón mientras los encofrados y la obra falsa no hayan sido revisados por el Fiscalizador y, de ser necesario, corregidos, mientras el acero de refuerzo no esté completo, limpio y debidamente colocado en su sitio.

Como paso previo para el vaciado del hormigón, todo el aserrín, viruta, cualquier otro desecho de la construcción o materiales extraños a ella se retirarán del interior de los encofrados. Puntales, riostras y refuerzos que sirvan provisionalmente para mantener los encofrados en su posición y alineación correcta durante la colocación del hormigón, se retirarán cuando la resistencia este en un nivel tal que resulten estos innecesarios y ninguna parte auxiliar deberá quedar embebida en el hormigón.

El hormigón deberá vaciarse lo más exactamente posible en su posición definitiva. No se permitirá que el hormigón caiga libremente de más de 1.20 metros o que sea lanzado a distancias mayores de 1.50 metros. El hormigón será depositado con el equipo aprobado por el Fiscalizador. Ha de colocarse en capas horizontales de espesor uniforme, consolidando cada una antes de colocar la otra.

Las capas no deberán exceder de 15 a 30 *cm* de espesor, para miembros reforzados, y de 45 *cm* de espesor, para trabajos en masa, según la separación de los encofrados y la cantidad de acero de refuerzo. Cada capa se compactará antes de que la anterior haya fraguado, para impedir daños al hormigón fresco y evitar superficies de separación entre capas.

El trabajo de los vibradores será tal que se obtenga un hormigón de textura unifor-



me en las capas expuestas, evitando la formación de panales.

El hormigonado de columnas y muros se lo realizará en forma continua, a menos que se indique otra cosa en los planos. El hormigón se dejará fraguar por lo menos 12 horas antes de colocar el hormigón en el cabezal, y éste no se colocará hasta que se hayan removido los moldes de las columnas e inspeccionado el hormigón colado en ellas, salvo que el Fiscalizador autorice otro procedimiento.

El hormigonado en losas y zapatas se realizará en una operación continua, a menos que se indique otra cosa en los planos.

Juntas de Construcción

Debido a una emergencia, puede ser necesario detener la colocación del hormigón sin haberse terminado una sección de trabajo programada; en este caso, se realizará una junta de construcción. Una vez interrumpido el vaciado del hormigón, se quitarán todas las acumulaciones de mortero salpicadas sobre las armaduras y superficies de los encofrados, poniendo especial cuidado en que el material removido no se deposite sobre el hormigón sin fraguar y ni lo afecte en lo mínimo la adherencia hormigón-hierro.

Se cuidará que las juntas de construcción queden normales a la dirección de los máximos esfuerzos de compresión y donde sus efectos sean menos perjudiciales. Si son muy hendidas, se vigilará especialmente la segregación de la masa durante el vibrado de las zonas próximas, y si resulta necesario, se encofrarán. La colocación del hormigón no podrá detenerse hasta no tener una cara tope de por lo menos 50 *cm*. Al reanudar el hormigonado, se limpiará la junta de todo elemento extraño, lechada, árido suelto y, si hubiera sido encofrada, se picará convenientemente. A continuación, y con la suficiente anterioridad al hormigonado, se cepillará y humedecerá la superficie del hormigón endurecido saturándolo, sin encharcarlo; luego de lo cual, se reanudará el hormigonado, cuidando especialmente de la compactación en las proximidades de la junta.

Curado del Hormigón

Para el curado correcto del hormigón es necesario que no se permita la evaporación del agua de la mezcla, hasta que el hormigón haya adquirido su resistencia.

Inmediatamente después de su colocación, el hormigón será protegido de la acción



del viento, sol y baja temperatura.

El hormigón será normalmente curado por lo menos durante los siete (7) días posteriores a su colocación o hasta que se cubra con hormigón fresco.

Curado con agua

El curado con agua debe comenzar tan pronto como el hormigón haya endurecido lo suficiente para prevenir cualquier daño que pudiera ocasionar el humedecimiento de sus superficies, en superficies horizontales, el curado se hará manteniendo sobre las mismas una capa de agua, o instalando surtidores de agua tipo jardinera, en superficies inclinadas, el curado se hará recubriéndolo con algún material como cáñamo saturado con agua o por un sistema de tubos perforados aplicados en la parte superior de la pieza hormigonada, de tal manera de que se forme una lámina continua de agua sobre la superficie, o cualquier otro método que mantenga el curado continuo.

El agua que se utilice en el curado debe satisfacer todos los requerimientos de las especificaciones para agua utilizada en las mezclas del hormigón.

c) Medición y forma de pago

Los volúmenes de hormigón a pagarse serán medidos en metros cúbicos (m^3) de conformidad con estas especificaciones y pagados a los respectivos precios contractuales, según su tipo y resistencia. No debe incluirse ningún volumen desperdiciado o usado por conveniencias de construcción tales como: rellenos de sobre excavaciones, u otros utilizados para facilitar el desarrollo de un sistema constructivo (cunetas de drenaje provisionales, etc.).

No se harán reducciones de volumen por el espacio utilizado por acero de refuerzo, huecos de drenaje, tuberías, orificios u otros elementos de diámetro inferior a 30 *cm*.

G.2.10. Suministro y colocación de acero

a) Definición

Cubre el suministro e instalación del acero de refuerzo para el hormigón. Comprende las varillas de acero utilizadas en las obras permanentes del Proyecto, según se indica en los planos o lo ordene la Fiscalización.



b) Especificaciones

El Contratista preparará en base a los planos de construcción, los planos de detalle de las armaduras de refuerzo, los cuales incluirán la localización de las barras, y diagramas de doblado, y planilla con sus dimensiones y pesos correspondientes. Estos planos serán entregados a la Fiscalización para su aprobación por lo menos 10 días antes de su fabricación.

Materiales

El acero de refuerzo deberá ser corrugado, de límite de fluencia $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ y cumplirá con las especificaciones de las ASTM-A 615 Grado 40.

Colocación

Antes de la colocación del acero de refuerzo deberá comprobarse que sus superficies estén libres de mortero, polvo, escamas o herrumbres o cualquier otro recubrimiento que reduzca o impida su adherencia con el hormigón.

Las barras de refuerzo deberán ser colocadas cuidadosamente y mantenidas segura y firmemente en su correcta posición mediante el empleo de espaciadores, sillas y colgadores metálicos asegurados con el alambre de calibre No. 18 o mediante cualquier otro aparato lo suficientemente fuerte para resistir el aplastamiento.

No se permitirá la disposición de armaduras extendidas hasta y sobre la superficie terminada del hormigón y tampoco el uso de soportes de madera para mantener en posición el acero de refuerzo.

No se admitirá la colocación de barras sobre capas de hormigón fresco, ni la reubicación o ajuste de ellas durante la colocación del hormigón. El espaciamiento mínimo entre armaduras y los elementos embebidos en el hormigón, será igual a 1.5 veces al tamaño máximo del agregado.

Los empalmes de las barras de refuerzo deberán ejecutarse evitando su localización en los puntos de esfuerzos máximos de tensión de la armadura. Estos empalmes podrán hacerse por traslapo o por suelda a tope cuando la sección del elemento de hormigón no sea suficiente para permitir el espaciamiento mínimo especificado. Cuando los empalmes se hagan con soldadura a tope, las barras deberán ser de acero de grado



intermedio y la eficiencia obtenida en el empalme deberá ser del 100 %.

Ningún hormigón podrá ser vertido antes de que la Fiscalización haya inspeccionado y aprobado la colocación de la armadura de refuerzo.

c) Medición y forma de pago

La unidad de medida será el Kg, con una aproximación de dos decimales y se medirá en los planos las longitudes netas de acero incluyendo ganchos y traslapes. Para efectos de pago, no se considerará los separadores o sujetadores especiales, que no constituyen parte del acero estructural.

G.3. Obras de alcantarillado y saneamiento

G.3.1. Suministro de tuberías y accesorios de poli cloruro de vinilo PVC para alcantarillado

a) Definición

Contemplan los tubos de Policloruro de vinilo, PVC, con interior liso, para instalación en sistemas de alcantarillado.

b) Especificaciones

La tubería deberá cumplir lo establecido en la norma INEN 2059: 2004 vigente; y será: Tipo B: Elemento flexible de conducción fabricado con un perfil de extrusión continua, con pared interior lisa y exterior corrugada (estructurada).

Será fabricada con cloruro de polivinilo tipo 1, grado 1, compuesto 12454-B, especificación ASTM D 1784.

Los tubos deberán servir para la evacuación de aguas servidas o lluvias y soportarán rellenos con densidad mayores a 1800 kg/m^3 y compactación mayor al 90 % de la máxima densidad según el ensayo Proctor Standard.

Las tuberías de PVC para alcantarillado a instalarse deberán ser mínimo serie 5, (Norma INEN 2059:2004 - Tabla 1). El contratista presentará a la fiscalización el respectivo cálculo de deformaciones, que justifique el uso de la tubería de PVC para alcantarillado en la construcción de las obras; este cálculo deberá realizarse utilizando la



Fórmula de Iowa Modificada. Todas las deformaciones obtenidas deberán ser menores al 5 % (deformación máxima permisible).

Se deberá evitar que se produzcan deflexiones verticales negativas y estas deberán cumplir con la Norma ASTM D 3835, ASTM D 3034 y ASTM F 679, ASTM F 714 y ASTM F-949.

Con las cargas totales de relleno y en las condiciones de trabajo definitivas, la tubería no se deformará más del 5 % del diámetro interno real suministrado, medido en sitio, luego de 30 días de su instalación.

Los tubos y accesorios deben ser rectos, tener una sección transversal circular perpendicular a su eje longitudinal.

Los tubos estarán libres de hundimientos, grietas, fisuras, perforaciones, protuberancias o incrustaciones de material extraño.

Se verificarán por parte del Fiscalizador: el diámetro interior, diámetro exterior, espesor de la pared, los rangos de rigidez, resistencia al impacto, resistencia al aplastamiento, la resistencia a la acetona y la adhesión establecidos en la Norma INEN 2059: 2004.

Los tubos se suministrarán con un extremo liso y el otro con campana, y deben ser unidos entre sí mediante sellos de caucho o elastómero, que garanticen la hermeticidad de la unión; la unión deberá cumplir lo correspondiente a la hermeticidad de las uniones de tubos, Norma INEN 2059: 2004.

Las tuberías además deberán cumplir con los requerimientos de calidad y tolerancias de fabricación establecidas en la citada norma INEN 2059-2004, con el objeto de garantizar su buen funcionamiento.

En los tubos se debe indicar por escrito, el rotulado que contemple las siguientes características:

- Marca del fabricante.
- Tipo del tubo.
- Material de fabricación.
- Diámetro Nominal.



- Serie del tubo, rigidez y método de ensayo ISO 9969 ó 16961.
- NTE INEN de referencia.
- Número de lote.

La longitud de los tubos podrá ser variable a efecto de que éstos se puedan ajustar a las condiciones del terreno y a lo establecido en los planos. Esta longitud estará entre 3 y 12 metros con las tolerancias estipuladas en la Norma INEN 2059: 2004.

El Contratista deberá tomar las precauciones necesarias para que la tubería no sufra daños durante el traslado del lugar de almacenamiento al sitio de utilización.

El almacenamiento de la tubería se deberá regir por las recomendaciones del fabricante. La tubería se almacenará bajo techo. Los tubos tipo B no deben presentar evidencia de fisuras, grietas, roturas o separación de las dos paredes.

El manipuleo y almacenamiento de la tubería se realizará mediante equipo mecanizado adecuado, utilizando sogas o cables de manila; en ningún caso se utilizará cables metálicos, estrobos, etc., que puedan dañar la tubería.

c) Medición y forma de pago

La tubería de Cloruro de Polivinilo (PVC) será medida por metro lineal, y con aproximación de un decimal, según el tipo exigido y diámetro una vez que estas hayan sido instaladas y probadas en obra a entera satisfacción de la Fiscalización. Incluirá el anillo de caucho y el lubricante requerido y cumplirá con las especificaciones de Instalación que constan a continuación.

G.3.2. Instalación de tuberías PVC para alcantarillado

a) Definición

Corresponde a las tareas que debe realizar el constructor para instalar las tuberías de PVC para alcantarillado en el proyecto de conformidad con los diseños.

b) Especificaciones

La colocación de la tubería comenzará por la parte inferior de los tramos y se bajará hacia arriba, de tal manera que la campana o la caja, quede situada hacia la parte



más alta del tubo.

La tubería, deberá seguir una alineación recta entre pozo y pozo, tanto en el sentido vertical - manteniendo la pendiente fijada en el diseño -, como en el horizontal. La tubería debe quedar centrada con respecto al lecho preparado y con respecto al ancho de la zanja. En lo posible las cotas definidas en el proyecto se colocarán mediante nivel cada 20 *m* de longitud. La colocación de la tubería se hará de tal manera que en ningún caso se tenga una desviación mayor de cinco milímetros (5 *mm*) en la alineación horizontal y vertical del proyecto cuando se trate de tuberías hasta de 600 *mm* de diámetro, o de diez milímetros (10 *mm*) cuando se trate de diámetros mayores, para tramos completos entre pozo y pozo, independiente de la longitud del tramo.

Previo al inicio de las actividades de relleno, se comprobará las alineaciones y pendientes del proyecto. Éstas se controlarán inclusive luego de haber procedido con el relleno lateral y antes de tapar completamente la tubería. La fiscalización aprobará tales trabajos en forma previa y autorizará su ejecución.

Instalación de Tuberías de PVC (Termoplásticas)

La instalación de la tubería de PVC (termoplástica) se regirá por las indicaciones recomendadas por los fabricantes, que constan en los catálogos de dichas tuberías y a lo señalado en la Norma ASTM D 2321 en lo que hace referencia a pruebas sobre la tubería construida, juntas de unión, cubierta mínima sobre la tubería, deflexión, control de deflexión medida, compactación y migración de finos.

Las juntas de las tuberías se realizarán conforme lo señala el fabricante, cuidando de que la espiga de la tubería se encuentre en dirección del flujo. Para el caso de las juntas soldadas químicamente por cementos solventes, éstos deberán cumplir con los requisitos de la Norma ASTM D 2564 y ASTM D-2855. Previa a la colocación del cemento solvente las superficies deberán estar libres de polvo, grasa o sustancias extrañas, completamente secas, se preparará la superficie con un líquido limpiador de PVC. El cemento solvente se colocará mediante una brocha de cerda natural formando una capa uniforme en las superficies a pegarse e inmediatamente se completa el acoplamiento de los dos extremos, realizando un pequeño giro, a fin de asegurar un buen contacto. Se debe esperar un tiempo mínimo de 15 min para permitir el fraguado de la junta y poder movilizar la tubería.

La tubería tipo “B” se suministrará, con un extremo corrugado y el otro con cam-



pana, que deben ser unidos entre sí mediante unión por sellado elastomérico, haciendo uso de un elastómero tipo sombrilla que se aloja en dos valles consecutivos del extremo del tubo, en correspondencia con la parte lisa de la campana, la misma que produce el sello hidráulico por compresión del caucho contra las corrugaciones del extremo del tubo.

En adición, el proceso de instalación de la tubería la señala el fabricante y se registrarán los mismos por encima de estas especificaciones.

Pruebas de estanqueidad

Todas las tuberías para alcantarillado, de acuerdo con la supervisión de obra, serán sometidas a cualquiera de las siguientes pruebas, ya sea a través de agua o de aire.

- Prueba de Exfiltración.
- Prueba de Infiltración.
- Prueba de Aire a Baja Presión.

c) Medición y forma de pago

La instalación de la tubería de Cloruro de Polivinilo (PVC) será medida por metro lineal, con aproximación de un decimal, y se pagará con el rubro Colocación de tuberías de PVC para Alcantarillado, según el tipo exigido y diámetro una vez que estas hayan sido instaladas y probadas en obra a entera satisfacción de la Fiscalización.

G.3.3. Instalación de accesorios PVC para alcantarillado

a) Definición

Se entenderá por instalación de accesorios PVC para tuberías de alcantarillado, el conjunto de operaciones que deberá realizar el Constructor para colocar, según se indique en el proyecto, los accesorios que forman parte de los diferentes elementos que constituyen la obra.

b) Especificaciones

Los pasamuros, codos, tees, adaptadores, sillas y demás accesorios, serán manejados cuidadosamente por el Constructor a fin de que no se deterioren.



Previamente a su instalación Fiscalización inspeccionará cada unidad para verificar que no hayan sufrido daños durante su transporte al sitio de montaje.

Las piezas defectuosas serán retiradas de la obra y no podrán emplearse en ningún lugar de la misma, debiendo ser reemplazadas a costo del Constructor.

Antes de su instalación, los accesorios deberán estar libres de tierra, exceso de pintura, aceite, polvo o cualquier otro material que se encuentre en su interior o en las uniones.

Junto con las tuberías ya instaladas, todas las piezas especiales se sujetarán a pruebas según lo indicado para el caso de las tuberías.

En tramos que se necesite trabajo a presión (sifones, salidas de tanque de carga, etc.), se deberá apoyar independiente de las tuberías los accesorios al momento de su instalación para lo cual se apoyará o anclará éstos de manera adecuada y de conformidad a lo indicado en el proyecto y/o las órdenes de Fiscalización.

c) Medición y forma de pago

Se pagarán por unidades instaladas, una vez que estos hayan sido instalados y probados en obra a entera satisfacción de la Fiscalización. Estos costos incluyen las pruebas.

G.3.4. Pozos de revisión

a) Definición

Los pozos de revisión son estructuras de la red de alcantarillado ubicados en sitios específicos que hacen posible su inspección y mantenimiento. Los pozos de revisión se clasifican de acuerdo al mayor diámetro de las tuberías que a ellos convergen.

b) Especificaciones

Las siguientes especificaciones regirán para la construcción de pozos de revisión para tuberías de diámetro interior menor a 630 *mm*.

Son estructuras construidas en sitio o prefabricados de hormigón de 210 *kg/cm²*.



Los pozos se ubicarán donde lo señalen los planos o donde lo indique la Fiscalización atendiendo a variaciones en el diseño.

De acuerdo a la profundidad del pozo, los niveles de excavación serán los mismos que están especificados para la excavación de zanjas y se planillarán con igual clasificación.

Los pozos se asentarán sobre un replantillo de piedra de 0.15 m de espesor, sobre el cual se fundirá una losa de hormigón simple de 210 kg/cm^2 de 0.10 m de espesor y en el piso del pozo se fundirá una media caña de Hormigón Simple $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ para conducir el flujo de agua, tal como se indica en los planos. Las dimensiones en la base se establecen en los planos constructivos para pozos construidos en sitio. Sobre la losa se conformará en los pozos de hormigón un zócalo de hormigón ciclópeo (60 % de H.S. y 40 % de piedra de un tamaño no mayor a 0.10 m) de una altura tal que cubra a la tubería de mayor diámetro más 10 cm.

Los pozos guardarán las dimensiones señaladas en los planos del perfil de la red de alcantarillado.

Las paredes serán de hormigón construidas en sitio, y tendrán una resistencia del hormigón a la compresión de 210 Kg/cm^2 .

En caso de producirse filtraciones al interior del pozo de revisión a través de las juntas entre los anillos, la fiscalización podrá ordenar la inmediata impermeabilización de las juntas, debiendo el contratista realizar todas las actividades necesarias para solucionar el problema bajo su responsabilidad y costo.

Los terminados interiores de los pozos de revisión serán de la mejor calidad, exigiéndose la utilización de cofres metálicos o de madera en buen estado, sin presentar abolladuras. En el caso de porosidad o malos terminados, se exigirá al Constructor el resane de los pozos, sin costo adicional.

Para Pozos de revisión construidos en sitio, la pared del pozo será de hormigón simple de 210 Kg/cm^2 de resistencia a la compresión, con un espesor de 0.15 m, los cofres externos e internos podrán ser metálicos, el sobrancho lateral de excavación que se requiera para la construcción del pozo, se establece como la excavación que permita la instalación de cofres desde la base hasta el nivel superior del pozo.



En lo que respecta al hormigón, se estará a lo señalado en el título “Hormigones” de estas especificaciones.

La construcción de las estructuras de los pozos de revisión requeridos, incluyendo la instalación de sus brocales y tapas, deberá realizarse simultáneamente con la terminación del relleno y capa de rodadura para restablecer las condiciones originales del terreno lo antes posible en cada tramo.

Todos los pozos de revisión del sistema de alcantarillado, dispondrán para el acceso, de una escalerilla conformada por escalones de varillas de acero, cuyas características se indican más adelante.

La máxima altura en la cual se prevea la construcción de pozos de alcantarillado será hasta de 6 m. Por encima de esta altura se deberá construir cámaras de hormigón armado, con dimensiones y facilidades para el acceso seguro del personal para labores de inspección y mantenimiento. Las dimensiones de estas cámaras serán las que correspondan a los planos de diseño; o en su defecto, serán definidos por la Fiscalización.

Tapas de hormigón

Las tapas de los pozos de revisión, serán estructuras prefabricadas de hormigón armado ($f'(c) = 300 \text{ kg/cm}^2$) que irán colocados sobre el cono del pozo.

Las dimensiones y secciones de la tapa de hormigón se indican en el correspondiente plano de detalle. Son aplicables las Especificaciones Técnicas relativas al hormigón.

Escalones para pozos de revisión

Los escalones son varillas de acero que facilitan el ingreso a los pozos de revisión; estas serán de 20 mm de diámetro, de un ancho igual a 0.30 m, sobresaliendo de las paredes una longitud de 0.20 m colocadas a un espaciamiento vertical de 0.35 m y empotradas firmemente en ella mediante la utilización de resina epóxica, en agujeros de 1 1/4” de diámetro previamente perforados; deberán ser protegidas mediante dos capas de pintura anticorrosiva.

c) Medición y forma de pago

Los pozos de revisión de hormigón construido en sitio, se medirán por unidad, se-



gún la altura del pozo. Para efectos de medición, por altura se entiende la distancia que existe entre el fondo del pozo terminado (por donde corre el agua) y el nivel en donde se asentará la tapa.

El pago incluye la mano de obra, el equipo, las herramientas y los materiales necesarios para la correcta ejecución del rubro, el mismo que incluye: el replantillo de piedra de 15 *cm*, la losa de Hormigón simple de 15 *cm* $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, el hormigón ciclópeo para el zócalo, el pozo propiamente dicho; los escalones de acero; y, la tapa.

G.3.5. Instalaciones domiciliarias de alcantarillado Condominial

a) Definición

Se denomina conexión domiciliar de alcantarillado al elemento que sirve para evacuar las aguas pluviales o sanitarias desde un bien inmueble hacia el sistema de alcantarillado público instalado en calles, caminos o terrenos.

b) Especificaciones

La conexión domiciliar comprende:

- Un pozo de revisión domiciliar de un diámetro interior de 300 *mm* que podrá ser fabricado en sitio.
- La tubería de conexión entre el pozo de revisión domiciliar y la red principal de alcantarillado condominial, será de PVC con un diámetro mínimo de 100 *mm*, tipo B, debiendo cumplir los requisitos establecidos para tuberías constantes en estas especificaciones técnicas.
- La condición de mínima pendiente para el fondo de la tubería será del 2 %, el ángulo de empalme con la tubería matriz será agudo y no mayor a 60° (sesenta grados) en el sentido del flujo.

c) Medición y forma de pago

Para el caso del rubro instalación de domiciliarias de alcantarillado, el mismo se cuantificará por unidades.

G.3.6. Pruebas de infiltración

a) Definición



Las pruebas de infiltración se realizan con el propósito de determinar la aceptabilidad o rechazo del sitio escogido como la zona donde se tendrá colocado el subsistema de drenaje, que complementa el proceso de tratamiento de aguas que se realiza en forma individual, por medio de un tanque séptico. Con los resultados de esta prueba, es posible saber si el agua que haya pasado por las etapas de tratamiento será absorbida o no, por el terreno.

b) Especificaciones

El Contratista deberá determinar una prueba idónea de infiltración en el lugar de descarga seleccionado en los planos. El Fiscalizador será el encargado de determinar la factibilidad del tipo de prueba seleccionado por el Contratista y procederá a establecer un control de calidad al momento de realizar la prueba.

La prueba de infiltración será realizada por el Contratista o un profesional calificado.

Es una prueba con la que se pretende conocer las velocidades con la que el agua se infiltra en el terreno, para calcular la longitud de las zanjas de infiltración en base a la tabla especificada en el plano.

Los puntos a realizar las pruebas de infiltración se encuentran localizados en los planos de tratamiento de aguas residuales y el Contratista será el encargado de determinar en número de pruebas a realizar.

Cualquiera que sea el tipo de prueba seleccionada se lo realizará a las profundidades especificadas en los planos de tratamiento de aguas residuales.

Como ejemplo, a continuación, se describe un método básico para ejecutar la prueba de infiltración en campo, obtenido de [13]:

Número de sitios o agujeros para ejecutar la prueba.

Se debe efectuar una prueba de infiltración en cada punto y zanjas establecidos en los planos de tratamiento.

Características para el agujero.

Se excava o se taladra un agujero de 10 a 30 *cm* de diámetro y de paredes vertica-

les. En todos los casos se pretende que la profundidad de estos agujeros de prueba sea mayor a 30 *cm*. El fondo del agujero debe coincidir con el fondo que realmente tendrá el drenaje a construir. Por lo que es necesario realizar excavaciones hasta alcanzar el fondo previsto en los planos, un modelo de como realizar la prueba de infiltración se esquematiza en el gráfico G.1.

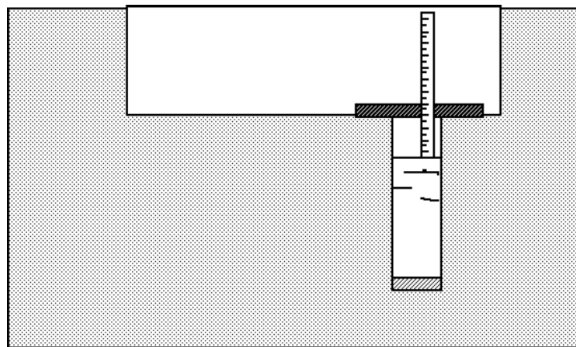


Gráfico G.1: Modelo de la prueba de infiltración en el fondo de la zanja
Fuente: Tanques sépticos. Conceptos teóricos base y aplicaciones, [13]

Si el fondo del drenaje estará a una profundidad mayor a 1 *m* se debe abrir una trinchera de trabajo, para que a partir de ella se coloque el agujero que se utilizará para el estudio. Esta trinchera debe permitir que la persona ejecutando la toma de datos pueda inclinarse y hacer correctamente las lecturas de profundidad de agua dentro del agujero de prueba. Unas dimensiones recomendables para dicha trinchera son: ancho = 80 *cm* y largo = 80 *cm*.

El agujero de prueba, cilíndrico se colocará en uno de los extremos de la trinchera abierta.

Preparación del agujero de prueba.

Se raspa cuidadosamente con el filo de un cuchillo las paredes y el fondo del agujero, para lograr la verdadera textura del suelo existente y no entorpecer la filtración del agua. Luego se retira todo el material suelto que se pueda producir. Y se coloca 5 *cm* de arena gruesa o grava fina, en el fondo, para evitar socavaciones, sedimentación y corrosión.

Saturación.

La saturación es necesaria porque cuando el drenaje esté funcionando lo hará bajo



esta condición desfavorable. Y lo que se pretende mediante esta prueba es conocer la capacidad de infiltración del suelo ante condiciones extremas.

Lecturas de infiltración.

Al día siguiente de la apertura del agujero y la saturación debida, bien temprano y evitando el intenso sol, se inicia el proceso que dará los datos con los que se definirá las características de infiltración del suelo.

Las acciones a realizar requieren:

- Ajustar el nivel de agua en el agujero.
- Contar con una regla, en donde se establece una referencia para todas las lecturas que se realicen.
- Tomar la primera lectura del nivel de agua en el agujero de prueba.
- Dependiendo de la velocidad en que el agua se infiltre se tomará las lecturas conforme baje el nivel de agua. Este tiempo se recomienda de 30 minutos y será el mismo para todas las lecturas.
- Si es necesario, se ajusta o restablece el nivel del agua en el agujero y se hace una nueva lectura del nivel.
- La arena en el fondo del agujero debe estar cubierto por lo menos 15 *cm* de agua al inicio de cada ciclo de lecturas.
- Cada 30 minutos y por cuatro horas se repite este procedimiento.

Para la toma de lecturas se debe elaborar una tabla similar al esquema del gráfico G.2.



	HORA "i"	hora "f"	LECTURA "i" (cm)	lectura "f" (cm)	Diferencia (cm)
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					

Gráfico G.2: Modelo de la tabla de lecturas para una prueba de infiltración
Fuente: Tanques sépticos. Conceptos teóricos base y aplicaciones, [13]

Datos.

La diferencia de lecturas, al inicio y final del último período de 30 minutos, es la que se utiliza para definir la tasa y velocidad de infiltración. Las cuales se expresan generalmente en minutos /centímetro y milímetros / hora, respectivamente. Usualmente, esta diferencia suele ser constante en las últimas mediciones.

c) Medición y forma de pago

La prueba de infiltración se cobrará por unidad de prueba realizada.

G.3.7. Campo de infiltración

La excavación de las zanjas se realizará de acuerdo a las especificaciones técnicas del presente documento en la sección de excavaciones.

La tubería de las zanjas de infiltración será perforada. Puede ser prefabricada o perforada en campo mediante agujeros realizados con taladro o como dispone la Fiscalía.

El relleno del materia granular bajo la tubería perforada se la hará de acuerdo al plano de las zanjas de infiltración, y se debe evitar compactar el material de relleno para no afectar la cama de grava y producir asentamientos en el terreno.

la compactación de acuerdo a las especificaciones técnicas de este documento en la sección de compactación.

Una vez establecida la longitud de la zanja de infiltración mediante la prueba de



infiltración en el campo, antes de colocar la tubería perforada se deberá comprobar que la tubería de distribución del caudal de la salida del dosificador sea efectiva y divida el caudal lo más parejo posible.

La distancia mínima de cualquier punto de la zanja de infiltración a viviendas, tuberías de agua, pozos de abastecimiento y cursos de agua superficiales (ríos, arroyos, etc) serán de 5, 15, 30 y 15 metros respectivamente.

La distancia mínima entre la zanja de infiltración y cualquier árbol debe ser mayor a 3 metros.

La tubería perforada será de PVC, asbesto cemento, u otro material apropiado de 75 *mm* de diámetro. Las perforaciones se recomiendan de 10 *mm* de diámetro espaciadas 0.1 *m*.



Anexo H

Cantidades de Material y Presupuesto

H.1. Cantidades de material

Tabla H.1: Volumen de excavación y longitud de tubería del alcantarillado condominial

Tramo	Longitud tubería	Longitud tubería acu.	Ancho de la zanja	Área transversal del perfil del tramo	Área transversal acumulada	Volumen de excavación	Volumen de excavación acu.
[De - A]	[m]	[m]	[m]	[m ²]	[m ²]	[m ³]	[m ³]
1 - 2	10.790	10.790	0.600	13.865	13.865	8.319	8.319
2 - 3	81.882	92.672	0.800	88.312	102.177	70.650	78.969
3 - 5	61.463	154.135	0.800	73.851	176.028	59.081	138.049
4 - 5	10.194	164.329	0.600	12.022	188.050	7.213	145.263
5 - 6	40.609	204.938	0.800	58.150	246.200	46.520	191.783
6 - 7	53.116	258.054	0.900	93.160	339.360	83.844	275.627
7 - 8	47.982	306.036	0.800	63.445	402.805	50.756	326.383
8 - 9	90.851	396.887	0.900	157.500	560.305	141.750	468.133
9 - 10	18.995	415.882	0.600	16.018	576.323	9.611	477.743
10 - 19	20.505	436.387	0.600	19.470	595.793	11.682	489.425
11 - 12	44.612	480.999	0.800	49.280	645.073	39.424	528.849
12 - 13	75.695	556.694	0.800	89.900	734.973	71.920	600.769
13 - 14	60.073	616.767	0.900	98.580	833.553	88.722	689.491
14 - 15	20.276	637.043	0.600	14.970	848.523	8.982	698.473
15 - 16	22.465	659.508	0.800	28.052	876.575	22.442	720.915
16 - 17	15.972	675.480	0.600	12.618	889.193	7.571	728.486
17 - 18	33.905	709.385	0.600	28.162	917.355	16.897	745.383
18 - 19	15.437	724.822	0.600	17.745	935.100	10.647	756.030
19 - 20	23.606	748.428	0.800	23.772	958.872	19.018	775.048
20 - 21	54.503	802.931	0.600	46.745	1005.617	28.047	803.095
21 - 25	83.723	886.654	0.800	83.732	1089.349	66.986	870.080
22 - 23	50.476	937.130	0.800	57.750	1147.099	46.200	916.280
23 - 24	31.045	968.175	0.600	26.156	1173.255	15.694	931.974
24 - 25	23.457	991.632	0.900	33.273	1206.528	29.946	961.920
25 - 26	66.017	1057.649	0.800	92.510	1299.038	74.008	1035.928
26 - 27	47.310	1104.959	0.600	44.031	1343.069	26.419	1062.346
27 - 28	68.529	1173.488	0.800	85.557	1428.626	68.446	1130.792
28 - 32	37.864	1211.352	0.800	41.241	1469.867	32.993	1163.785
29 - 30	20.921	1232.273	0.800	23.692	1493.559	18.954	1182.738
30 - 31	27.395	1259.668	0.600	21.350	1514.909	12.810	1195.548
31 - 32	23.392	1283.060	0.800	28.682	1543.591	22.946	1218.494
32 - 33	24.311	1307.371	0.400	18.934	1562.525	7.574	1226.067
33 - 34	40.360	1347.731	0.900	53.067	1615.592	47.760	1273.828
34 - E	2.362	1350.093	0.400	0.120	1615.712	0.048	1273.876



Tabla H.2: Volumen de excavación del fondo de los pozos de revisión

Excavación del fondo de los pozos de revisión		
#	Díámetro [m]	Excavación fondo [m ³]
1	0.6	0.0503
2	0.6	0.0503
3	0.4	0.0283
4	0.6	0.0503
5	0.6	0.0503
6	0.6	0.0503
7	0.4	0.0283
8	0.4	0.0283
9	0.11	0.0000
10	0.4	0.0283
11	0.6	0.0503
12	0.6	0.0503
13	0.4	0.0283
14	0.6	0.0503
15	0.6	0.0503
16	0.11	0.0000
17	0.11	0.0000
18	0.11	0.0000
19	0.6	0.0503
20	0.11	0.0000
21	0.6	0.0503
22	0.6	0.0503
23	0.11	0.0000
24	0.6	0.0503
25	0.6	0.0503
26	0.11	0.0000
27	0.4	0.0283
28	0.6	0.0503
29	0.6	0.0503
30	0.11	0.0000
31	0.4	0.0283
32	0.4	0.0283
33	0.4	0.0283
34	0.4	0.0283
TOTAL		1.0870



Tabla H.3: Volumen de excavación del sistema de tratamiento de aguas residuales

Volumen de Excavación		
Desarenador	0.3861	[m3]
Tanque Séptico	26.7576	[m3]
Dosificador	0.5424	[m3]
Campo Infiltración para 20 metros de largo	1	20.304 [m3]
	2	18.63 [m3]
	3	17.652 [m3]
	4	16.812 [m3]
TOTAL	101.0841	[m3]

Tabla H.4: Volumen de relleno compactado para el campo de infiltración

Campo Infiltración para 20 metros de largo	Relleno para Campo de Infiltración Compactado	
	Arena [m3]	Grava [m3]
1	2.4	5.4
2	2.4	5.4
3	2.4	5.4
4	2.4	5.4
TOTAL	9.6	21.6



Tabla H.5: Volumen de hormigón de 210 kg/cm^2 para los pozos de revisión

Volumen de Hormigón de los Pozos de Revisión				
#	Diámetro [m]	Altura [m]	V. H. 210 kg/cm^2 [m3]	Encofrado [m2]
1	0.6	1.151	0.318	5.062
2	0.6	1.167	0.321	5.133
3	0.4	0.696	0.144	2.187
4	0.6	1.190	0.326	5.234
5	0.6	1.200	0.328	5.278
6	0.6	0.900	0.262	3.958
7	0.4	0.690	0.143	2.168
8	0.4	0.676	0.141	2.124
9	0.11	0.890	0.000	-
10	0.4	0.818	0.163	2.570
11	0.6	1.012	0.287	4.451
12	0.6	0.992	0.283	4.363
13	0.4	0.691	0.143	2.171
14	0.6	0.955	0.274	4.200
15	0.6	0.869	0.256	3.822
16	0.11	0.796	0.000	-
17	0.11	1.017	0.000	-
18	0.11	1.113	0.000	-
19	0.6	1.205	0.329	5.300
20	0.11	0.671	0.000	-
21	0.6	0.707	0.220	3.110
22	0.6	1.008	0.286	4.433
23	0.11	0.857	0.000	-
24	0.6	0.992	0.283	4.363
25	0.6	1.218	0.332	5.357
26	0.11	1.057	0.000	-
27	0.4	0.784	0.158	2.463
28	0.6	0.975	0.279	4.288
29	0.6	1.077	0.301	4.737
30	0.11	0.809	0.000	-
31	0.4	0.891	0.175	2.799
32	0.4	0.717	0.147	2.253
33	0.4	0.875	0.172	2.749
34	0.4	0.723	0.148	2.271
TOTAL			6.218	96.843



Tabla H.6: Volumen de hormigón de 240 kg/cm^2 y encofrado para el sistema de tratamiento de aguas residuales

Volumen de Hormigon			
Estructura	Tanque séptico	Dosificador	Desarenador
	[m3]	[m3]	[m3]
Cubierta	1.392	0.264	-
Paredes Cortas	3.300	0.420	0.011
Paredes largas	5.549	0.252	0.150
Fondo	2.496	0.264	0.082
Total	12.737	1.200	0.243

Encofrado			
Estructura	Tanque séptico	Dosificador	Desarenador
	[m2]	[m2]	[m2]
Cubierta	14.000	3.000	-
Paredes Cortas	29.000	4.000	0.220
Paredes largas	56.470	4.400	1.650
Fondo	20.160	4.200	1.800
Total	119.630	15.600	3.670

Tabla H.7: Cantidad de acero para el armado del tanque séptico

PLANILLA DE HIERROS											
Marca	Diámetro	Cantidad		Dimensiones				Longitud			
MC		a-b	c-d	a	b	c	d	a	b	c	d
	[mm]	[u]	[u]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
Mc 500	10	696	124	0.12	0.055	0.065	0.106	83.52	38.28	8.06	13.14

Marca	Diámetro	Longitud Barras	Longitud Total	Peso / m	# varillas	Peso Total
MC	[mm]	[m]	[m]	[Kg/m]	[L = 12m]	[Kg]
Mc 500	10	1041.770	1184.774	0.617	99	642.77

Tabla H.8: Longitud total de la tubería del alcantarillado condominial

Tubería de alcantarillado (ϕ 125 mm), Di=110 mm	
Longitud	1343.123 m
Tee (ϕ 125 mm)	8 unidades
Tapón (ϕ 125 mm)	8 unidades
Tubería PVC (ϕ 125 mm), 6 m	224 unidades

Tabla H.9: Longitud de la tubería para el tratamiento de aguas residuales

Tubería lisa (ϕ 75 mm)	
Longitud (Según zanja de l.)	97.734 m
Codo 22.5° (ϕ 75 mm)	1 unidad
Codo 90° (ϕ 75 mm)	11 unidades
Tee (ϕ 75 mm)	6 unidades
Tubería PVC (ϕ 75 mm), 3 m	33 unidades



Tabla H.10: Longitud aproximada de la tubería de alcantarillado sanitario para las domiciliarias

Domiciliarias de Alcantarillado	
Vivienda	Longitud Aprox.
#	[m]
1	22.100
2	17.000
3	17.200
4	4.000
5	14.100
6	18.300
7	24.800
8	20.600
9	28.100
10	6.700
11	6.200
12	12.200
13	27.000
14	0.000
15	27.000
16	15.700
17	6.000
18	16.100
19	1.700
20	1.800
21	9.200
22	54.400
23	27.200
24	2.000
25	10.500
26	5.700
27	2.600
28	2.000
29	2.000
30	24.300
31	18.000
32	1.900
33	1.800
34	1.500
35	13.500
36	14.000
37	11.400
38	0.000
39	41.000
40	8.200
41	37.600
42	32.100
43	38.200
44	51.300
45	35.600
TOTAL	732.600



H.2. Presupuesto

PRESUPUESTO					
Codigo	Descripcion	Unidad	Cant.	P.U.	P.Total
1	SISTEMA DE ALCANTARILLADO CONDOMINIAL				
1000	Replanteo	km	1.35	587.03	792.49
1001	Nivelación	m	1 350	0.62	833.29
1002	Excavación manual en suelo sin clasificar de 0 a 2 m, de profundidad	m3	31.00	7.77	240.79
1003	Excavación mecánica en suelo clasificar de 0 a 2 m, de profundidad	m3	1 275	2.42	3 081.66
1004	Desbroce y limpieza	m2	1 080	1.55	1 670.25
1005	Entibado Discontinuo	m2	50	5.85	292.62
1006	Relleno compactado	m3	1 257	1.75	2 198.59
1007	Suministro de Tubería PVC para alcantarillado, D=125mm Tipo B	m	1 344	3.53	4 750.10
1008	Suministro Silla Tee PVC para alcantarillado 125 a 110mm	u	8	12.97	103.77
1013	Suministro Tapón M desagüe PVC 110 mm	u	8	2.44	19.52
1009	Colocación Tubería PVC Alcant. D=125 mm	m	1 344	1.12	1 509.48
1010	Colocación Silla Tee PVC U/E sin anclajes, D=125 mm	u	8	7.24	57.96
1015	Colocación Tapón M PVC D=110 mm	u	8	0.66	5.30
1011	Encofrado Recto para estructuras de hormigón no visto	m2	40	10.37	414.83
1012	Hormigón Simple 210 Kg/cm2 Pozos de Revisión	m3	6	141.29	878.82
SUBTOTAL					16 849.45
2	TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES				
1000	Replanteo	km	0.105	587.03	61.64
1001	Nivelación	m	105.00	0.62	64.81
1002	Excavación manual en suelo sin clasificar de 0 a 2 m, de profundidad	m3	5.00	7.77	38.84
1003	Excavación mecánica en suelo clasificar de 0 a 2 m, de profundidad	m3	102.00	2.42	246.53
1004	Desbroce y limpieza	m2	348.00	1.55	538.19
1006	Relleno compactado	m3	51.00	1.75	89.18
1014	Suministro de Tubería PVC desagüe, D=75mm	m	99.00	4.94	489.50
1016	Suministro Codo 90, D=75mm	u	11.00	3.33	36.59
1017	Suministro Codo 22.5, D=75mm	u	1.00	3.72	3.72
1018	Suministro Tee, D=75mm	u	6.00	4.40	26.38
1019	Colocación Tubería PVC desagüe, D=75 mm	m	99.00	0.86	85.53
1020	Colocación Codo 90, D=75mm	u	11.00	0.86	9.50
1021	Colocación Codo 22.5, D=75mm	u	1.00	0.86	0.86
1022	Colocación Tee, D=75mm	u	6.00	1.04	6.22
1011	Encofrado Recto para estructuras de hormigón no visto	m2	138.90	10.37	1 440.51
1023	Hormigón Simple 240 Kg/cm2	m3	14.18	153.40	2 175.24
1024	Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado)	Kg	642.77	2.12	1 362.13
1025	Material de Relleno, Grava (incluye esponjamiento). Para 20 metros	m3	27.00	26.79	723.41
1026	Material de Relleno, Arena (incluye esponjamiento). Para 20 metros	m3	12.00	26.79	321.51
SUBTOTAL					7 720.29
3	DOMICILIARIAS DE ALCANTARILLADO				
1002	Excavación manual en suelo sin clasificar de 0 a 2 m, de profundidad	m3	15.000	7.77	116.51
1003	Excavación mecánica en suelo clasificar de 0 a 2 m, de profundidad	m3	660.00	2.42	1 595.21
1006	Relleno compactado	m3	650.00	1.75	1 136.62
1007	Suministro de Tubería PVC para alcantarillado, D=125mm Tipo B	m	738.00	3.53	2 608.31
1027	Suministro Silla Yee PVC para alcantarillado 125 a 110mm	u	43.00	12.88	553.66
1009	Colocación Tubería PVC Alcant. D=125 mm	m	738.00	1.12	828.86
1028	Colocación Silla Yee PVC U/E sin anclajes, D=125 mm	u	43.00	7.70	330.99
1012	Hormigón Simple 210 Kg/cm2 Pozos de Revisión Domiciliares (0.4x0.4 m)	m3	5.30	141.29	748.83
SUBTOTAL					7 919.00
SUBTOTAL					32 488.74
IVA 12%					3 898.65
TOTAL					36 387.39



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1000

RUBRO:
Replanteo

UNIDAD: km

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Equipo de topografía	Hora	2	2.00	15.0000	60.00
Equipo menor	Hora	1	0.20	15.0000	3.00
Vehículo liviano	Hora	1	3.50	15.0000	52.50
Subtotal de Equipo:					115.50

MANO DE OBRA				
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total
Peon (EOE2)	2	3.51	15.0000	105.30
Cadenero (EOD2)	2	3.55	15.0000	106.50
Topografo 2 (EOC1)	1	3.93	15.0000	58.95
Chofer de camionetas livianas o mixtas hasta 3.5 toneladas (EOC1)	1	5.15	15.0000	77.25
Subtotal de Mano de Obra:				348.00

MATERIALES				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Estacas con Pintura	Glb.	20.00	1.49	29.80
Subtotal de Materiales:				29.80

TRANSPORTE				
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total
Subtotal de Transporte:				0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				493.30
INDIRECTOS Y UTILIDADES			19.00%	93.73
OTROS INDIRECTOS				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				587.03
VALOR OFERTADO				587.03

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1001

RUBRO:

Nivelación

UNIDAD: m

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Equipo menor (%MO)	Hora	1			
Equipo de topografía	Hora	1	2.00	0.0200	0.04
Vehículo liviano	Hora	1	3.50	0.0200	0.07
Subtotal de Equipo:					0.11

MANO DE OBRA				
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total
Peon (EOE2)	1	3.51	0.0200	0.07
Cadenero (EOD2)	2	3.55	0.0200	0.14
Topografo 2 (EOC1)	1	3.93	0.0200	0.08
Chofer de camionetas livianas o mixtas hasta 3.5 toneladas (EOC1)	1	5.15	0.0200	0.10
Subtotal de Mano de Obra:				0.39

MATERIALES				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Estacas con Pintura	Glb.	0.0100	1.49	0.01
Subtotal de Materiales:				0.01

TRANSPORTE				
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total
Subtotal de Transporte:				0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				0.52
INDIRECTOS Y UTILIDADES			19.00%	0.10
OTROS INDIRECTOS				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				0.62
VALOR OFERTADO				0.62

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1002

RUBRO:

Excavación manual en suelo sin clasificar de 0 a 2 m, de profundidad,

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Herramientas varias	Hora	1	0.40	0.0180	0.01
Subtotal de Equipo:					0.01

MANO DE OBRA				
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total
Peon (EOE2)	1	3.26	2.0000	6.52
Subtotal de Mano de Obra:				6.52

MATERIALES				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Subtotal de Materiales:				0.00

TRANSPORTE				
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total
Subtotal de Transporte:				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		6.53
INDIRECTOS Y UTILIDADES	19.00%	1.24
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		7.77
VALOR OFERTADO		7.77

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1003

RUBRO:

Excavación mecánica en suelo sin clasificar de 0 a 2 m de profundidad,

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Retroexcavadora	Hora	1	25.00	0.0600	1.50
Subtotal de Equipo:					1.50

MANO DE OBRA				
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total
Op. de Retroexcavadora (EOC1 Grupo I)	1	3.93	0.0710	0.28
Ayud. de maquinaria. Engrasador o abastecedor responsable (EOD2 Sin título)	1	3.55	0.0710	0.25
Subtotal de Mano de Obra:				0.53

MATERIALES				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Subtotal de Materiales:				0.00

TRANSPORTE				
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total
Subtotal de Transporte:				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		2.03
INDIRECTOS Y UTILIDADES	19.00%	0.39
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		2.42
VALOR OFERTADO		2.42

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1004

RUBRO:

Desbroce y limpieza

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Herramientas varias	Hora	1	0.20	0.1800	0.04
Subtotal de Equipo:					0.04

MANO DE OBRA				
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total
Peon (EOE2)	2	3.51	0.1800	1.26
Subtotal de Mano de Obra:				1.26

MATERIALES				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Subtotal de Materiales:				0.00

TRANSPORTE				
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total
Subtotal de Transporte:				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	1.30
INDIRECTOS Y UTILIDADES 19.00%	0.25
OTROS INDIRECTOS	
COSTO TOTAL DEL RUBRO	1.55
VALOR OFERTADO	1.55

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1005

RUBRO:
Entibado Discontinuo

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Herramientas varias	Hora	1	0.20	0.1000	0.02
Subtotal de Equipo:					0.02

MANO DE OBRA					
Descripción		Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total
Peon (EOE2)		1	3.51	0.1000	0.35
Albañil (EOD2)		1	3.55	0.1000	0.36
Subtotal de Mano de Obra:					0.71

MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Pingos (segun especificacion)	m	1.2000	0.50	0.60	
Tablones (segun especificacion)	u	0.80	4.4900	3.59	
Subtotal de Materiales:					4.19

TRANSPORTE				
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total
Subtotal de Transporte:				0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				4.92
INDIRECTOS Y UTILIDADES 19.00%				0.93
OTROS INDIRECTOS				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				5.85
VALOR OFERTADO				5.85

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1006

RUBRO:
Relleno compactado

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Herramientas varias	Hora	1	0.20	0.0745	0.01
Vibro-apisonador	Hora	1	1.80	0.0745	0.13
Subtotal de Equipo:					0.15

MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Rendim.	Total	
Peon (EOE2)	4	3.51	0.0745	1.05	
Op. de Equipo Liviano (EOD2)	1	3.55	0.0745	0.26	
Subtotal de Mano de Obra:					1.31

MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Agua	m3	0.20	0.05	0.01	
Subtotal de Materiales:					0.01

TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.47
INDIRECTOS Y UTILIDADES				19.00%	0.28
OTROS INDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.75
VALOR OFERTADO					1.75

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1007

RUBRO:

Suministro de Tubería PVC para alcantarillado, D=125mm Tipo B

UNIDAD: m

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Subtotal de Equipo:					0.00

MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Rendim.	Total	
Subtotal de Mano de Obra:					0.00

MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Tubería PVC para Alcant, U/E D=125 mm, Tipo B (Di=110 mm) (incluye sello elastomérico)	m	1.00	2.940	2.94	
Lubricante vegetal	kg	0.1000	0.300	0.03	
Subtotal de Materiales:					2.97

TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		2.97
INDIRECTOS Y UTILIDADES	19.00%	0.56
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		3.53
VALOR OFERTADO		3.53

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1009

RUBRO:

Colocacion Tuberia PVC Alcant. D=125 mm

UNIDAD: m

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Equipo menor	Hora	1	0.20	0.1300	0.03
Subtotal de Equipo:					0.03

MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Rendim.	Total	
Ayudante (EOE2)	1	3.51	0.1300	0.46	
Plomero (EOD2)	1	3.55	0.1300	0.46	
Subtotal de Mano de Obra:					0.92

MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Subtotal de Materiales:					0.00

TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0.94
INDIRECTOS Y UTILIDADES				19.00%	0.18
OTROS INDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.12
VALOR OFERTADO					1.12

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1010

RUBRO:

Colocacion Silla Tee PVC U/E sin anclajes, D=125 mm

UNIDAD: u

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Equipo menor	Hora	1	0.20	0.8000	0.16
Caladora Circular	Hora	1	0.35	0.8000	0.28
Subtotal de Equipo:					0.44

MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Rendim.	Total	
Ayudante (EOE2)	1	3.51	0.8000	2.81	
Plomero (EOD2)	1	3.55	0.8000	2.84	
Subtotal de Mano de Obra:					5.65

MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Subtotal de Materiales:					0.00

TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					6.09
INDIRECTOS Y UTILIDADES				19.00%	1.16
OTROS INDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					7.24
VALOR OFERTADO					7.24

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1011

RUBRO:
Encofrado Recto para estructuras de hormigón no visto

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Equipo menor	Hora	1	0.20	0.2500	0.05
Subtotal de Equipo:					0.05

MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Rendim.	Total	
Carpintero (EOD2)	1	3.55	0.2500	0.89	
Peon (EOE2)	1	3.51	0.2500	0.88	
Subtotal de Mano de Obra:					1.77

MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Madera contrachapada	m2	1.00	4.000	4.00	
Sistema de colocación, sujeción y fijación del encofrado	Global	1.00	2.800	2.80	
Desmoldante para encofrado	m2	1.0000	0.100	0.10	
Subtotal de Materiales:					6.90

TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					8.72
INDIRECTOS Y UTILIDADES				19.00%	1.66
OTROS INDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					10.37
VALOR OFERTADO					10.37

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1012

RUBRO:
Hormigón Simple 210 Kg/cm²

UNIDAD: m³

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Equipo menor	Hora	1	0.20	1.1000	0.22
Concretera de un Saco	Hora	1	2.30	1.1000	2.53
Vibrador	Hora	1	1.80	1.1000	1.98
Subtotal de Equipo:					4.73

MANO DE OBRA				
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Rendim.	Total
Peon (EOE2)	5	3.51	1.1000	19.31
Albañil (EOD2)	1	3.55	1.1000	3.91
Op. de Equipo Liviano (EOD2)	1	3.55	1.1000	3.91
Subtotal de Mano de Obra:				27.12

MATERIALES				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Agua	m ³	0.50	0.050	0.03
Cemento Portland tipo I	Saco	7.20	7.300	52.56
Arena	m ³	0.60	20.000	12.00
Grava	m ³	0.95	20.000	19.00
Aditivo Hormigon	Gln	0.10	25.000	2.50
Aditivo quimico para curado de hormigon	Gln	0.1000	8.000	0.80
Subtotal de Materiales:				86.89

TRANSPORTE				
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total
Subtotal de Transporte:				0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				118.73
INDIRECTOS Y UTILIDADES			19.00%	22.56
OTROS INDIRECTOS				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				141.29
VALOR OFERTADO				141.29

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1013

RUBRO:

Suministro Tapón M desague PVC 110 mm

UNIDAD: u

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendim.	Total
Subtotal de Equipo:					0.00

MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Costo Hora	Rendim.	Total
Subtotal de Mano de Obra:					0.00

MATERIALES				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Tapón Macho desague PVC 110 mm	u	1	2.05	2.05
Subtotal de Materiales:				2.05

TRANSPORTE				
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total
Subtotal de Transporte:				0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				2.05
INDIRECTOS Y UTILIDADES			19.00%	0.39
OTROS INDIRECTOS				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				2.44
VALOR OFERTADO				2.44

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1014

RUBRO:

Suministro de Tubería PVC lisa, D=75mm

UNIDAD: m

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Subtotal de Equipo:					0.00

MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Rendim.	Total	
Subtotal de Mano de Obra:					0.00

MATERIALES				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Tubería PVC Sanitaria, EC D=75 mm	m	1.00	4.030	4.03
Pegamento para tuberías PVC	gln	0.0024	52.090	0.13
Subtotal de Materiales:				4.16

TRANSPORTE				
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total
Subtotal de Transporte:				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		4.16
INDIRECTOS Y UTILIDADES	19.00%	0.79
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		4.94
VALOR OFERTADO		4.94

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1015

RUBRO:

Colocacion Tapón M PVC D=110 mm

UNIDAD: u

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Equipo menor	Hora	1	0.20	0.1500	0.03
Subtotal de Equipo:					0.03

MANO DE OBRA				
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Rendim.	Total
Ayudante (EOE2)	1	3.51	0.1500	0.53
Subtotal de Mano de Obra:				0.53

MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Subtotal de Materiales:					0.00

TRANSPORTE				
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total
Subtotal de Transporte:				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	0.56
INDIRECTOS Y UTILIDADES 19.00%	0.11
OTROS INDIRECTOS	
COSTO TOTAL DEL RUBRO	0.66
VALOR OFERTADO	0.66

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1016

RUBRO:

Suministro Codo 90, D=75mm

UNIDAD: u

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Subtotal de Equipo:					0.00

MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Rendim.	Total	
Subtotal de Mano de Obra:					0.00

MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Codo Desague de 90 PVC, D=75 mm	m	1.00	2.670	2.67	
Pegamento para tuberías PVC	gln	0.0024	52.090	0.13	
Subtotal de Materiales:					2.80

TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				2.80	
INDIRECTOS Y UTILIDADES			19.00%	0.53	
OTROS INDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO				3.33	
VALOR OFERTADO				3.33	

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1017

RUBRO:

Suministro Codo 22.5, D=75mm

UNIDAD: u

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Subtotal de Equipo:					0.00

MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Rendim.	Total	
Subtotal de Mano de Obra:					0.00

MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Codo Desague de 22.5 PVC, D=75 mm	m	1.00	3.000	3.00	
Pegamento para tuberías PVC	gln	0.0024	52.090	0.13	
Subtotal de Materiales:					3.13

TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	3.13
INDIRECTOS Y UTILIDADES 19.00%	0.59
OTROS INDIRECTOS	
COSTO TOTAL DEL RUBRO	3.72
VALOR OFERTADO	3.72

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1018

RUBRO:

Suministro Tee, D=75mm

UNIDAD: u

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Subtotal de Equipo:					0.00

MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Rendim.	Total	
Subtotal de Mano de Obra:					0.00

MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Tee Desague PVC, D=75 mm	m	1.00	3.570	3.57	
Pegamento para tuberías PVC	gln	0.0024	52.090	0.13	
Subtotal de Materiales:					3.70

TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					3.70
INDIRECTOS Y UTILIDADES				19.00%	0.70
OTROS INDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					4.40
VALOR OFERTADO					4.40

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1019

RUBRO:

Colocación Tubería PVC desague, D=75 mm

UNIDAD: m

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Equipo menor	Hora	1	0.20	0.1000	0.02
Subtotal de Equipo:					0.02

MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Rendim.	Total	
Ayudante (EOE2)	1	3.51	0.1000	0.35	
Plomero (EOD2)	1	3.55	0.1000	0.36	
Subtotal de Mano de Obra:					0.71

MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Subtotal de Materiales:					0.00

TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0.73
INDIRECTOS Y UTILIDADES				19.00%	0.14
OTROS INDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					0.86
VALOR OFERTADO					0.86

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1020

RUBRO:

Colocación Codo 90, D=75mm

UNIDAD: u

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Equipo menor	Hora	1	0.20	0.1000	0.02
Subtotal de Equipo:					0.02

MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Rendim.	Total	
Ayudante (EOE2)	1	3.51	0.1000	0.35	
Plomero (EOD2)	1	3.55	0.1000	0.36	
Subtotal de Mano de Obra:					0.71

MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Subtotal de Materiales:					0.00

TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0.73
INDIRECTOS Y UTILIDADES				19.00%	0.14
OTROS INDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					0.86
VALOR OFERTADO					0.86

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1021

RUBRO:

Colocación Codo 22.5, D=75mm

UNIDAD: u

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Equipo menor	Hora	1	0.20	0.1000	0.02
Subtotal de Equipo:					0.02

MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Rendim.	Total	
Ayudante (EOE2)	1	3.51	0.1000	0.35	
Plomero (EOD2)	1	3.55	0.1000	0.36	
Subtotal de Mano de Obra:					0.71

MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Subtotal de Materiales:					0.00

TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				0.73
INDIRECTOS Y UTILIDADES			19.00%	0.14
OTROS INDIRECTOS				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				0.86
VALOR OFERTADO				0.86

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código:

1022

RUBRO:

Colocación Tee, D=75mm

UNIDAD: u

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Equipo menor	Hora	1	0.20	0.1200	0.02
Subtotal de Equipo:					0.02

MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Rendim.	Total	
Ayudante (EOE2)	1	3.51	0.1200	0.42	
Plomero (EOD2)	1	3.55	0.1200	0.43	
Subtotal de Mano de Obra:					0.85

MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Subtotal de Materiales:					0.00

TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0.87
INDIRECTOS Y UTILIDADES				19.00%	0.17
OTROS INDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.04
VALOR OFERTADO					1.04

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código:

1023

RUBRO:

Hormigón Simple 240 Kg/cm²

UNIDAD:

m³

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Equipo menor	Hora	1	0.20	1.2000	0.24
Concretera de un Saco	Hora	1	2.30	1.2000	2.76
Vibrador	Hora	1	1.80	1.2000	2.16
Subtotal de Equipo:					5.16

MANO DE OBRA				
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Rendim.	Total
Peon (EOE2)	5	3.51	1.2000	21.06
Albañil (EOD2)	1	3.55	1.2000	4.26
Op. de Equipo Liviano (EOD2)	1	3.55	1.2000	4.26
Subtotal de Mano de Obra:				29.58

MATERIALES				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Agua	m ³	0.18	0.050	0.01
Cemento Portland tipo I	Saco	8.20	7.300	59.86
Arena	m ³	0.60	20.000	12.00
Grava	m ³	0.95	20.000	19.00
Aditivo Hormigon	Gln	0.10	25.000	2.50
Aditivo quimico para curado de hormigon	Gln	0.1000	8.000	0.80
Subtotal de Materiales:				94.17

TRANSPORTE				
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total
Subtotal de Transporte:				0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				128.91
INDIRECTOS Y UTILIDADES			19.00%	24.49
OTROS INDIRECTOS				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				153.40
VALOR OFERTADO				153.40

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1024

RUBRO:

Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado)

UNIDAD: Kg

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Equipo menor	Hora	1	0.20	0.0800	0.02
					0.00
Subtotal de Equipo:					0.02

MANO DE OBRA				
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Rendim.	Total
Peon (EOE2)	1	3.51	0.0800	0.28
Fierrero (EOD2)	1	3.55	0.0800	0.28
Subtotal de Mano de Obra:				0.56

MATERIALES				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Hierro Varillas (Corrugado)	Kg	1.05	1.000	1.05
Alambre de Amarre Recocido No. 18	Kg	0.10	1.500	0.15
Subtotal de Materiales:				1.20

TRANSPORTE				
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total
Subtotal de Transporte:				0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				1.78
INDIRECTOS Y UTILIDADES			19.00%	0.34
OTROS INDIRECTOS				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				2.12
VALOR OFERTADO				2.12

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1025

RUBRO:

Material de Relleno, Grava (incluye esponjamiento)

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Volqueta de 8 m3	Hora	1	20.00	0.1000	2.00
					0.00
Subtotal de Equipo:					2.00

MANO DE OBRA				
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Rendim.	Total
Chofer de trailer, volqueta, tanquero, plataforma, etc.	1	5.15	0.1000	0.52
Subtotal de Mano de Obra:				0.52

MATERIALES				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Grava	m3	1.00	20.000	20.00
Subtotal de Materiales:				20.00

TRANSPORTE				
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total
Subtotal de Transporte:				0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				22.52
INDIRECTOS Y UTILIDADES			19.00%	4.28
OTROS INDIRECTOS				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				26.79
VALOR OFERTADO				26.79

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1026

RUBRO:

Material de Relleno, Arena (incluye esponjamiento)

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Volqueta de 8 m3	Hora	1	20.00	0.1000	2.00
					0.00
Subtotal de Equipo:					2.00

MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Rendim.	Total	
Chofer de trailer, volqueta, tanquero, plataforma, etc.	1	5.15	0.1000	0.52	
Subtotal de Mano de Obra:					0.52

MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Arena	m3	1.00	20.000	20.00	
Subtotal de Materiales:					20.00

TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
				0.00	
Subtotal de Transporte:					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					22.52
INDIRECTOS Y UTILIDADES				19.00%	4.28
OTROS INDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					26.79
VALOR OFERTADO					26.79

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1027

RUBRO:

Suministro Silla Yee PVC para alcantarillado 125 a 110mm

UNIDAD: u

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendim.	Total
Subtotal de Equipo:					0.00

MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Costo Hora	Rendim.	Total
Subtotal de Mano de Obra:					0.00

MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Silla Yee PVC U/E D=125 mm	u	1	8.82	8.82	
Anillo de caucho para Silla Tee	u	1	2.00	2.00	
Subtotal de Materiales:				10.82	

TRANSPORTE				
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total
Subtotal de Transporte:				0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				10.82
INDIRECTOS Y UTILIDADES			19.00%	2.06
OTROS INDIRECTOS				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				12.88
VALOR OFERTADO				12.88

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código: 1028

RUBRO:

Colocacion Silla Yee PVC U/E sin anclajes, D=125 mm

UNIDAD: u

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Equipo menor	Hora	1	0.20	0.8500	0.17
Caladora Circular	Hora	1	0.35	0.8500	0.30
Subtotal de Equipo:					0.47

MANO DE OBRA				
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Rendim.	Total
Ayudante (EOE2)	1	3.51	0.8500	2.98
Plomero (EOD2)	1	3.55	0.8500	3.02
Subtotal de Mano de Obra:				6.00

MATERIALES				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Subtotal de Materiales:				0.00

TRANSPORTE				
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total
Subtotal de Transporte:				0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				6.47
INDIRECTOS Y UTILIDADES			19.00%	1.23
OTROS INDIRECTOS				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				7.70
VALOR OFERTADO				7.70

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Cuenca, 23 de enero de 2019



Universidad de Cuenca

Anexo I

Manual de operación y mantenimiento

desde 1867

**ALCANTARILLADO
CONDOMINIAL**

MANUAL DE USUARIO



COMO MANTENER EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO CONDOMINIAL

HEY GENTE,
LES VOY A
MOSTRAR COMO
MANTENER
Y OPERAR
EL SISTEMA
DE ALCANTARILLADO
CONDOMINIAL

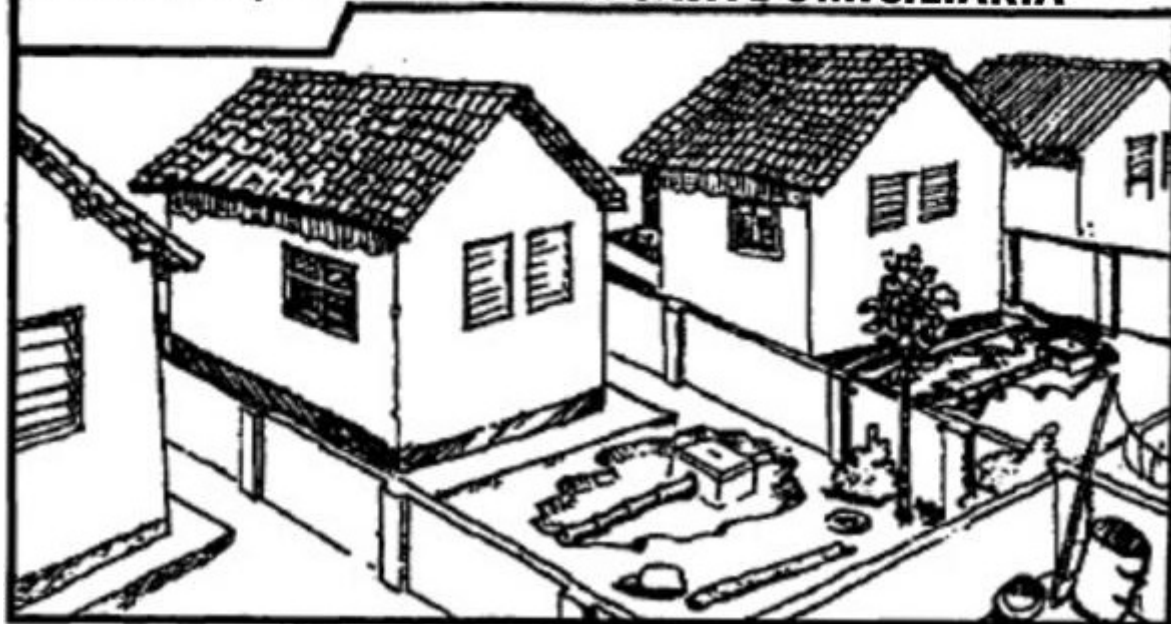


EL SISTEMA SE COMPONE
DE LAS SIGUIENTES
PARTES

- RAMALES CONDOMINIALES
- LA RED PRINCIPAL DE RECOLECCIÓN
- LA PLANTA DE TRATAMIENTO



LOS RAMALES CONDOMINIALES RECIBEN EL AGUA DE LAS CASAS, MEDIANTE UNA CAJA DOMICILIARIA





PARA EVITAR PROBLEMAS, DEBEMOS TOMAR ALGUNAS PRECAUCIONES COMO:



**NO TIRAR NADA QUE
PUEDA OBSTRUIR LAS TUBERÍAS
DEL INODORO O LAVADO**



**SIEMPRE MANTENER
LAS CAJAS DE INSPECCIÓN
CERRADAS PARA EVITAR
EL INGRESO DE ARENA
Y AGUA LLUVIA**



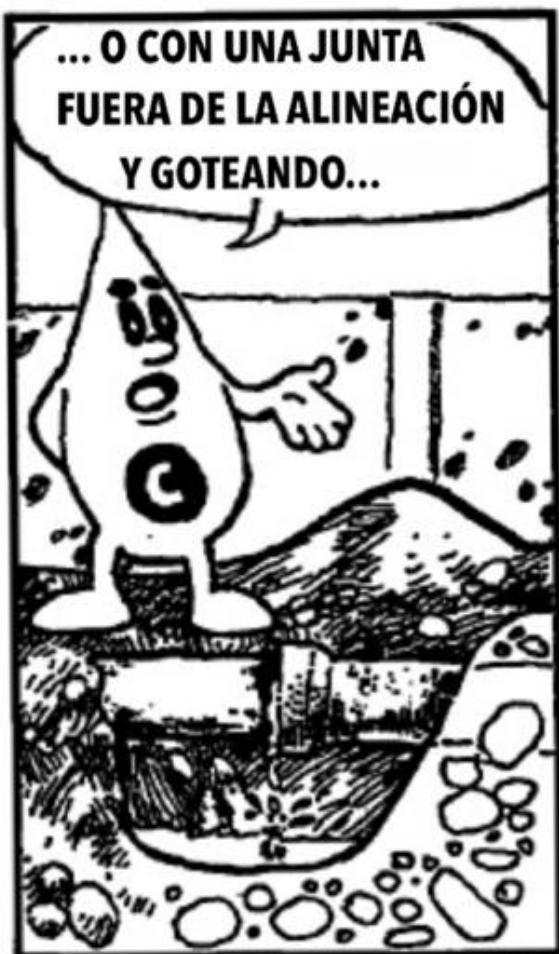


**A VECES EN LOS RAMALES
CONDOMINIALES SE PRESENTAN
FUGAS.**



**SI ESTO SUCEDE, SE DEBERÁ CAVAR CUIDADOSAMENTE
EN EL ÁREA DONDE EL SUELO ESTÉ MOJADO, ASEGURÁNDOSE
DE NO DAÑAR LA TUBERÍA, HASTA
DESCUBRIR LA CAUSA DE
LA FUGA**





**EXCAVA MÁS PROFUNDO
HASTA QUE PUEDES ALCANZAR
DEBAJO DE LA TUBERÍA**



**SI LA FUJA ESTÁ EN LA
JUNTA, REMUEVE EL
CEMENTO CON CUIDADO**



**ENTONCES, MEZCLA
ALGO DE CEMENTO**



**HUMEDECE EL ÁREA
SER REPARADA EN LA
JUNTA O A LO LARGO
DE LA GRIETA**





COMO DESTAPAR UNA TUBERÍA

USANDO UNA ESPÁTULA DE ALBAÑIL, AFLOJE EL CEMENTO QUE SELLA LAS TAPAS DE LAS CAJAS DE INSPECCIÓN DE SU CASA Y DE SUS VECINOS

LUEGO RETIRE CUIDADOSAMENTE LAS TAPAS, TENIENDO CUIDADO DE NO ROMPERLAS.

SI USTED VE QUE SU CAJA ESTÁ LLENA Y LA OTRA NO...

...TOME UN PEDAZO DE ALAMBRE GRUESO...

...QUE PUEDA LLEGAR DESDE LA CAJA DE INSPECCIÓN DE SU CASA...

...Y ATE UNA BOLA DE TPAOS BUENOS Y APRETADOS EN UN EXTREMO DEL ALAMBRE...

...A LA CAJA DE INSPECCIÓN DE SU VECINO..

**EMPEZANDO EN LA CAJA DE INSPECCIÓN
DE SU VECINO, INSERTE EL ALAMBRE A TRAVÉS
DEL RAMAL CONDOMINIAL HASTA QUE SIENTA
QUE SE ENCUENTRA CON ALGO**



**CUIDADOSAMENTE PRESIONE EL ALAMBRE
HASTA QUE SE DESPEJE LA OBSTRUCCIÓN Y
EL ALAMBRE LLEGUE AL FINAL DE SU CAJA**



MANTENGA EL ALAMBRE EN ESTA POSICIÓN HASTA QUE TODOS LOS DESECHOS LÍQUIDOS HAYAN FLUIDO COMPLETAMENTE A TRAVÉS DE LA TUBERÍA

RETIRE LOS RESIDUOS Y SAQUE EL ALAMBRE

PARA SU PROTECCIÓN USE GANTES PLÁSTICOS.

CIERRE LAS CAJAS DE INSPECCIÓN, SELLANDO LAS TAPAS CON CEMENTO.





Universidad de Cuenca

Anexo J

Plano topográfico de la comunidad de Salinas

desde 1867



Universidad de Cuenca

Anexo K

Planos de la red de alcantarillado condominial para la comunidad de Salinas



Anexo L

Planos del perfil de la red de alcantarillado condominial para la comunidad de Salinas



Universidad de Cuenca

Anexo M

Planos de las estructuras para el tratamiento de aguas de residuales



Bibliografía

- [1] Simón Arocha Ravelo. *Cloacas y drenajes: teoría & diseño*. Ediciones Vega, Caracas, 1983. OCLC: 318144068.
- [2] Ven Te Chow. *Hidráulica de los canales abiertos*. Diana, México, 1993. OCLC: 928207247.
- [3] Instituto Nicaraguense de Acueductos y Alcantarillado. *Guía de criterios técnicos para el diseño de sistemas condominiales*.
- [4] Programa de Agua y Saneamiento Región Andina Bolivia. *Sistemas condominiales de alcantarillado sanitario. manual de diseño y construcción*. 2001.
- [5] Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente CEPIS. *Guías para el diseño de tecnologías de alcantarillado*.
- [6] Organización Panamericana de la Salud. *Especificaciones técnicas para el diseño de tanques sépticos*. 2003.
- [7] Organización Panamericana de la Salud. *Guías para el diseño de tecnologías de alcantarillado*. 2005.
- [8] Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo. *Informe sobre Desarrollo Humano 2006*. 2006.
- [9] Programa de Monitoréo Conjunto para agua potable y saneamiento. *Programa de monitoréo conjunto oms/unicef para agua potable y saneamiento. Technical report*, 2010.
- [10] Dirección General de Saneamiento Básico DIGESBA. *INSTALACIONES SANITARIAS - ALCANTARILLADO PLUVIAL, SANITARIO Y TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES*. 2001.
- [11] Edsger W Dijkstra. A note on two problems in connexion with graphs. *Numerische mathematik*, 1(1):269–271, 1959.

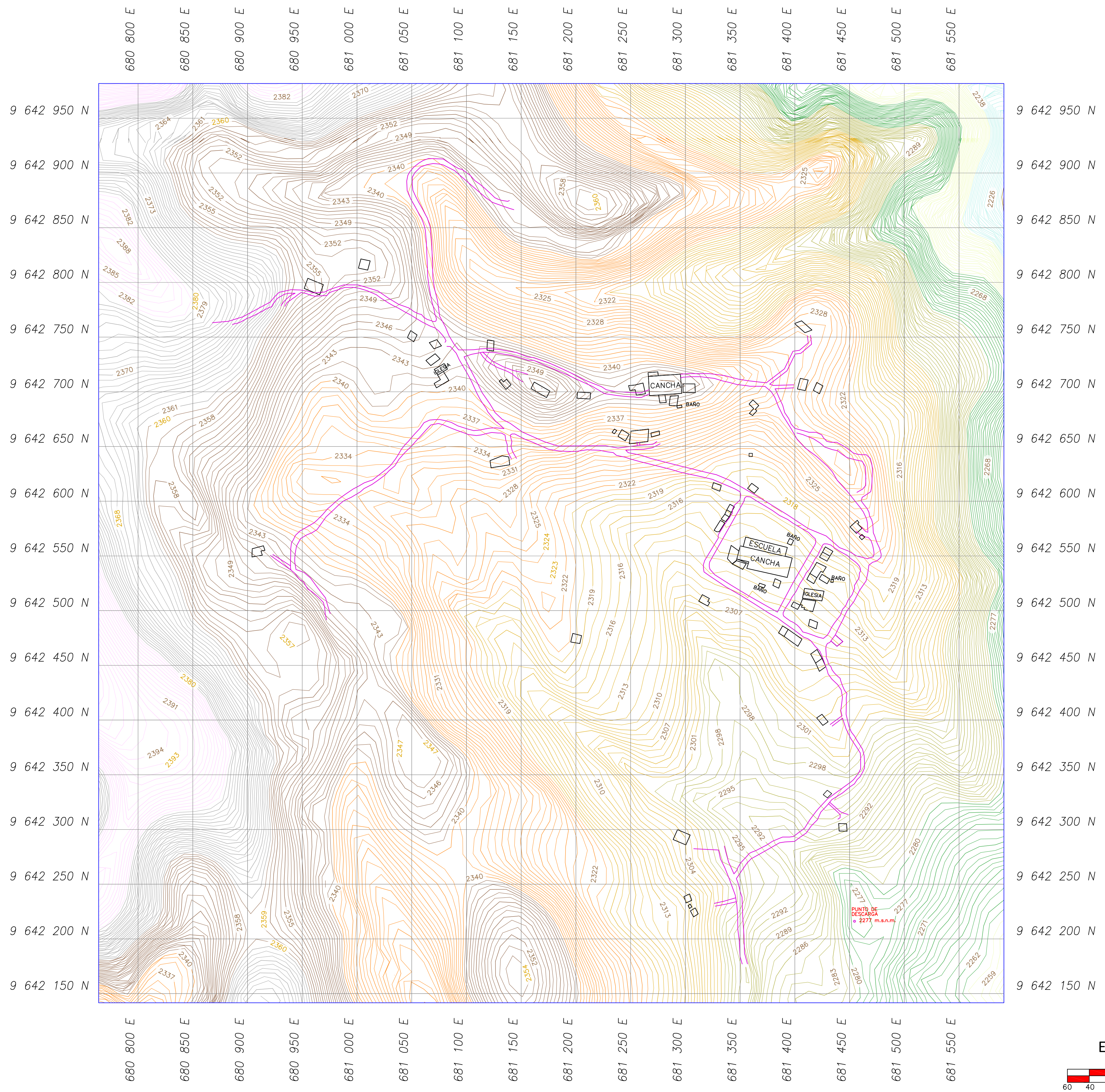
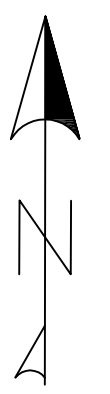


- [12] David H Douglas. Least-cost path in gis using an accumulated cost surface and slopelines. *Cartographica: the international journal for Geographic Information and Geovisualization*, 31(3):37–51, 1994.
- [13] Elías Rosales Escalante. Tanques sépticos. conceptos teóricos base y aplicaciones. *Tecnología en marcha*, 18(2):26–33, 2005.
- [14] Richard H French. *Hidráulica de Canales Abiertos*. McGraw-Hill Interamericana, México, 2011. OCLC: 963596086.
- [15] Jorge García Sosa. Instalaciones hidráulicas y sanitarias en edificios. *Texto web, capítulo, 3*, 2001.
- [16] AJ Garzón. Evaluación patrones de consumo y caudales máximos instantáneos de usuarios residenciales de la ciudad de bogotá, 2014.
- [17] Aurelio Hernández Muñoz, Aurelio Hernández Lehmann, Pedro Galán Martínez, and Uralita (Firma). *Manual de depuración Uralita: sistemas para depuración de aguas residuales en núcleos de hasta 20.000 habitantes*. Thomson, Madrid, 2004. OCLC: 803596449.
- [18] Roy B Hunter. *Methods of estimating loads in plumbing systems*. US Dept. of Commerce, National Bureau of Standards, 1940.
- [19] Sviatoslav Krochin. Diseño hidráulico. In *Diseño hidráulico*. EPN, 1986.
- [20] Nelson Yovani Castro Ladino, Jorge Enrique Garzón Garzón, and Rafael Orlando Ortiz Mosquera. Aplicación de los métodos para el cálculo de caudales máximos probables instantáneos, en edificaciones de diferente tipo.
- [21] R. L. Lenton, Albert Morgan Wright, and Kristen Lewis. *Health, dignity, and development: what will it take?* Earthscan, London ; Sterling, VA, 2005. OCLC: ocm68979634.
- [22] Ricardo Alfredo López Cualla. *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados*. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogota, 2007. OCLC: 981428554.
- [23] Duncan Mara et al. *Sewage treatment in hot climates*. John Wiley & Sons., 1976.
- [24] Melguizo. *Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias*. Medellín.
- [25] Jose Carlos Melo. The experience of condominial water and sewerage systems in brazil. *Case studies from Brasilia, Salvador and Parauapebas*. Lima: Water and Sanitation Program Latin America, 2005.



- [26] Sérgio Rolim Mendonca. *Sistemas de lagunas de estabilización*. McGrawHill, 2000.
- [27] Metcalf & Eddy. *Tratamiento y depuración de las aguas residuales*. Editorial Labor, Barcelona, 1977. OCLC: 970475196.
- [28] Klaus Dieter Neder and Teresa Lampoglia. Guía de implantación de la tecnología condominial por una empresa de saneamiento. *GTZ/PROAGUA*, 2003.
- [29] ALEX JAVIER GARZÓN ORDUÑA and RAFAEL ORLANDO ORTIZ MOSQUERA. Evaluación de los métodos de cálculo de caudales máximos probables en edificaciones de uso residencial de la ciudad de bogotá.
- [30] World Health Organization and UNICEF. Progress on drinking water, sanitation and hygiene: 2017 update and SDG baselines. 2017.
- [31] Constantino Arruda Pessoa and Eduardo Pacheco Jordao. *Tratamiento de esgotos domesticos*. Associacao Brasileira de Engenharia Sanitaria e Ambiental, Rio de Janeiro, 1982. OCLC: 318144110.
- [32] Senplades. Agua potable y alcantarillado para erradicar la pobreza en el ecuador. Technical report, Secretaria Nacional de Planificación y Desarrollo, julio 2014.
- [33] JAY LEE DAN STUCKY. On applying watershed analysis for determining least-cost paths on digital elevation models. *International Journal of Geographical Information Science*, 12(8):891–905, 1998.
- [34] Elizabeth Tilley, Lukas Ulrich, Lüthi Christoph, Reymond Philippe, Schertenleib Roland, and Zurbrügg Christian. *Compendio de sistemas y tecnologías de saneamiento*. 2018. OCLC: 1035938997.
- [35] Francisco Unda Opazo. *Ingeniería sanitaria aplicada a saneamiento y salud pública*. LIMUSA, 2000.
- [36] Gabrielle Watson. *Good Sewers Cheap? Agency-Customer Interactions in Low-Cost Urban Sanitation in Brazil*. 1995.
- [37] Chaoqing Yu, JAY Lee, and Mandy J Munro-Stasiuk. Extensions to least-cost path algorithms for roadway planning. *International Journal of Geographical Information Science*, 17(4):361–376, 2003.
- [38] Renán Alonso Zamora-Álvarez. Evaluación de los métodos para el cálculo de caudales máximos probables instantáneos en edificaciones. 2013.

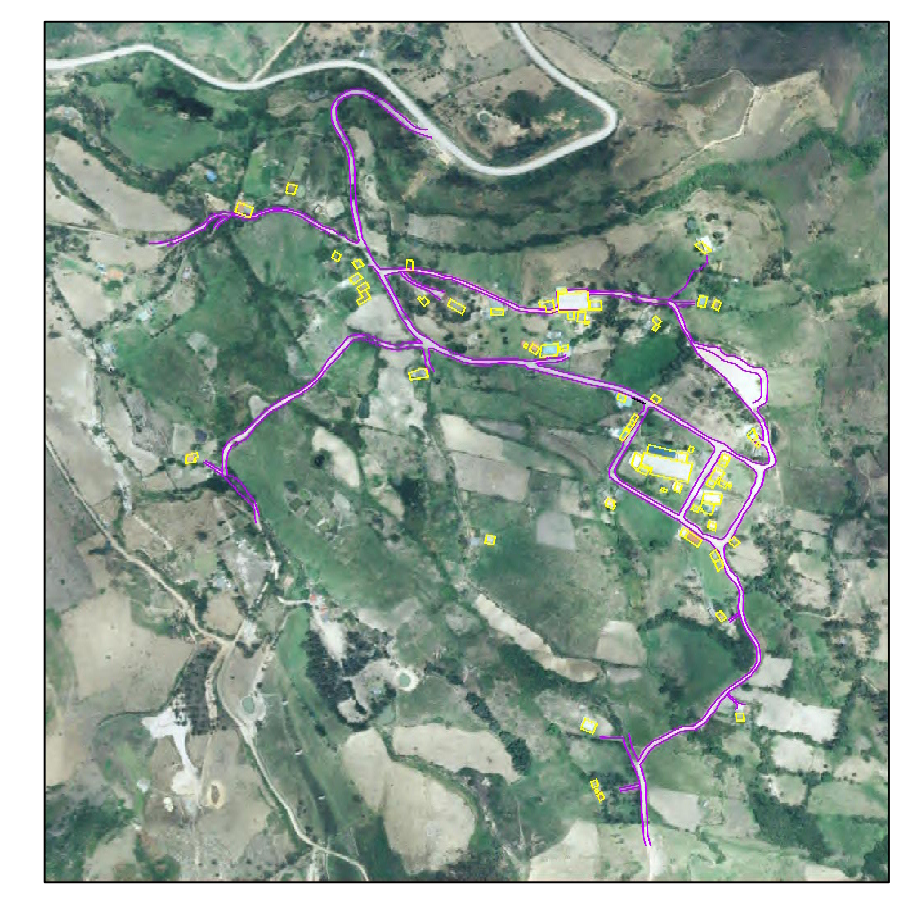
PLANO TOPOGRÁFICO DE LA COMUNIDAD SALINAS



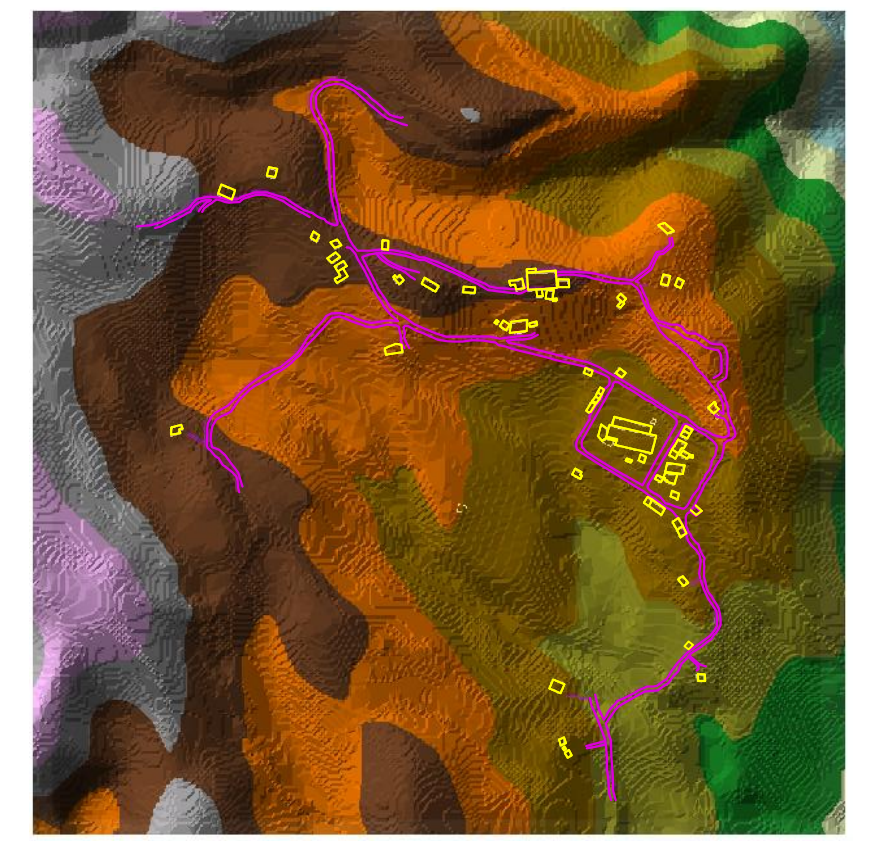
TOPOGRAFÍA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
	Carreteras
	Edificaciones
	Curvas de nivel a 1m
	Punto de descarga de aguas residuales

Coordenadas Geográficas
UTM Zona 17-M

Comunidad Rural de Salinas, Cantón Santa Isabel

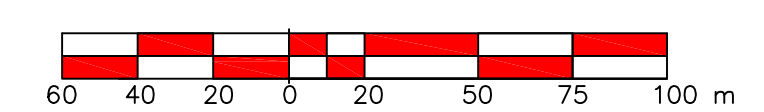


Modelo de elevación digital de Salinas



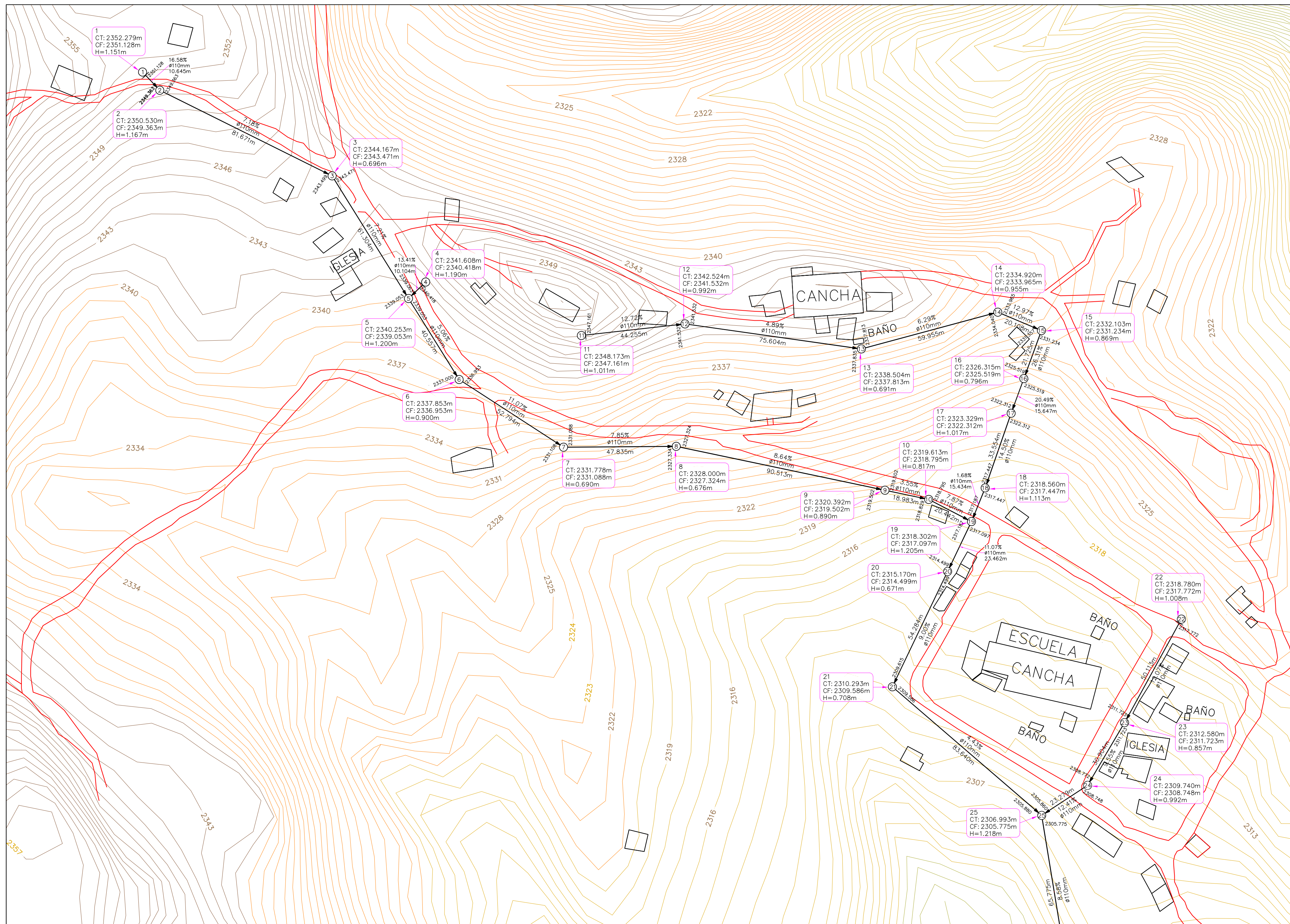
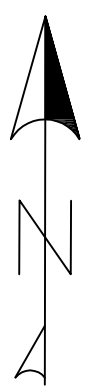
#	Elevación mínima	Elevación máxima	Color
1	2380.00	2400.00	
2	2360.00	2380.00	
3	2340.00	2360.00	
4	2320.00	2340.00	
5	2300.00	2320.00	
6	2280.00	2300.00	
7	2260.00	2280.00	
8	2240.00	2260.00	
9	2220.00	2240.00	

ESCALA GRÁFICA



COMUNIDAD RURAL DE SALINAS CANTÓN SANTA ISABEL AZUAY - ECUADOR		Aprobado por:	Firma:
Elaborado por: Christian Picón M.		Firma:	UNIVERSIDAD DE CUENCA Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil
Fecha: 11 / Febrero / 2019		N. de hoja: 1 / 8	
Escala: 1 : 2000			

RED DE ALCANTARILLADO CONDOMINIAL PARA LA COMUNIDAD DE SALINAS

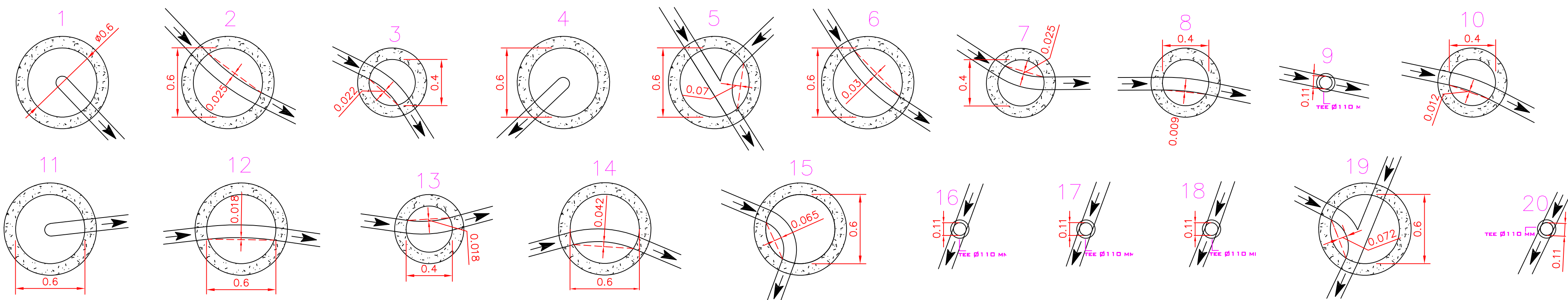


Pozos de Revisión	
NÚMERO	COORDENADAS
1	y = 9642800.8044 x = 680990.7096
2	y = 9642793.0769 x = 680998.0306
3	y = 9642756.7204 x = 681071.1634
4	y = 9642711.6685 x = 681110.8790
5	y = 9642704.6857 x = 681103.5767
6	y = 9642670.2915 x = 681125.0691
7	y = 9642641.5693 x = 681169.3660
8	y = 9642641.9310 x = 681217.2000
9	y = 9642623.3108 x = 681305.7774
10	y = 9642619.3989 x = 681324.3532
11	y = 9642688.9643 x = 681176.9365
12	y = 9642693.9008 x = 681220.9158
13	y = 9642683.2836 x = 681295.7710
14	y = 9642698.8779 x = 681353.6620
15	y = 9642691.0814 x = 681372.1965
16	y = 9642670.6798 x = 681364.7284
17	y = 9642655.9890 x = 681359.3429
18	y = 9642624.2942 x = 681348.3296
19	y = 9642610.0005 x = 681342.5063
20	y = 9642588.8381 x = 681332.3756

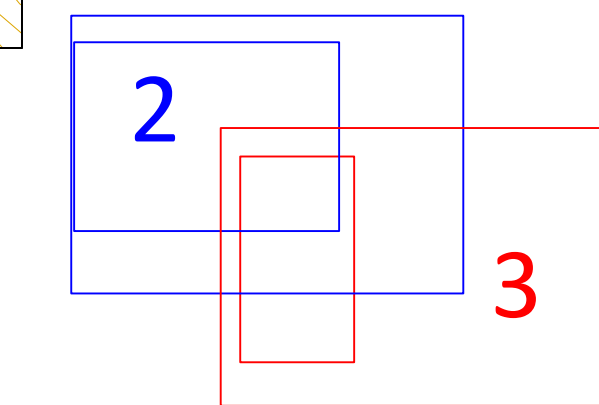
ALINEACIÓN	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
	Carreteras
	Edificaciones
	Pozo de Revisión
	Tramo inicial
	Dirección del flujo
	Cota inferior de la tubería de salida de la cámara de inspección
	Cota inferior de la tubería de entrada a la cámara de inspección
CT	Cota del terreno
CF	Cota del fondo de la cámara de inspección
H	Altura de la cámara de inspección

- Curvas de nivel a 1m
- Las cotas de entrada y salida (m.s.n.m.) de los pozos de revisión se consideran al eje de la cámara.
- La longitud de la tubería en metros de eje a eje de los pozos representa la distancia 2d en el plano (Sin considerar la pendiente).
- Las cotas del terreno y fondo de los pozos de revisión se consideran al eje del pozo.
- La distancia de altura H se considera al eje del pozo de revisión.
- Las medidas están en metros a menos que se especifique lo contrario
- El espesor de los pozos de revisión es de 10cm de hormigón.
- La tubería de la red condominial es de PVC para alcantarillado, de un diámetro interior de 110mm y con unión por sellado elastomérico.

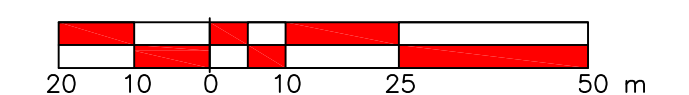
DETALLE DEL FONDO DE LAS CÁMARAS DE INSPECCIÓN ESC. 1:25



Configuración de los planos

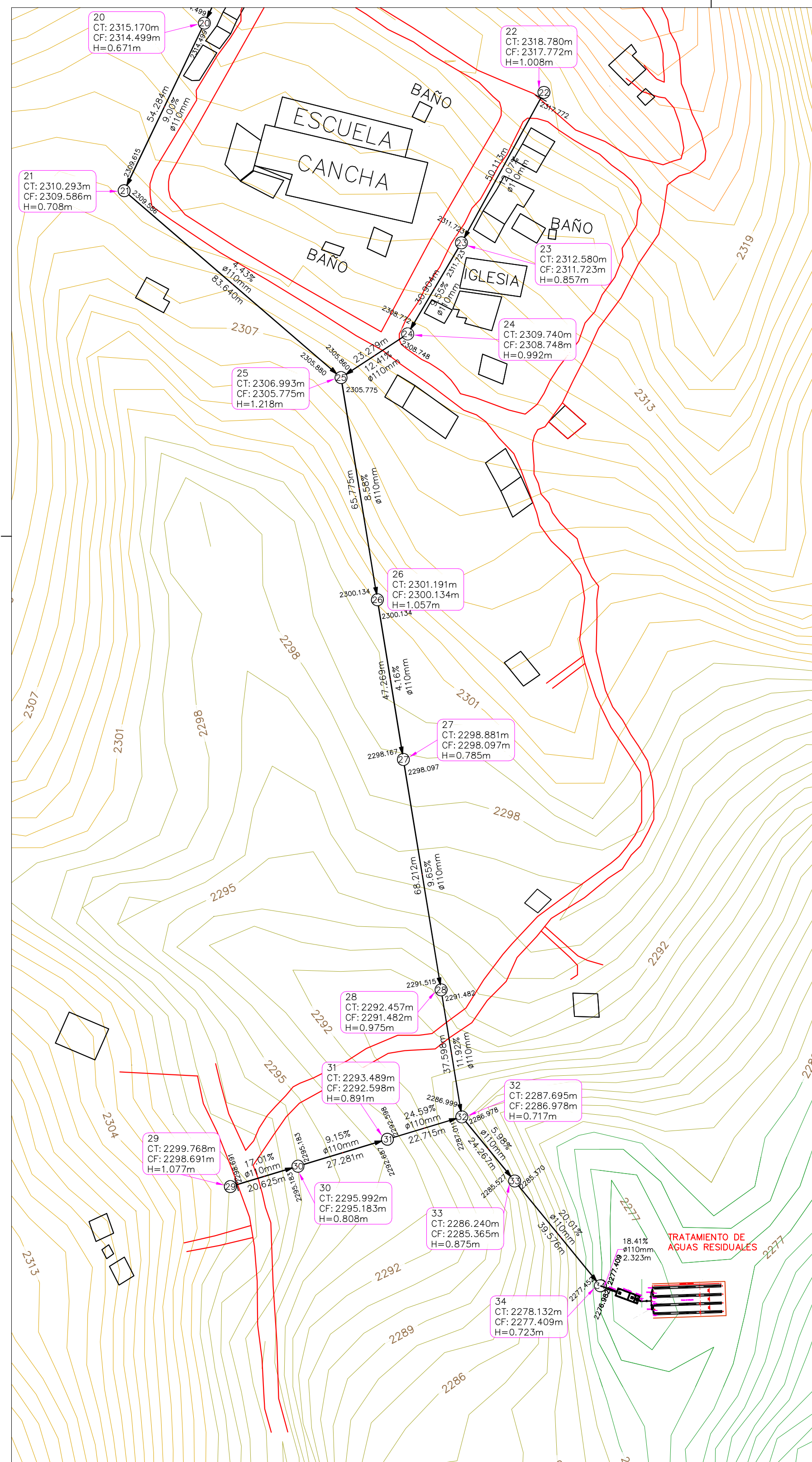
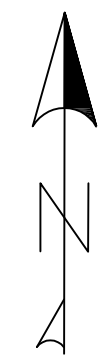


ESCALA GRÁFICA

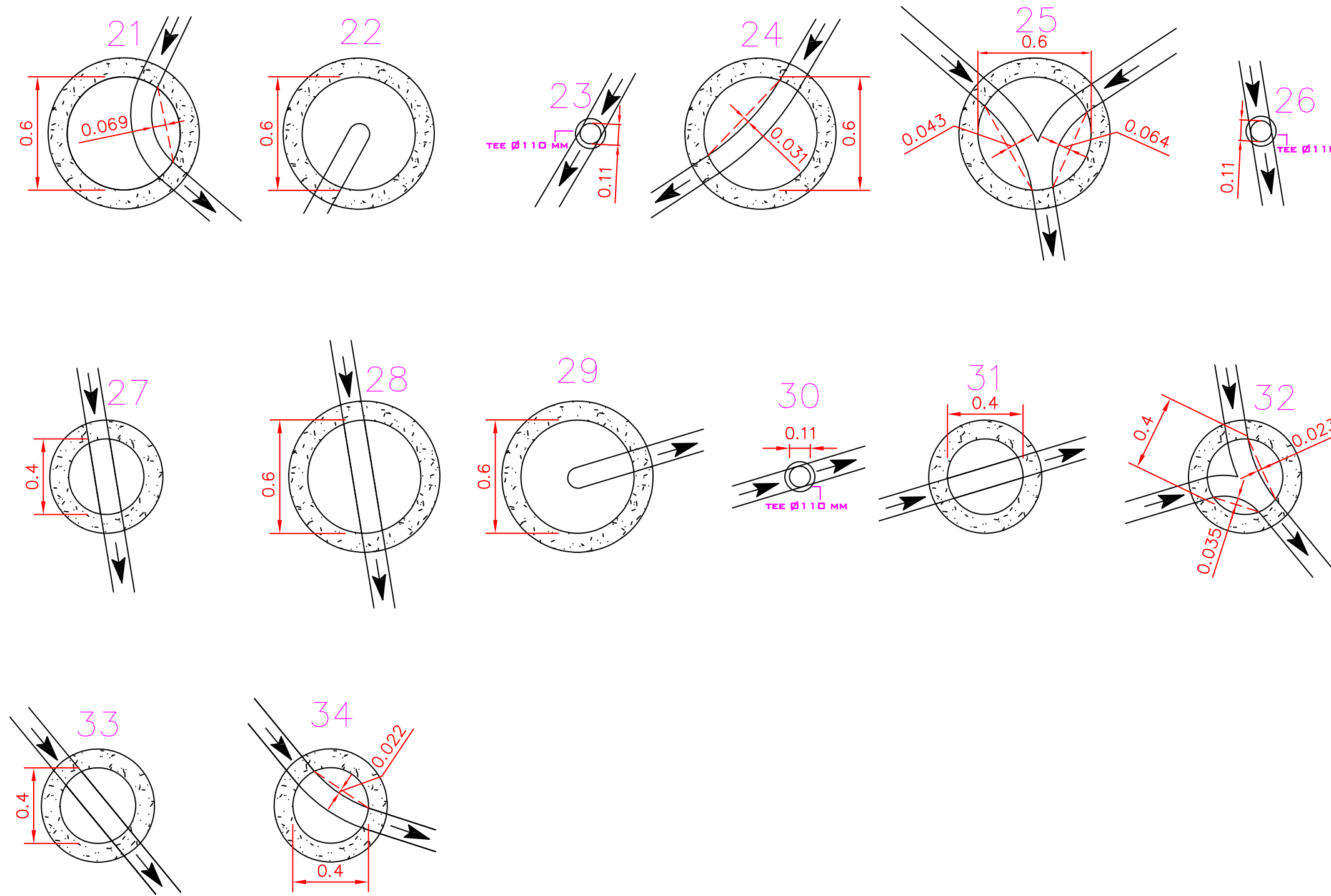


COMUNIDAD RURAL DE SALINAS CANTÓN SANTA ISABEL AZUAY - ECUADOR		Aprobado por:	Firma:
Elaborado por: Christian Picón M.		Firma:	
Tipo de Documento: Red de alcantarillado Condominial para la comunidad de Salinas		UNIVERSIDAD DE CUENCA Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil	Fecha: 11 / Febrero / 2019
		Escala: 1 : 1000	N. de hoja: 2 / 8

RED DE ALCANTARILLADO CONDOMINIAL PARA LA COMUNIDAD DE SALINAS

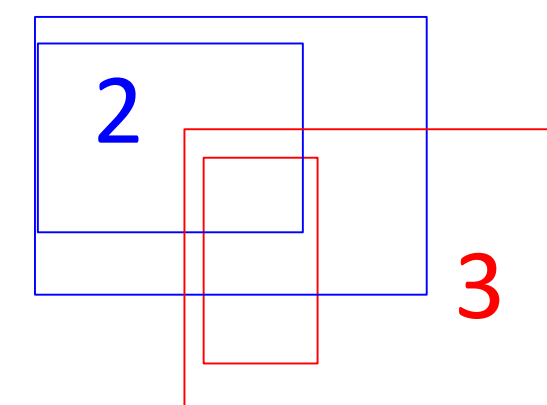


DETALLE DEL FONDO DE LAS CÁMARAS DE INSPECCIÓN ESC. 1:25



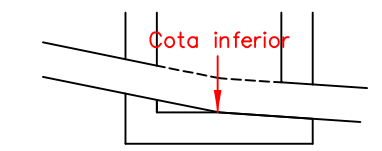
Pozos de Revisión	
NÚMERO	COORDENADAS
21	y = 9642539.8763 x = 681308.9348
22	y = 9642568.5883 x = 681431.5851
23	y = 9642524.6556 x = 681407.4772
24	y = 9642498.0415 x = 681391.7686
25	y = 9642485.2807 x = 681372.2992
26	y = 9642420.3690 x = 681382.9226
27	y = 9642373.7129 x = 681390.5113
28	y = 9642306.3975 x = 681401.5339
29	y = 9642248.9256 x = 681339.9649
30	y = 9642254.8765 x = 681359.7127
31	y = 9642262.7439 x = 681385.8347
32	y = 9642269.2901 x = 681407.5861
33	y = 9642250.5530 x = 681423.0074
34	y = 9642219.9397 x = 681448.0885

Configuración de los planos

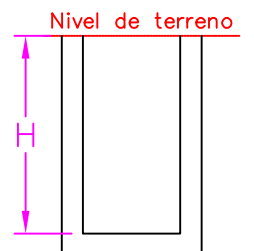


ALINEACIÓN	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
	Carreteras
	Edificaciones
	Pozo de Revisión
	Tramo inicial
	Dirección del flujo
	Cota inferior de la tubería de salida de la cámara de inspección
	Cota inferior de la tubería de entrada a la cámara de inspección
CT	Cota del terreno
CF	Cota del fondo de la cámara de inspección
H	Altura de la cámara de inspección

- Curvas de nivel a 1m
- Las cotas de entrada y salida (m.s.n.m.) de los pozos de revisión se consideran al eje de la cámara.

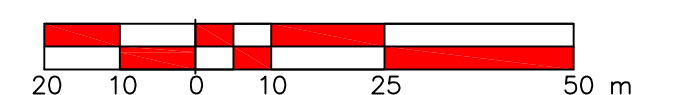


- La longitud de la tubería en metros de eje a eje de los pozos de revisión representa la distancia 2d en el plano (Sin considerar la pendiente).
- Las cotas del terreno y fondo de los pozos de revisión se consideran al eje de los pozos.
- La distancia de altura H se considera al eje del pozo.



- Las medidas están en metros a menos que se especifique lo contrario
- El espesor de los pozos de revisión es de 10cm de hormigón.
- La tubería de la red condominial es de PVC para alcantarillado, de diámetro interior de 110mm y con unión por sellado elástico.

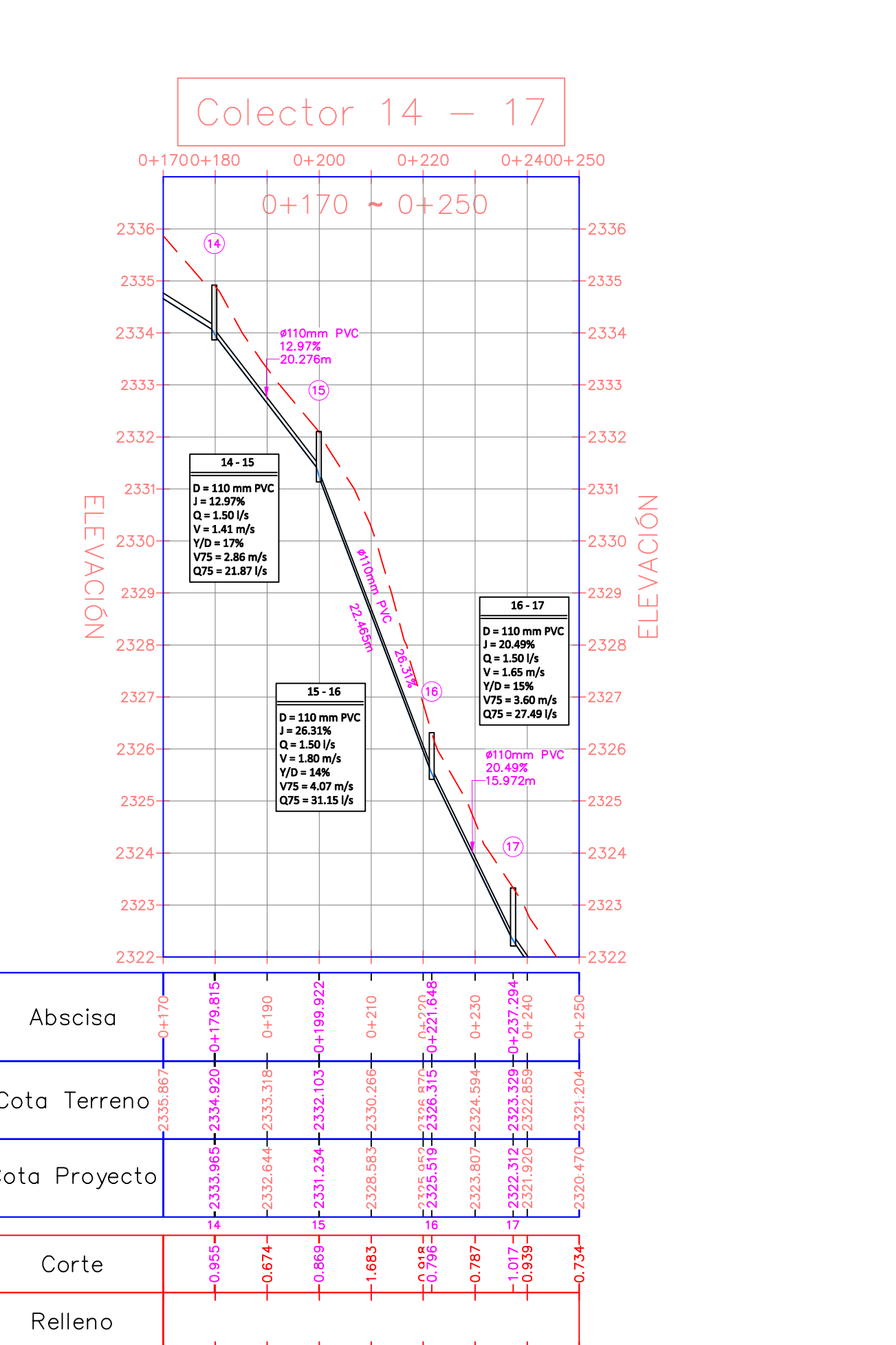
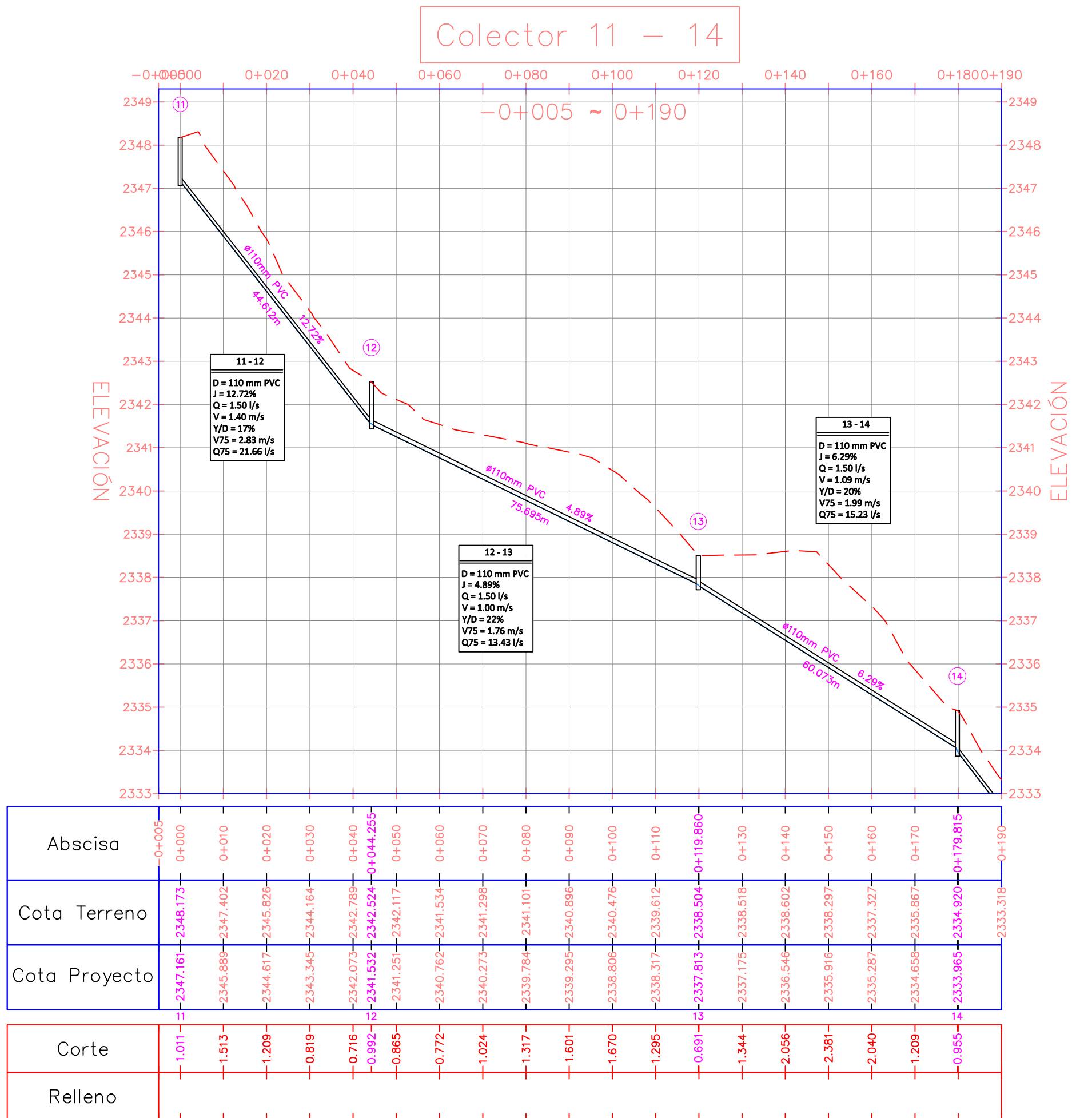
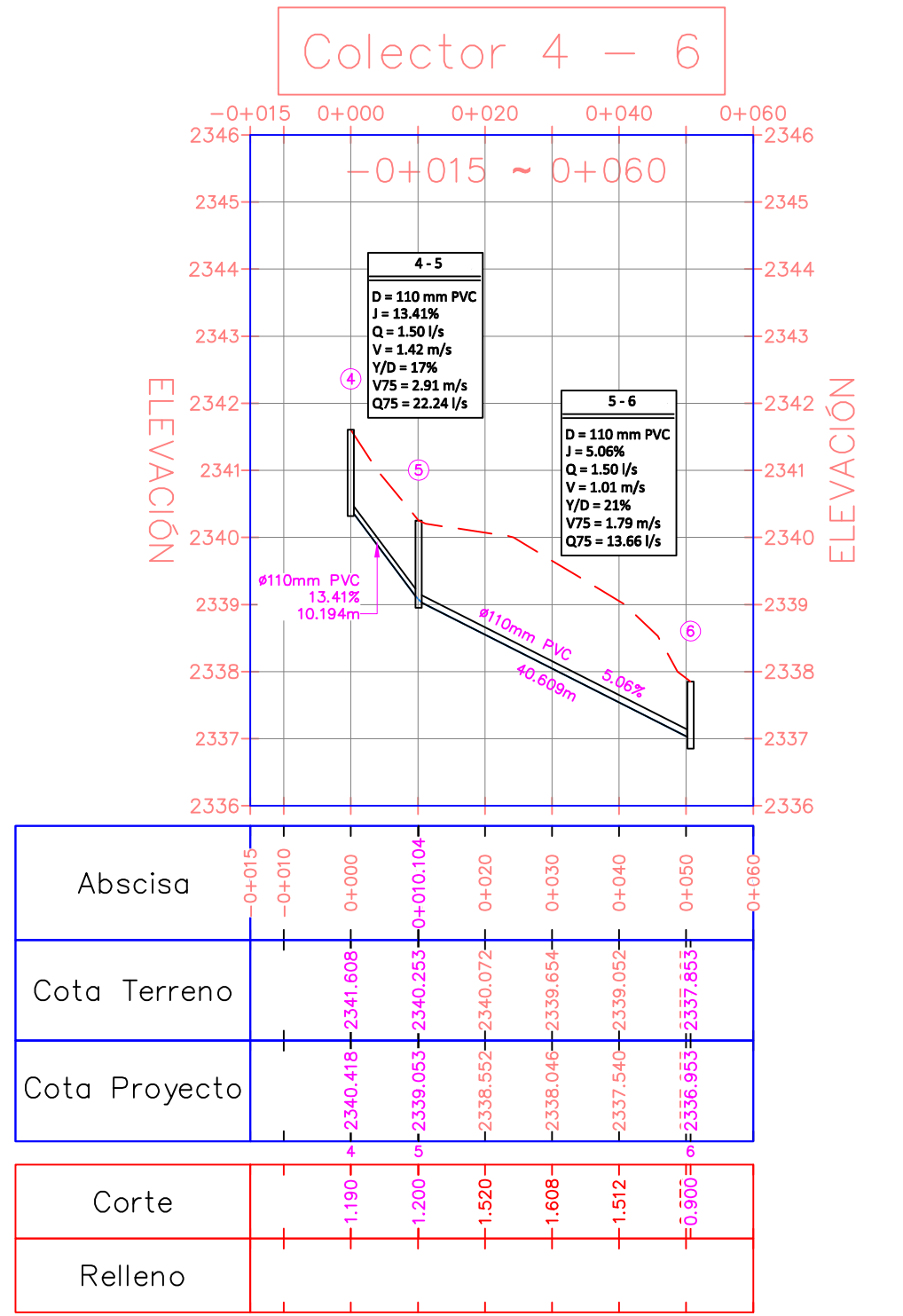
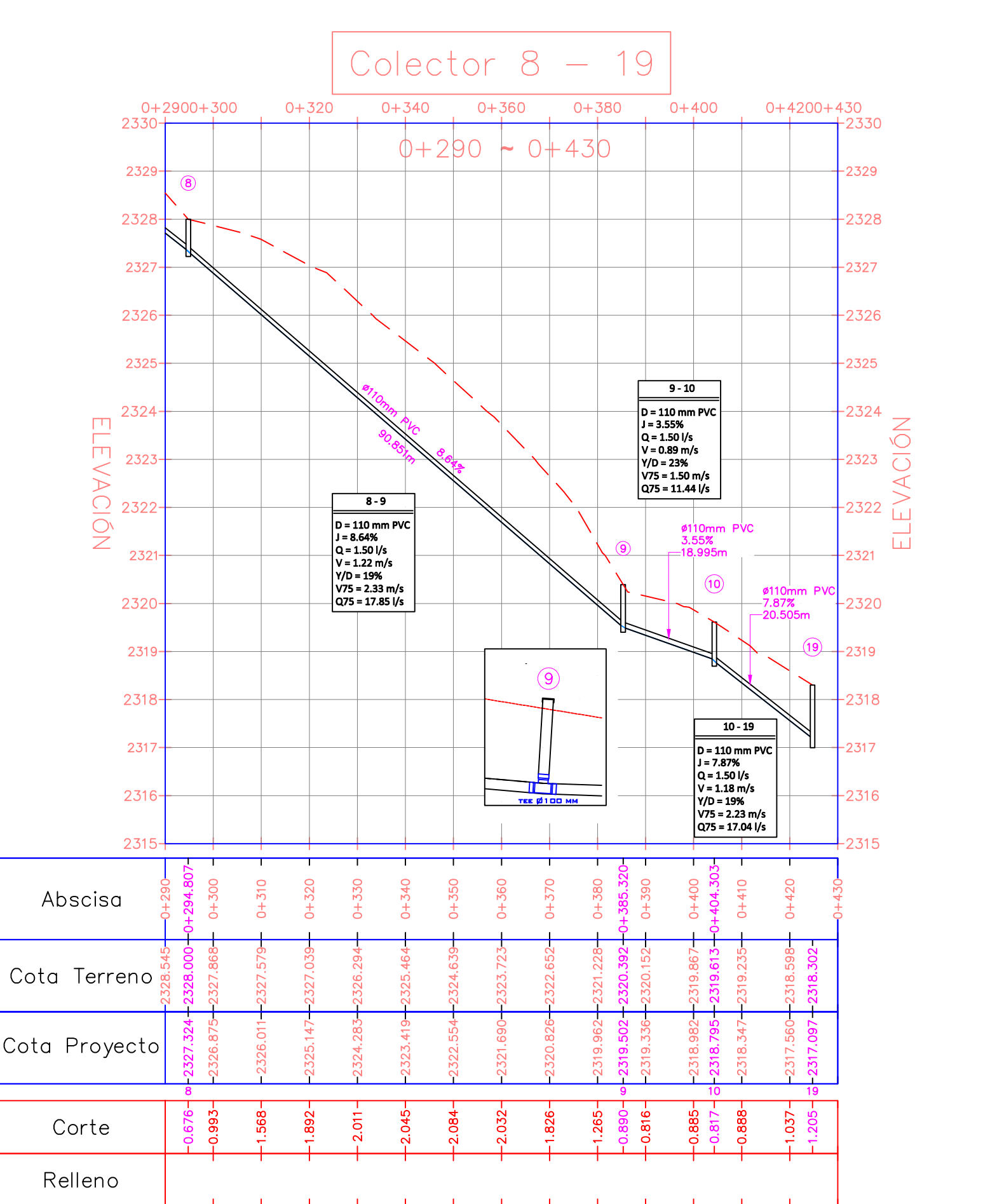
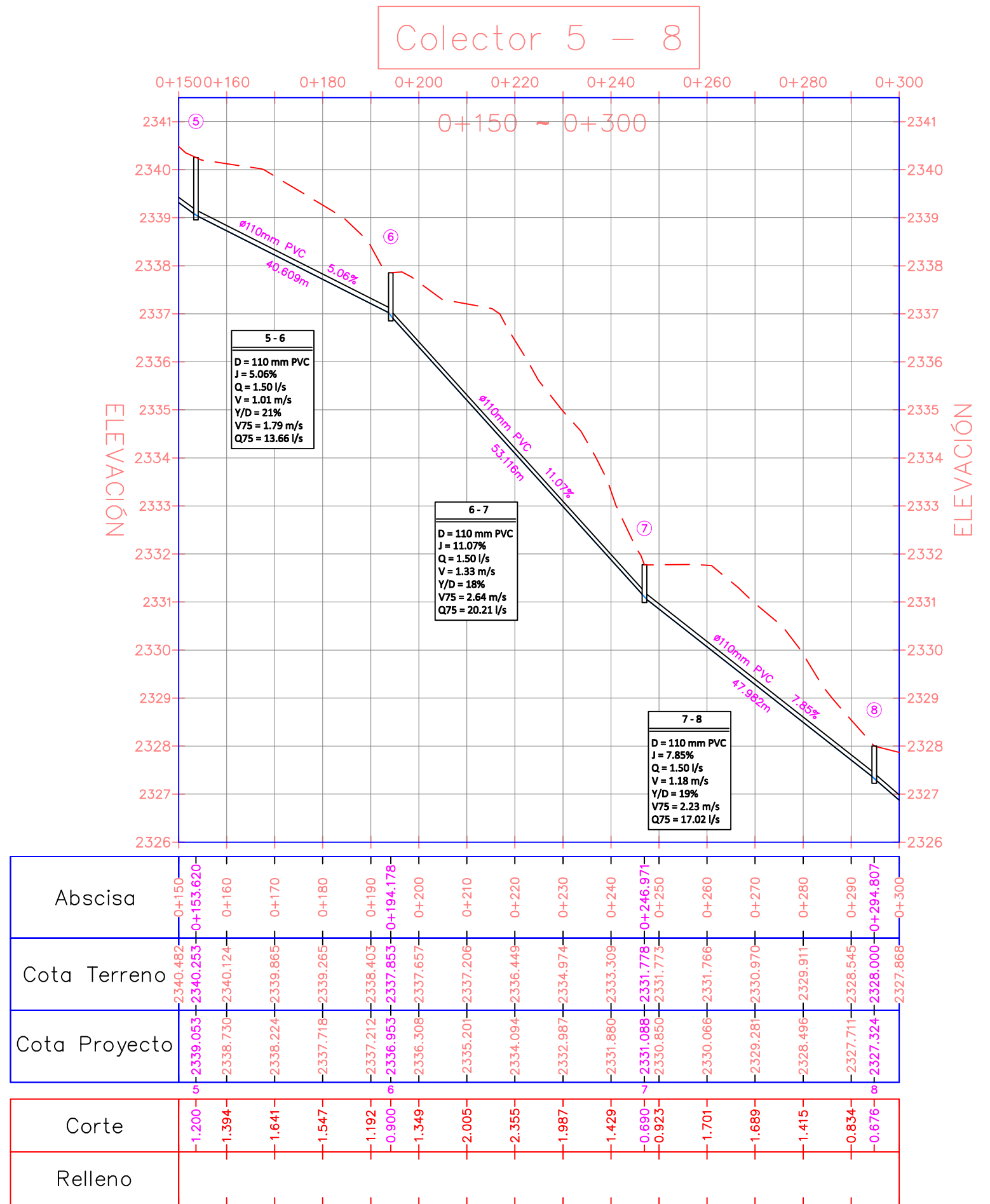
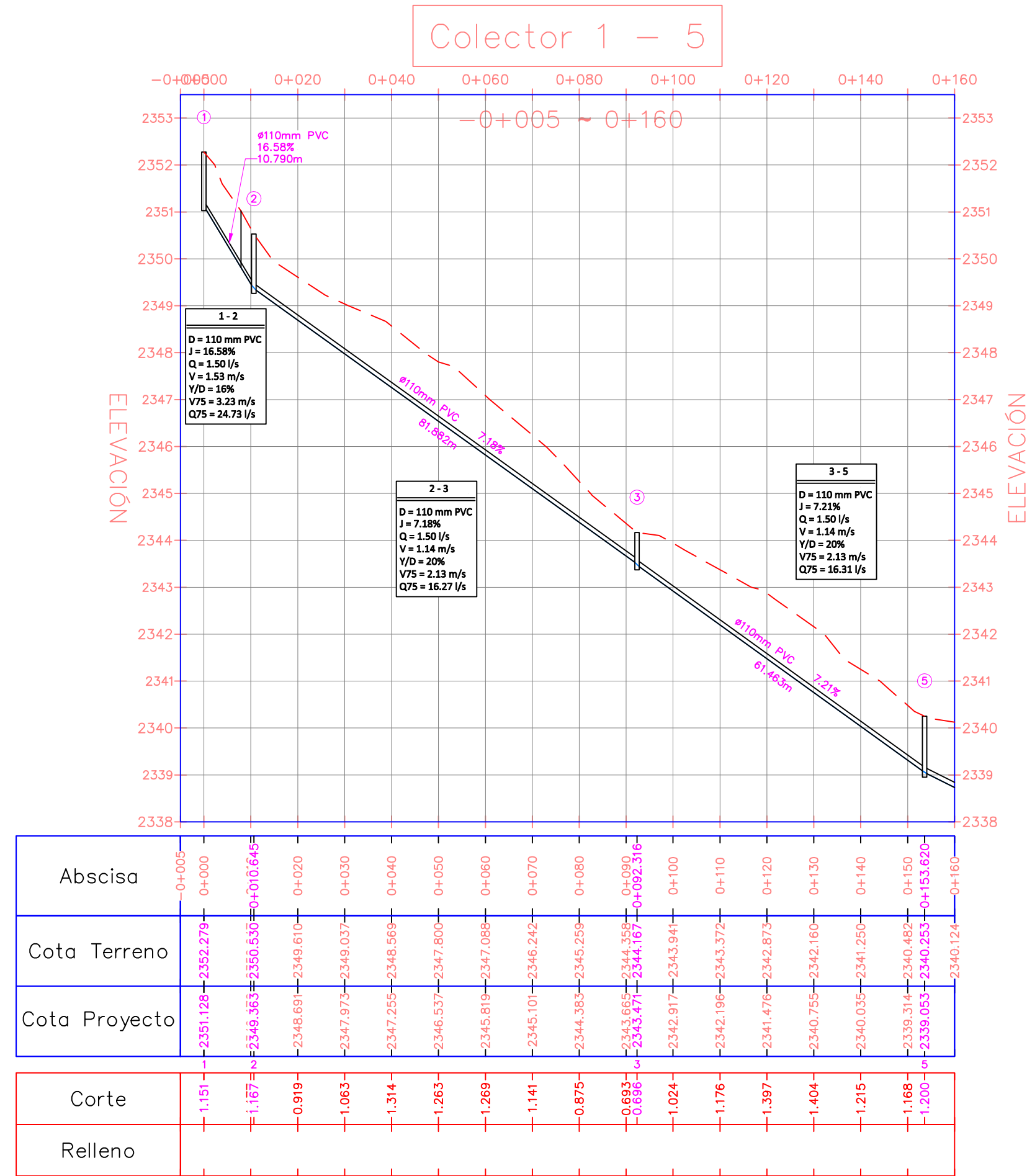
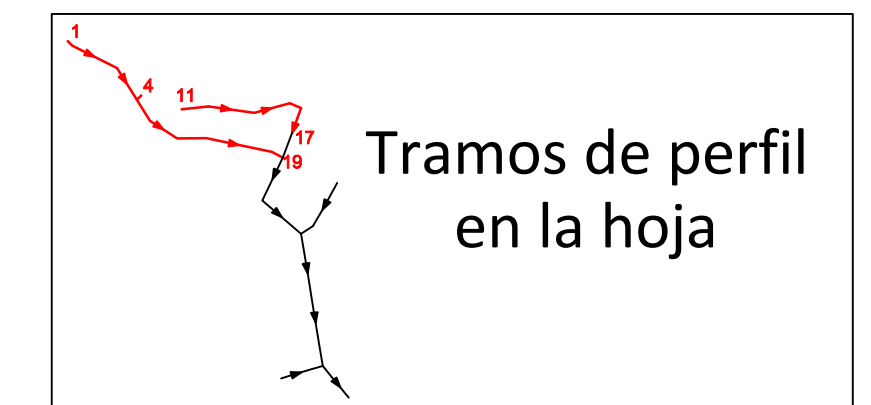
ESCALA GRÁFICA



COMUNIDAD RURAL DE SALINAS CANTÓN SANTA ISABEL AZUÑA - ECUADOR		Aprobado por:	Firma:
Elaborado por: Christian Picón M.		Tipo de Documento: Red de alcantarillado Condominial para la comunidad de Salinas	
Firma:	UNIVERSIDAD DE CUENCA Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil	Fecha: 11 / Febrero / 2019	N. de hoja: 3 / 8
		Escala: 1 : 1000	

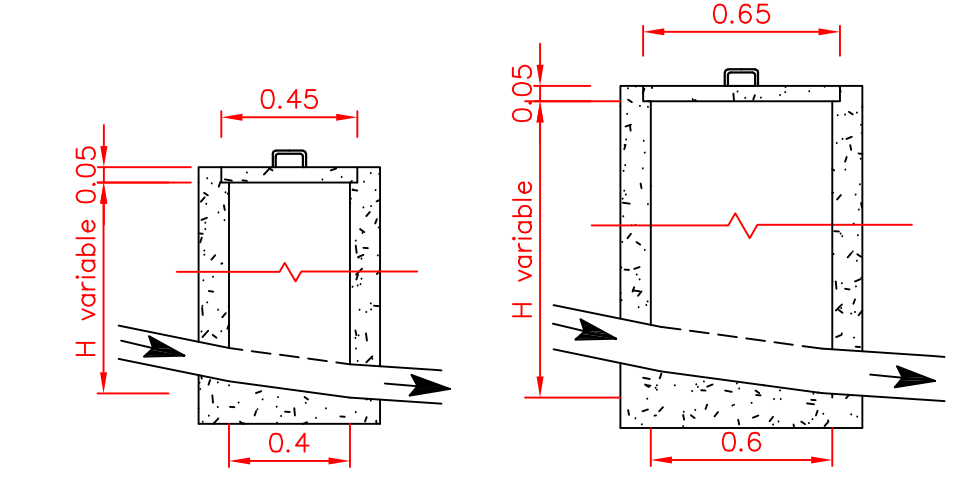
PERFIL DE LA RED DE ALCANTARILLADO CONDOMINIAL PARA LA COMUNIDAD DE SALINAS

Exageración vertical de 10



Tramo	Ancho de la zanja [m]
1-2	0.6
2-3	0.8
3-5	0.8
4-5	0.6
5-6	0.8
6-7	0.9
7-8	0.8
8-9	0.9
9-10	0.6
10-19	0.6
11-12	0.8
12-13	0.8
13-14	0.9
14-15	0.6
15-16	0.8
16-17	0.6

Detalle de los pozos de revisión. Esc. 1:25



- NOTAS:
- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN REPRESENTADAS EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.
 - LA LONGITUD DE CADA TRAMO ES DE EJE A EJE DE LOS POZOS DE REVISIÓN.
 - SE PROHIBE LA DISPOSICIÓN DE AGUAS PLUVIALES EN LAS ESTRUCTURAS

CALIDAD DE LOS MATERIALES.
HORMIGÓN PARA POZOS $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
DE REVISIÓN

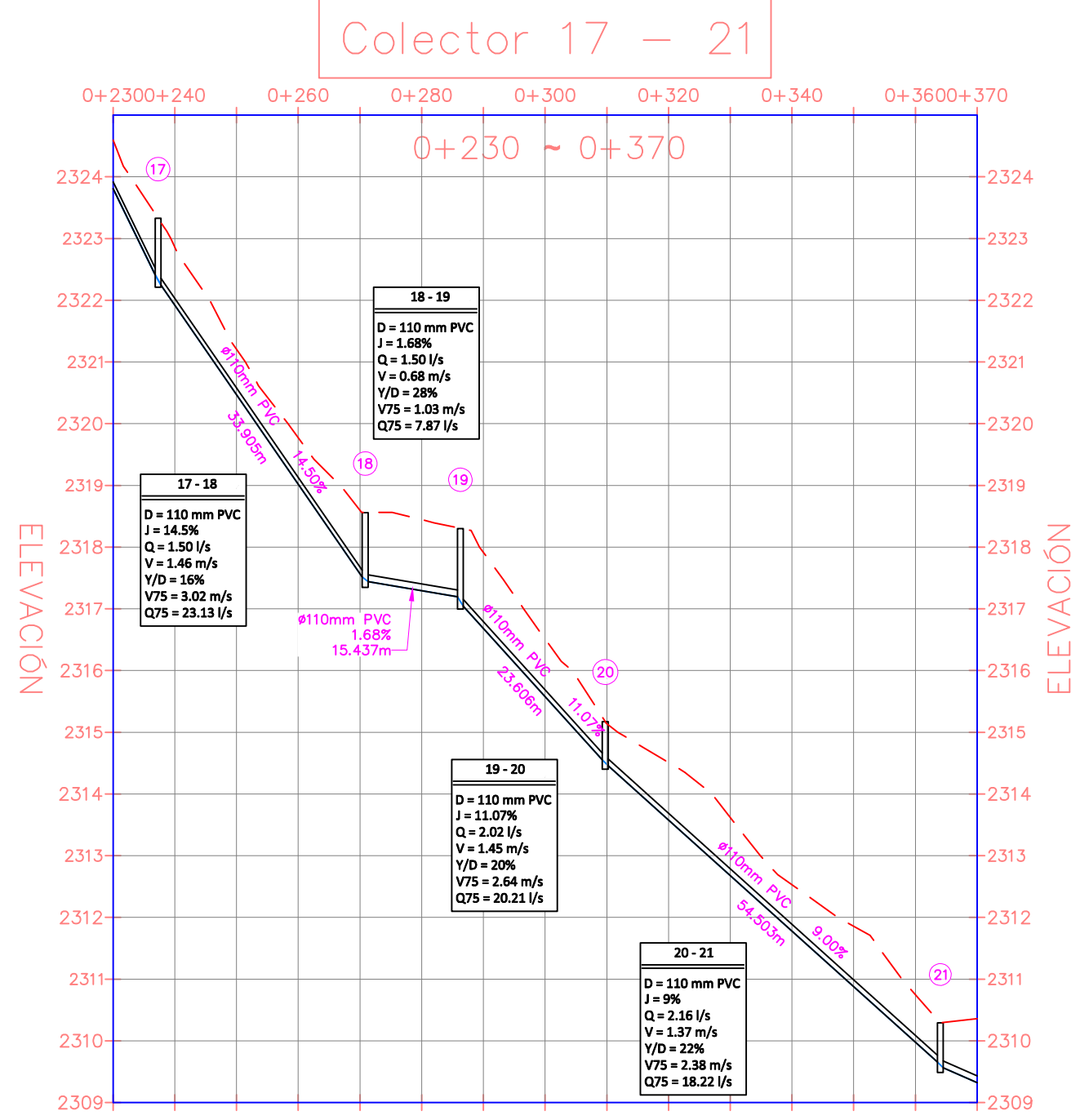
PERFIL	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
-----	Nivel del terreno
Cota del proyecto	Cota inferior interna de la tubería
D	Diámetro de la tubería
J	Pendiente de la tubería
Q	Caudal en la tubería
V	Velocidad de flujo en la tubería
Y/D	Relación altura de agua para diámetro de la tubería
V75	Velocidad en la tubería a una capacidad del 75% del diámetro
Q75	Capacidad en la tubería a una capacidad del 75% del diámetro

COMUNIDAD RURAL DE SALINAS CANTÓN SANTA ISABEL AZUAY - ECUADOR		Aprobado por:	Firma:
Elaborado por: Christian Picón M.		Firma:	
Tipo de Documento: Perfil de la red de alcantarillado Condominial para la comunidad de Salinas		UNIVERSIDAD DE CUENCA Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil	Fecha: 11 / Febrero / 2019 Escala: 1 : 1000 N. de hoja: 4/8

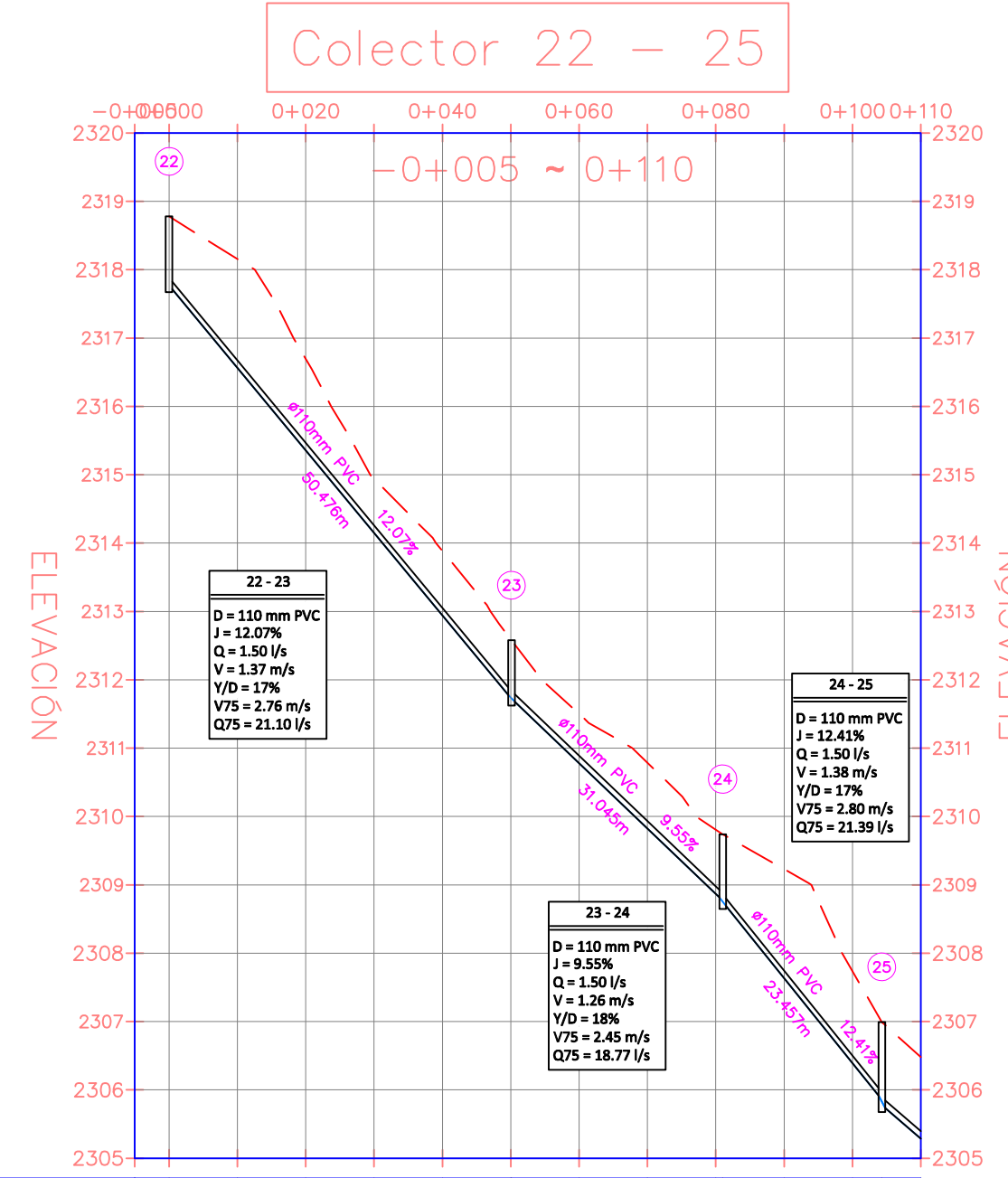
PERFIL DE LA RED DE ALCANTARILLADO CONDOMINIAL PARA LA COMUNIDAD DE SALINAS

Exageración vertical de 10

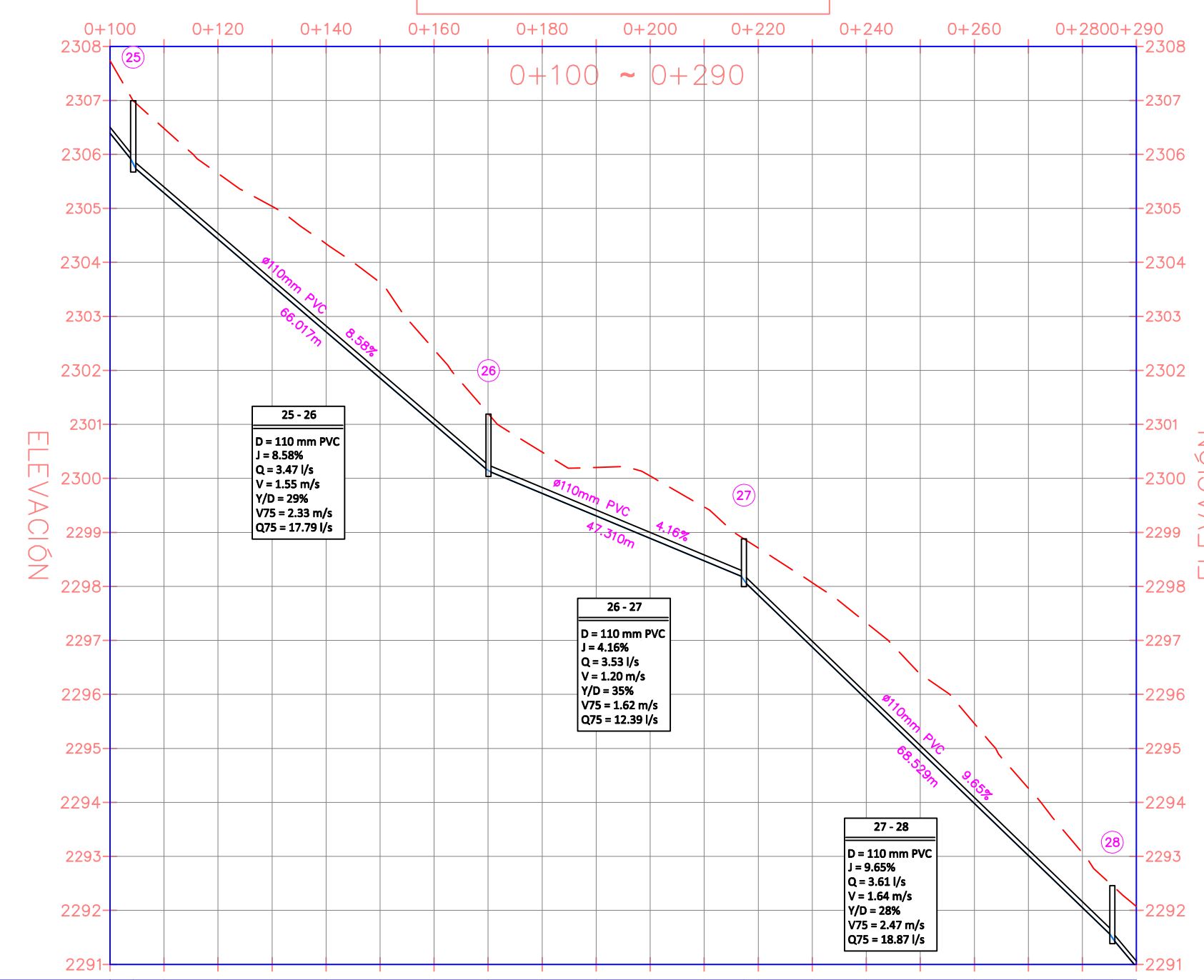
Colector 25 - 28



Abscisa	0+230	0+240	0+250	0+260	0+270	0+280	0+290	0+300	0+310	0+320	0+330	0+340	0+350	0+360	0+370
Cota Terreno	2324	2323	2322	2321	2320	2319	2318	2317	2316	2315	2314	2313	2312	2311	2310
Cota Proyecto	2324	2323	2322	2321	2320	2319	2318	2317	2316	2315	2314	2313	2312	2311	2310
Corte	-0.987	-1.037	-1.034	-0.982	-1.113	-1.151	-1.229	-0.935	-0.871	-0.833	-0.942	-0.790	-0.979	-0.788	-1.037
Relleno															



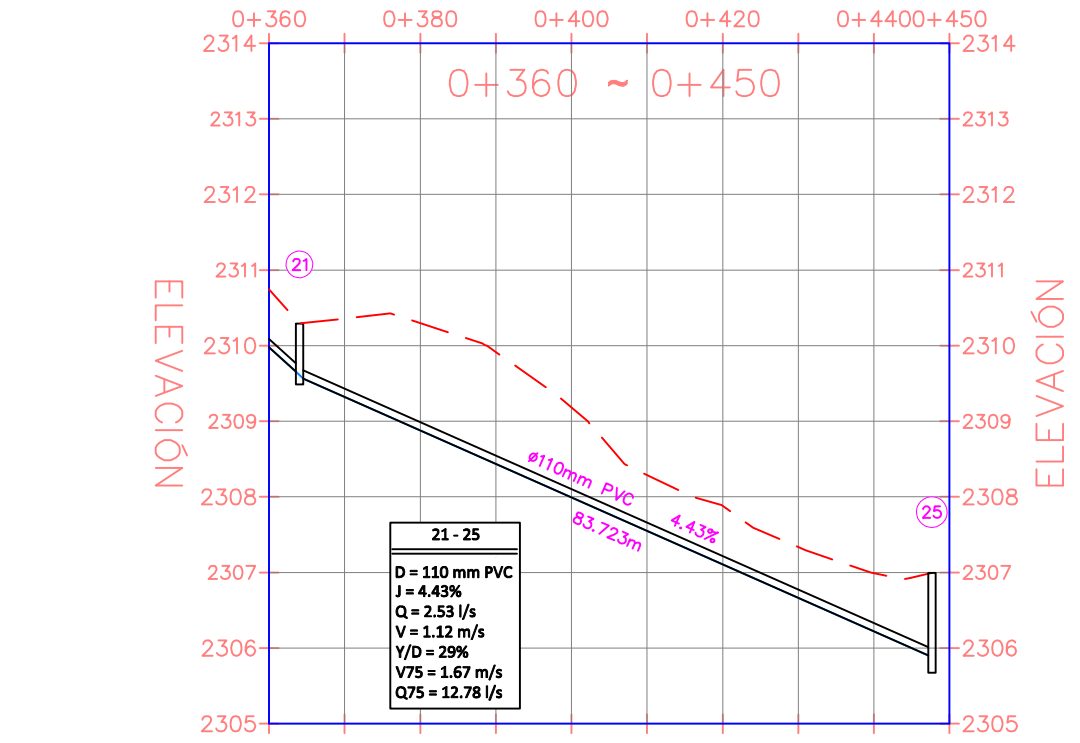
Abscisa	0+000	0+010	0+020	0+030	0+040	0+050	0+060	0+070	0+080	0+090	0+100	0+110
Cota Terreno	2319	2318	2317	2316	2315	2314	2313	2312	2311	2310	2309	2308
Cota Proyecto	2319	2318	2317	2316	2315	2314	2313	2312	2311	2310	2309	2308
Corte	-1.008	-1.093	-1.339	-0.793	-0.945	-0.857	-0.722	-0.863	-0.892	-1.057	-1.099	-1.243
Relleno												



Abscisa	0+100	0+110	0+120	0+130	0+140	0+150	0+160	0+170	0+180	0+190	0+200	0+210	0+220	0+230	0+240	0+250	0+260	0+270	0+280	0+290	
Cota Terreno	2308	2307	2306	2305	2304	2303	2302	2301	2300	2299	2298	2297	2296	2295	2294	2293	2292	2291	2290	2289	2288
Cota Proyecto	2308	2307	2306	2305	2304	2303	2302	2301	2300	2299	2298	2297	2296	2295	2294	2293	2292	2291	2290	2289	2288
Corte	-1.218	-1.198	-1.220	-1.467	-1.633	-1.770	-1.387	-1.057	-0.766	-0.888	-1.154	-0.897	-0.871	-1.192	-1.414	-1.429	-1.480	-1.251	-1.011	-0.975	
Relleno																					

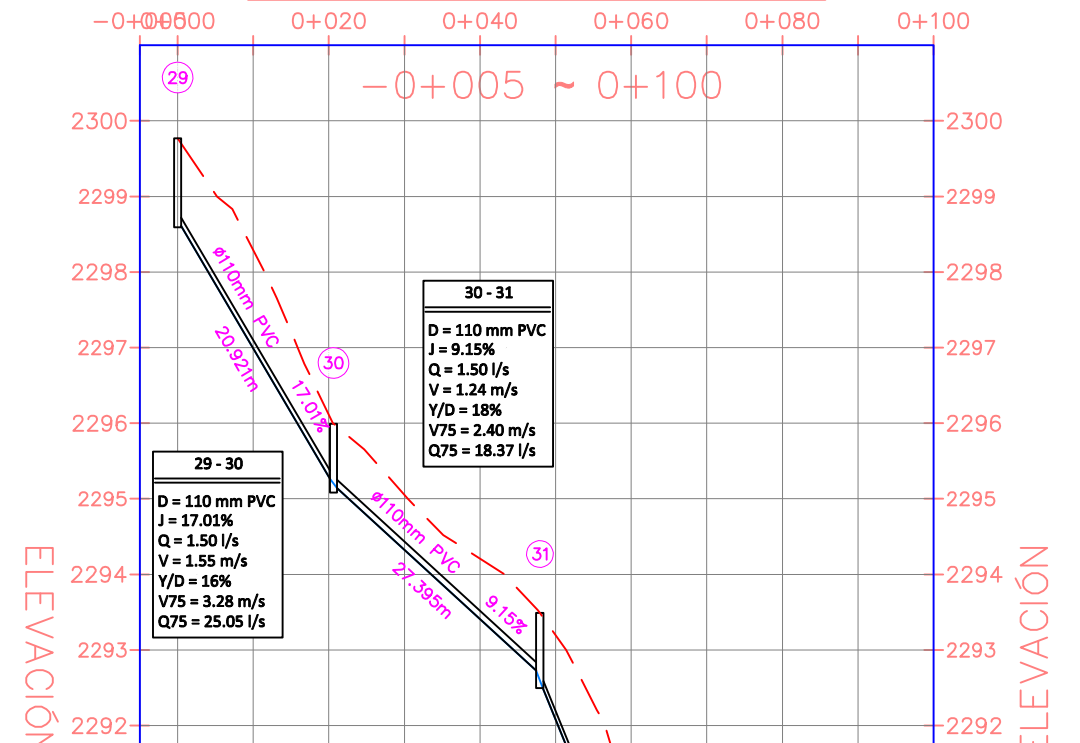
- NOTAS:
- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN REPRESENTADAS EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.
 - LA LONGITUD DE CADA TRAMO ES DE EJE A EJE DE LOS POZOS DE REVISIÓN.
 - SE PROHIBE LA DISPOSICIÓN DE AGUAS PLUVIALES EN LAS ESTRUCTURAS

Colector 21 - 25



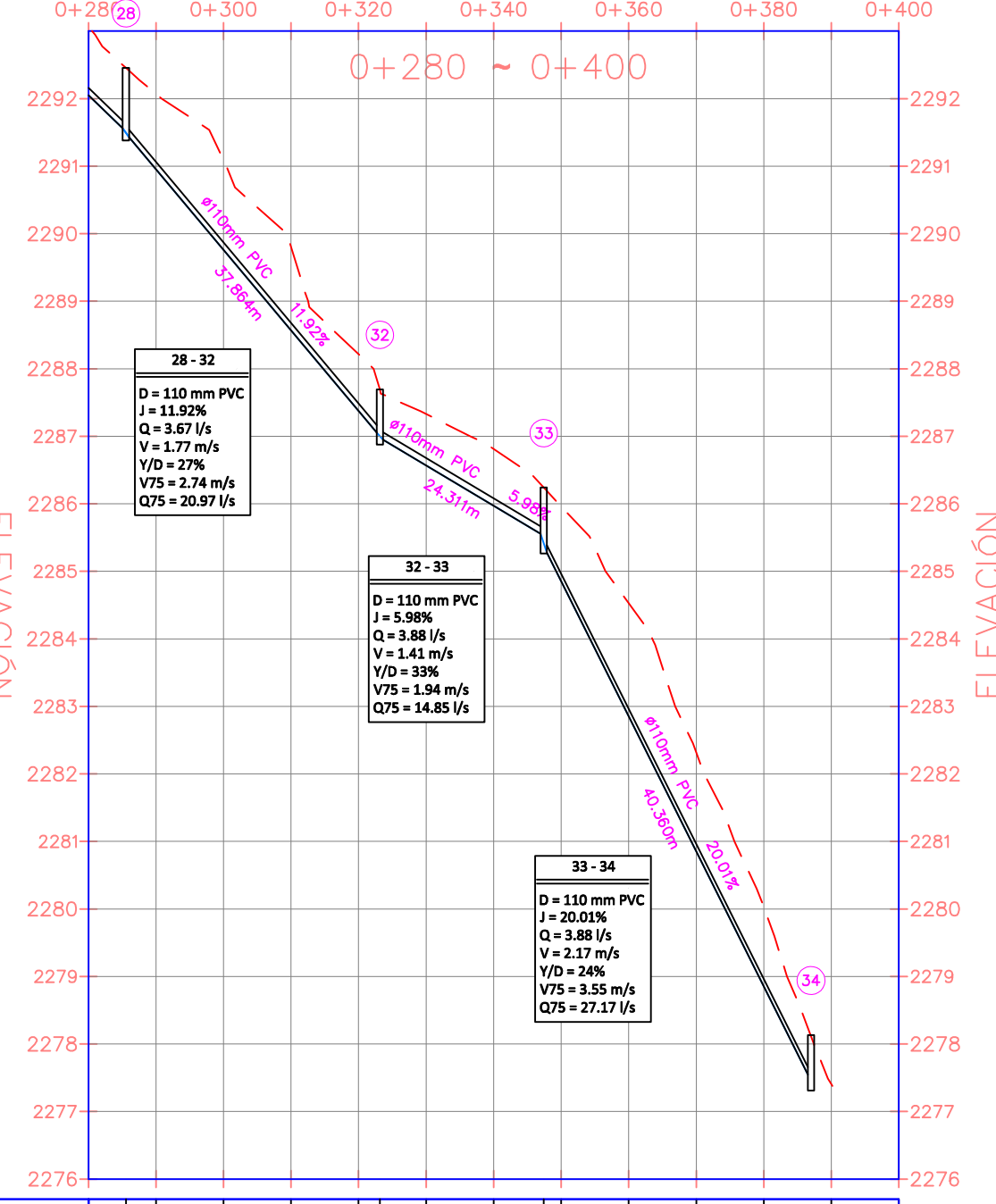
Abscisa	0+360	0+370	0+380	0+390	0+400	0+410	0+420	0+430	0+440	0+450
Cota Terreno	2314	2313	2312	2311	2310	2309	2308	2307	2306	2305
Cota Proyecto	2314	2313	2312	2311	2310	2309	2308	2307	2306	2305
Corte	-0.768	-1.037	-1.419	-1.481	-1.189	-0.741	-0.776	-0.072	-0.771	-1.218
Relleno										

Colector 29 - 33



Abscisa	0+000	0+010	0+020	0+030	0+040	0+050	0+060	0+070	0+080	0+090	0+100
Cota Terreno	2300	2299	2298	2297	2296	2295	2294	2293	2292	2291	2290
Cota Proyecto	2300	2299	2298	2297	2296	2295	2294	2293	2292	2291	2290
Corte	-1.071	-1.299	-0.858	-0.721	-0.799	-1.191	-1.302	-0.717	-0.784	-0.821	-0.873
Relleno											

Colector 28 - 34

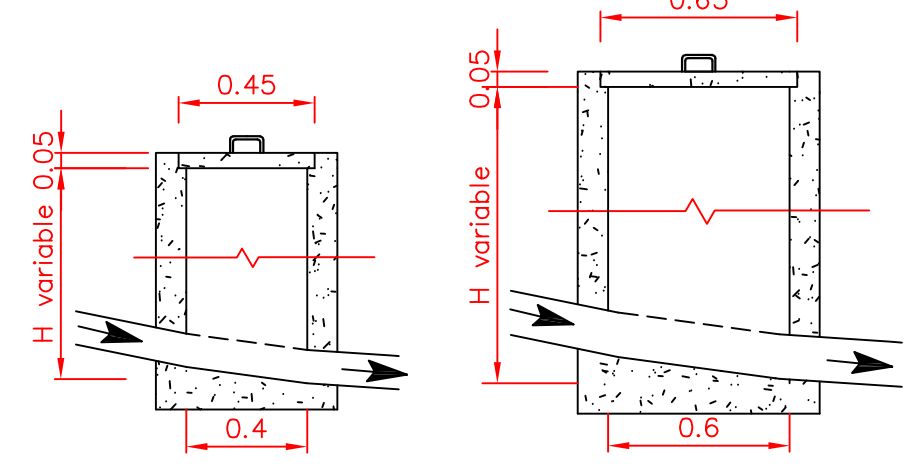


Abscisa	0+280	0+290	0+300	0+310	0+320	0+330	0+340	0+350	0+360	0+370	0+380	0+390	0+400
Cota Terreno	2292	2291	2290	2289	2288	2287	2286	2285	2284	2283	2282	2281	2280
Cota Proyecto	2292	2291	2290	2289	2288	2287	2286	2285	2284	2283	2282	2281	2280
Corte	-0.970	-1.120	-1.327	-1.240	-0.839	-0.717	-0.759	-0.842	-1.107	-1.674	-1.465	-1.172	-0.723
Relleno													

Tramo	Ancho de la zanja [m]
17 - 18	0.6
18 - 19	0.6
19 - 20	0.8
20 - 21	0.6
21 - 25	0.8
22 - 23	0.8
23 - 24	0.6
24 - 25	0.9
25 - 26	0.8
26 - 27	0.6
27 - 28	0.8
28 - 32	0.8
29 - 30	0.8
30 - 31	0.6
31 - 32	0.8
32 - 33	0.4
33 - 34	0.9
34 - E	0.4

CALIDAD DE LOS MATERIALES.
HORMIGÓN PARA POZOS $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
DE REVISIÓN

Detalle de los pozos de revisión. Esc. 1:25

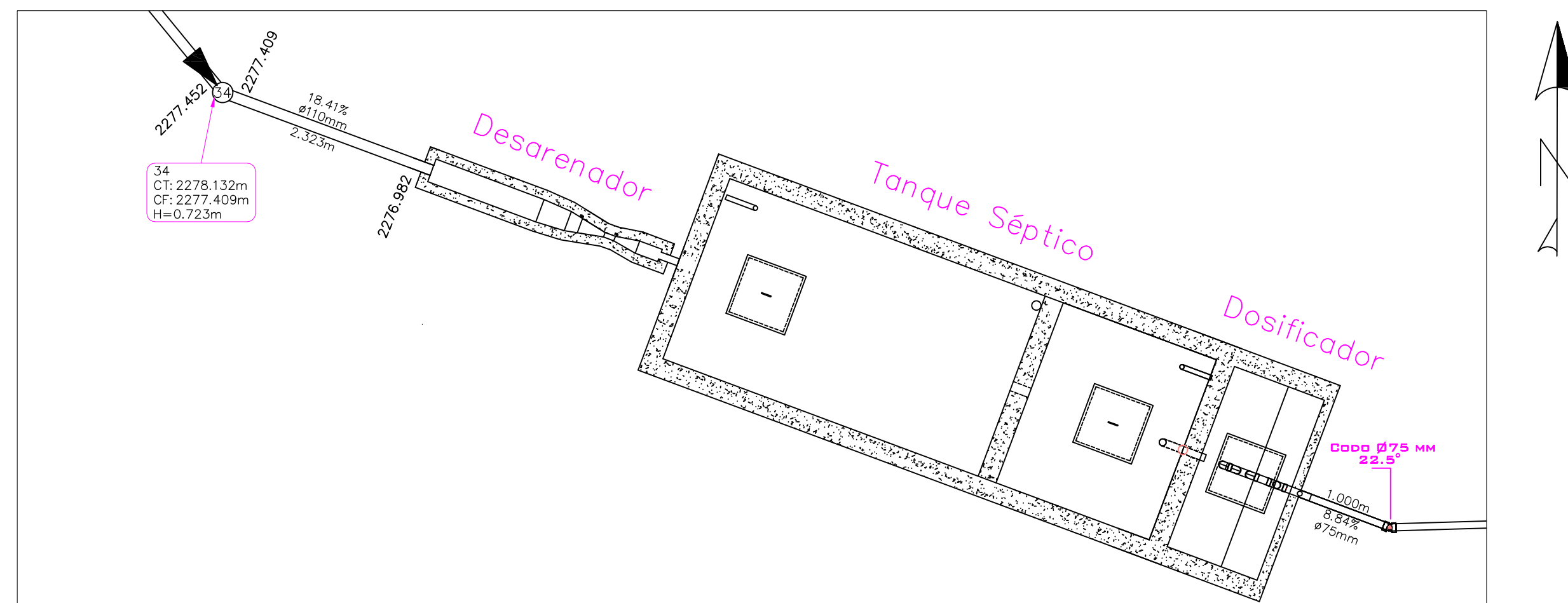


PERFIL	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
-----	Nivel del terreno
-----	Cota del proyecto
D	Diámetro de la tubería
J	Pendiente de la tubería
Q	Caudal en la tubería
V	Velocidad de flujo en la tubería
Y/D	Relación altura de agua para diámetro de la tubería
V75	Velocidad en la tubería a una capacidad del 75% del diámetro
Q75	Capacidad en la tubería a una capacidad del 75% del diámetro

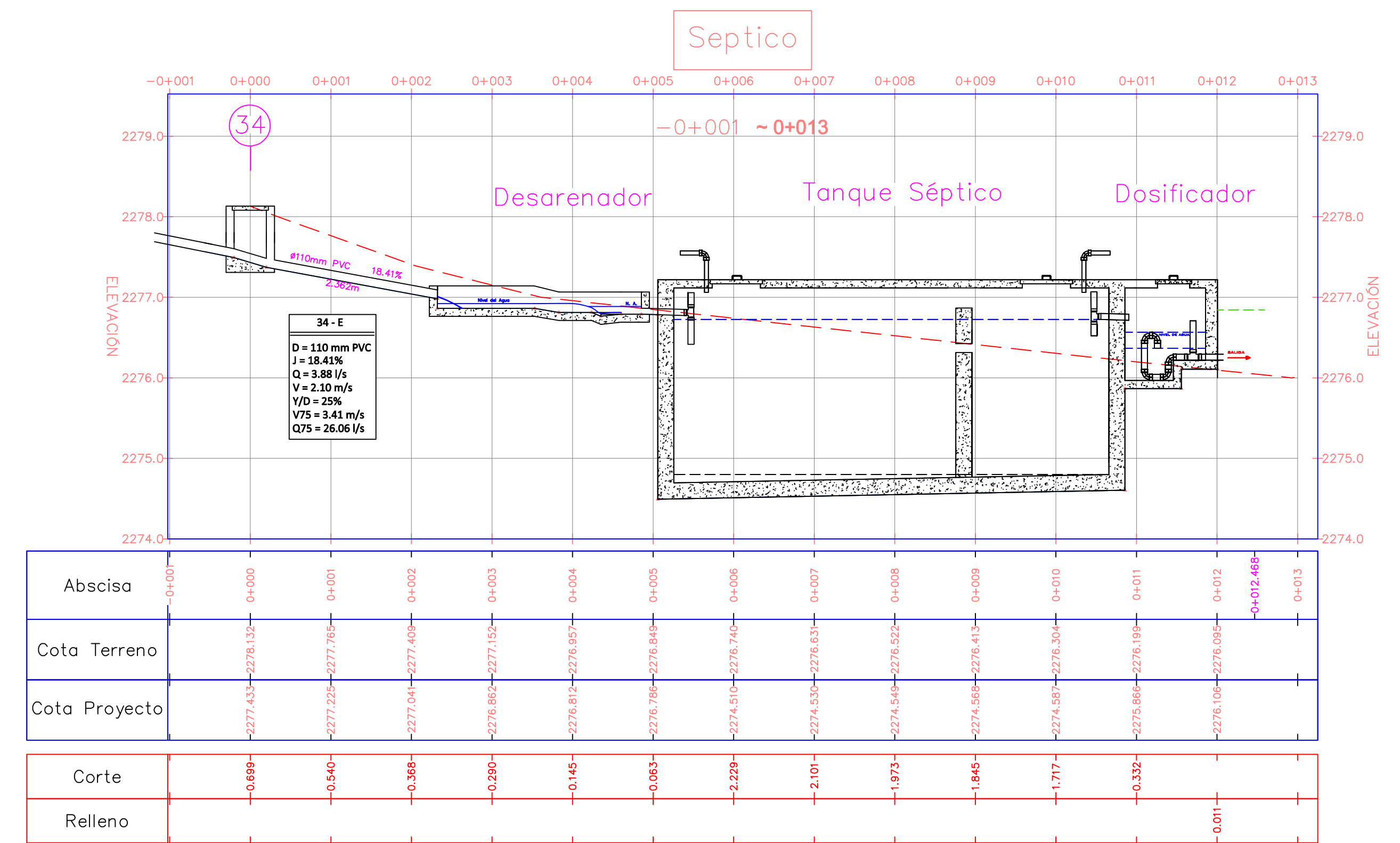
COMUNIDAD RURAL DE SALINAS CANTÓN SANTA ISABEL AZUAY - ECUADOR		Aprobado por:	Firma:
Elaborado por: Christian Picón M.		Firma:	Firma:
UNIVERSIDAD DE CUENCA Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil		Fecha: 11 / Febrero / 2019	N. de hoja: 5/8
Escala: 1 : 1000			

SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA COMUNIDAD DE SALINAS

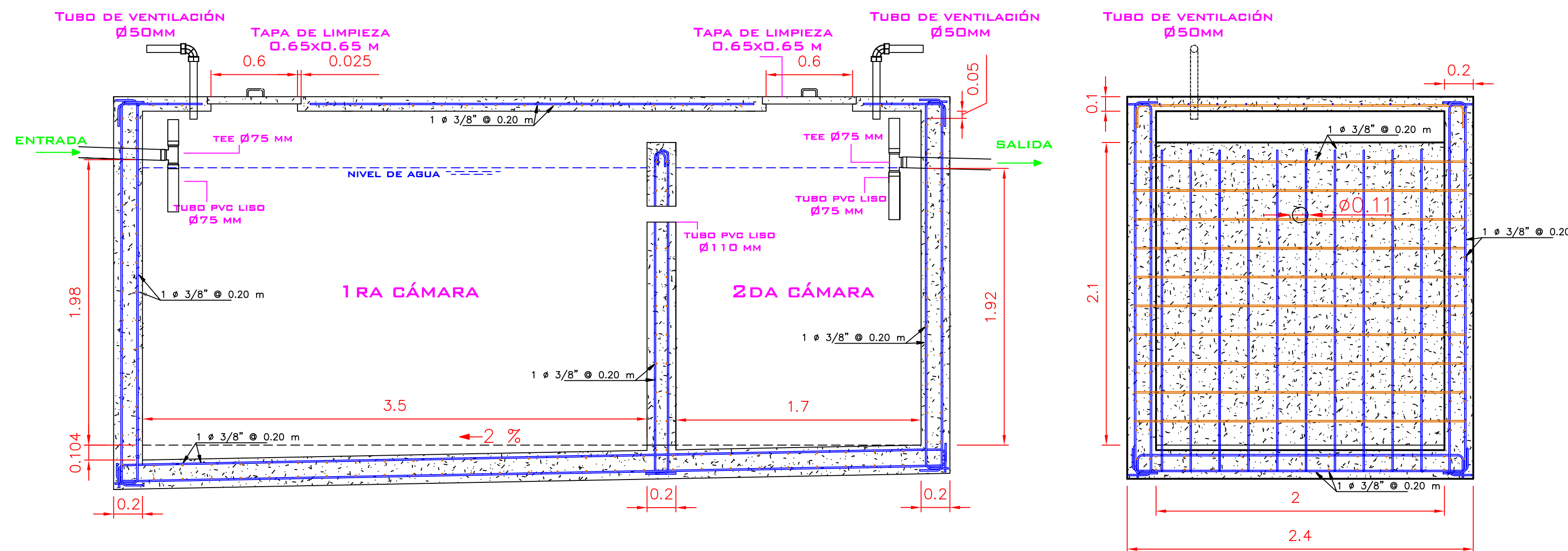
VISTA EN PLANTA DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES ESC. 1:50



PERFIL DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES ESC. 1:50



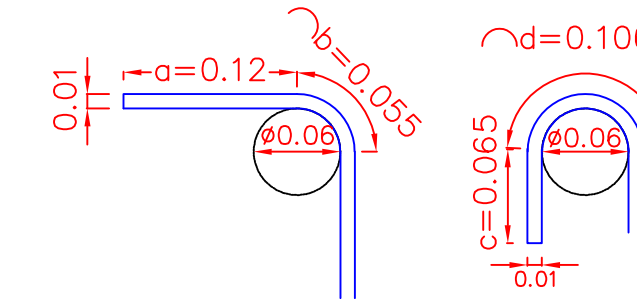
TANQUE SÉPTICO ESC. 1:25



VISTA DE PERFIL CORTE D-D

VISTA TRANSVERSAL CORTE E-E

TIPOLOGÍA DE HIERROS



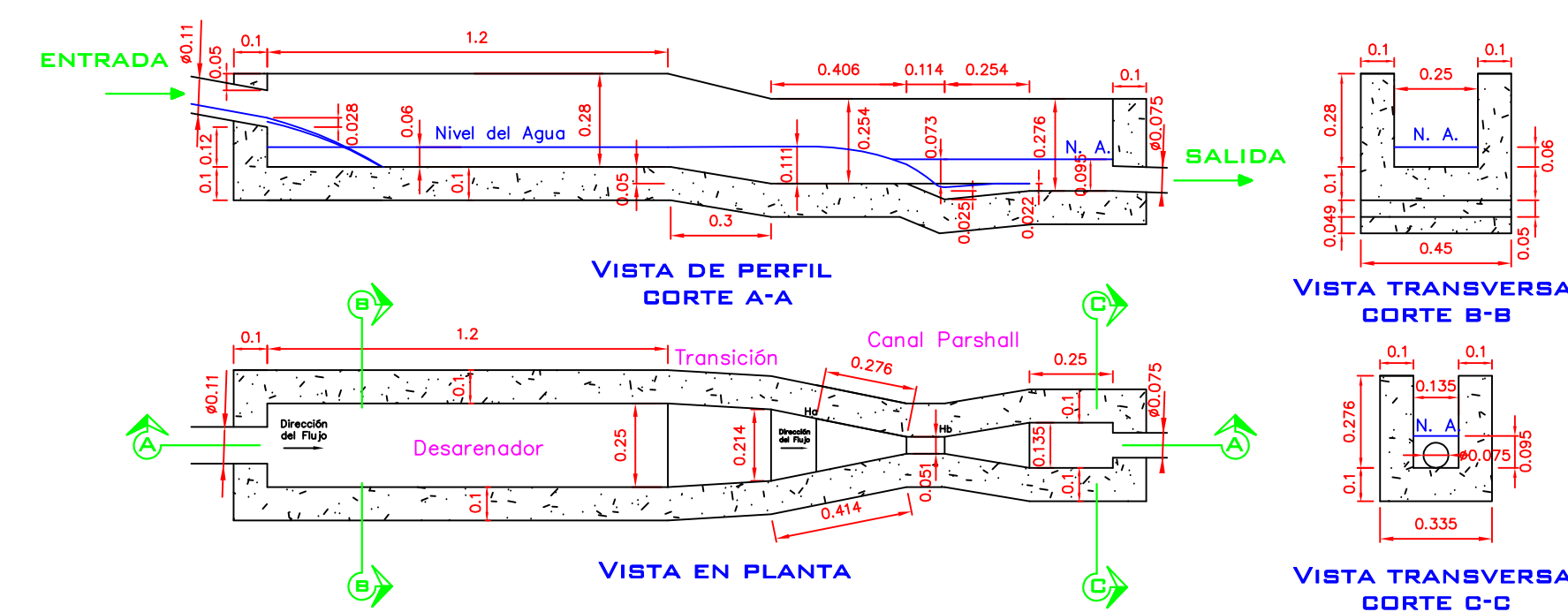
PLANILLA DE HIERROS													
Marca	Diámetro	Cantidad				Dimensiones				Longitud			
		a-b	c-d	a	b	c	d	a	b	c	d		
MC	[mm]	[u]	[u]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
Mc 500	10	696	124	0.12	0.055	0.065	0.106	83.52	38.28	8.06	13.14		

Marca	Diámetro	Longitud Barras	Longitud Total	Peso / m	# varillas	Peso Total
MC	[mm]	[m]	[m]	[Kg/m]	[L=12m]	[Kg]
Mc 500	10	1041.770	1184.774	0.617	99	642.77

CALIDAD DE LOS MATERIALES.

HORMIGÓN ESTRUCTURAL	ft = 240 kg/cm ²
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 kg/cm ²

DESARENADOR ESC 1:20



VISTA DE PERFIL CORTE A-A

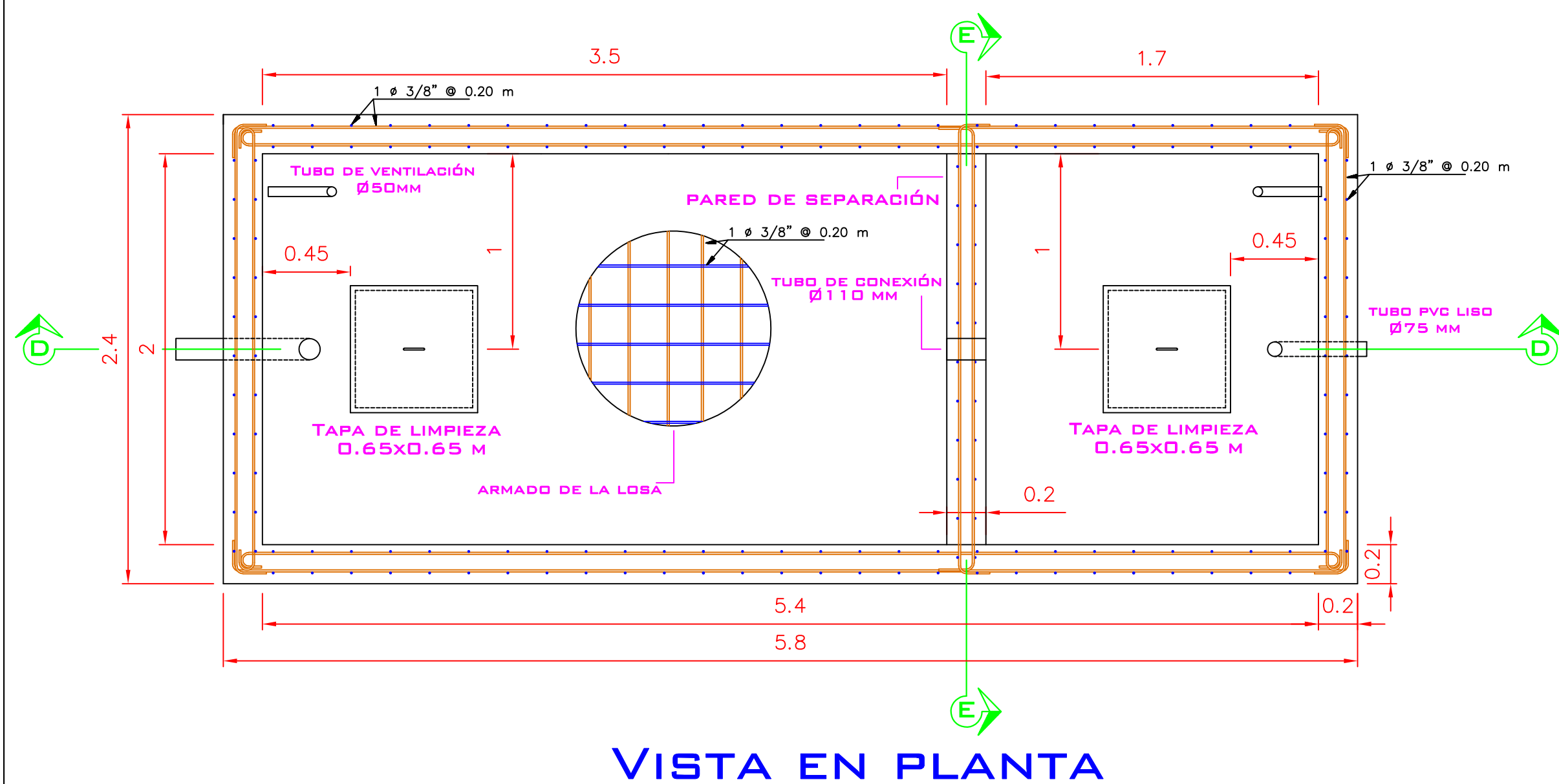
VISTA TRANSVERSAL CORTE B-B

VISTA EN PLANTA

VISTA TRANSVERSAL CORTE C-C

NOTAS:

- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN REPRESENTADAS EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.
- LAS TAPAS DE LIMPIEZA DEBERÁN INSTALARSE SOBRE LAS TEES O TUBERÍA DE ENTRADA Y SALIDA.
- LA RASANTE DE LA TEE DE ENTRADA DEBE QUEDAR 5cm. MAS ALTA QUE LA RASANTE DE LA TEE DE SALIDA.
- EL TANQUE SÉPTICO SERÁ REVESTIDO CON UN MORTERO 1:2 IMPERMEABILIZADO CON SIKA TIPO 101 Ó SIMILAR DE 2cm. DE ESPESOR.
- SE PROHIBE LA DISPOSICIÓN DE AGUAS PLUVIALES EN LAS ESTRUCTURAS

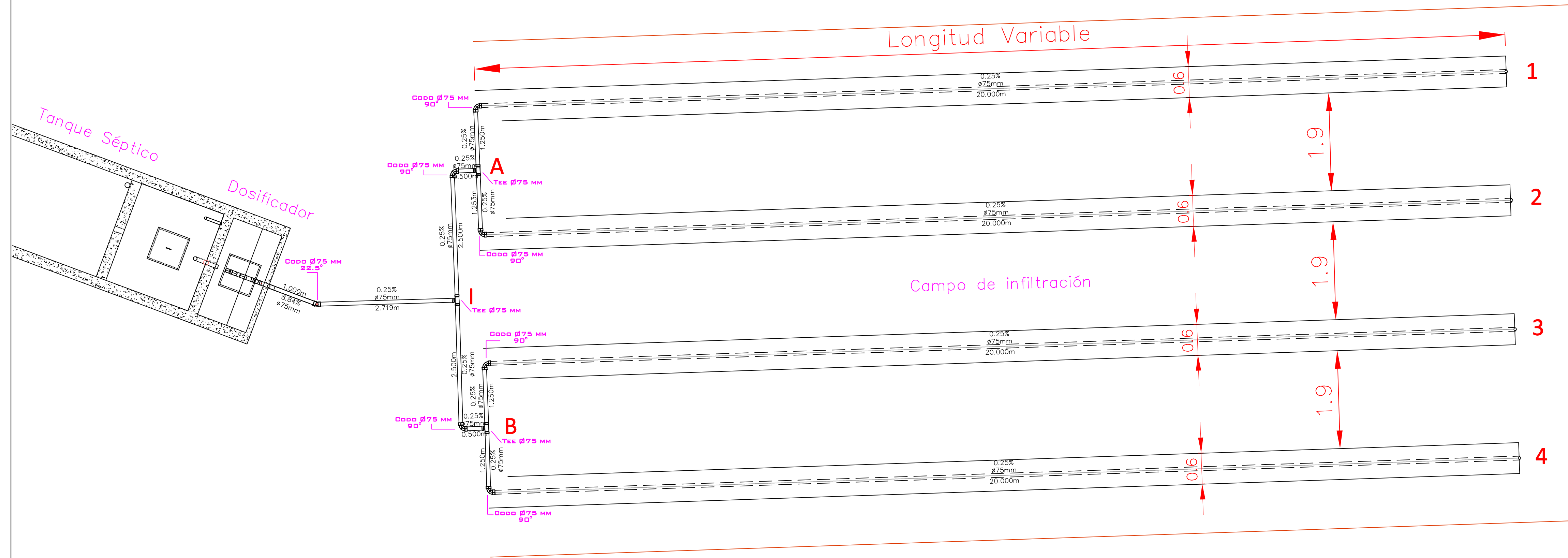


VISTA EN PLANTA

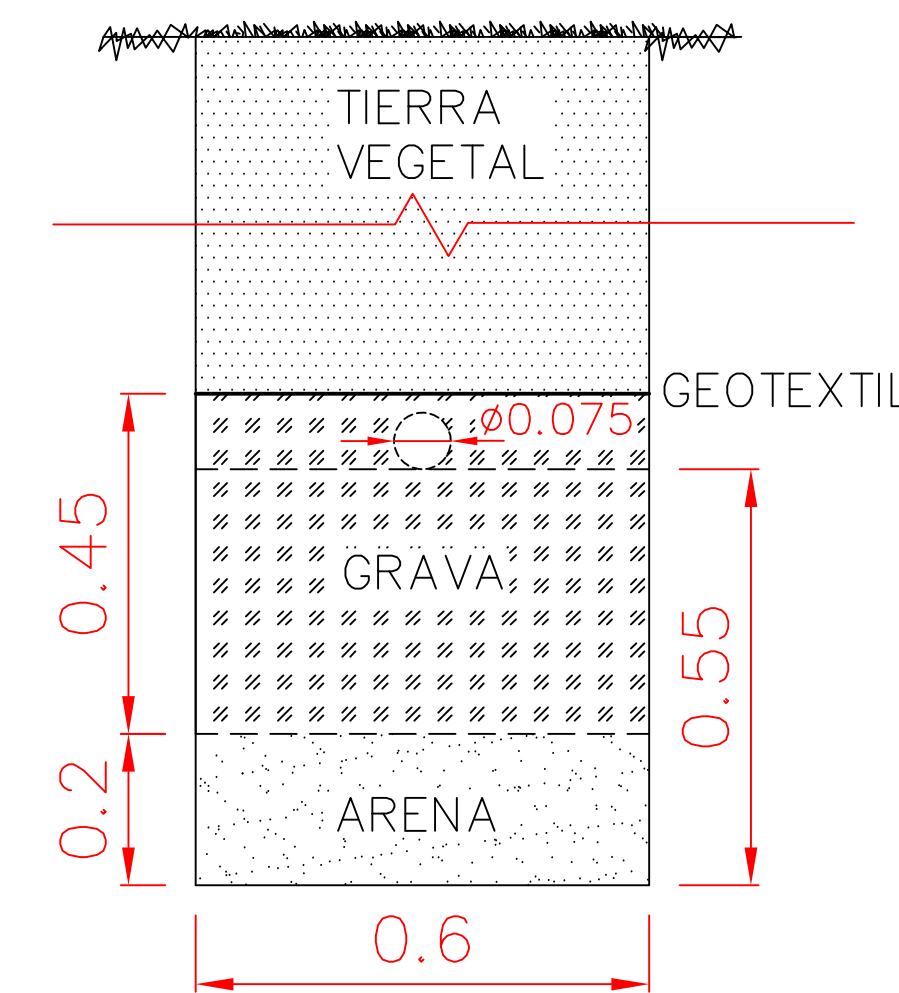
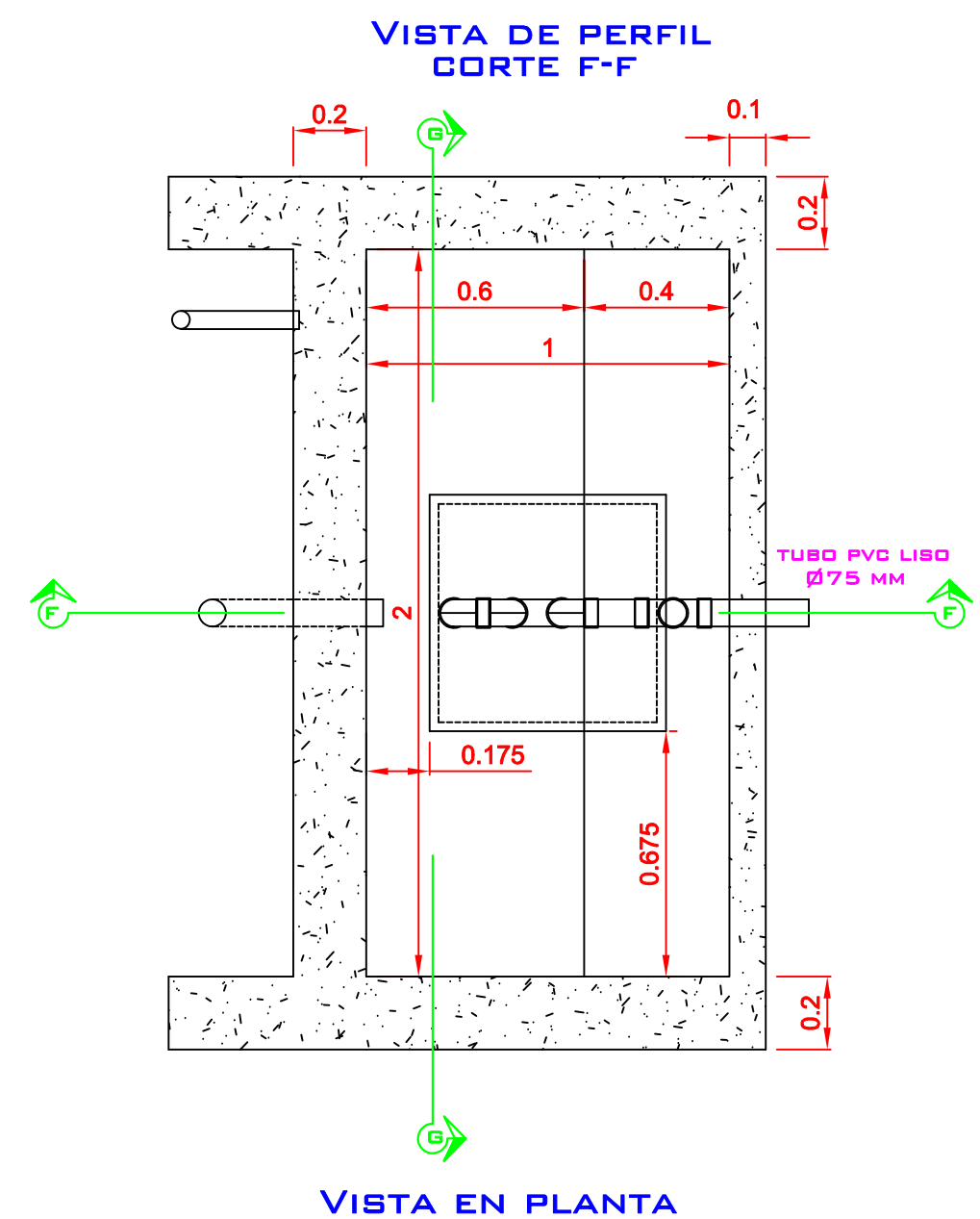
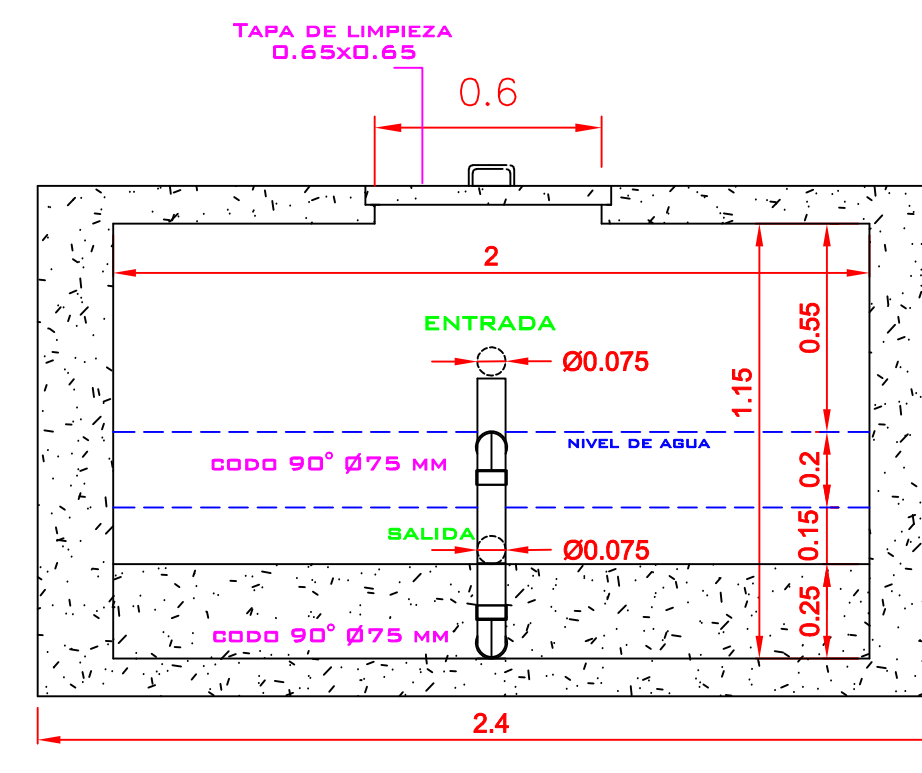
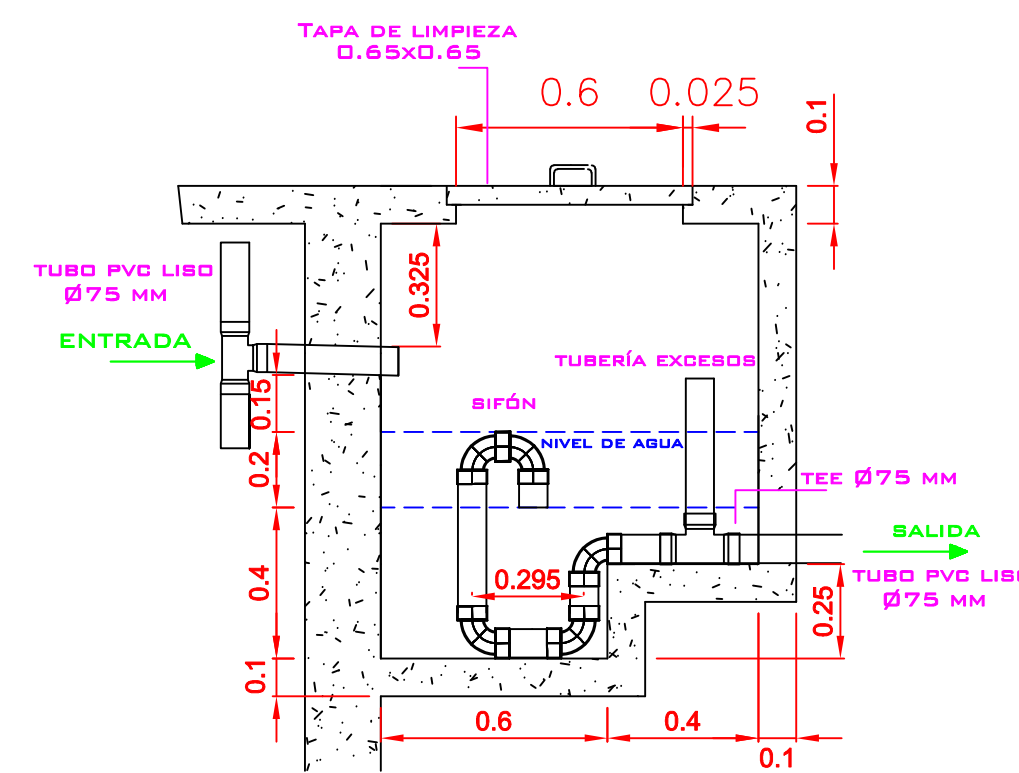
COMUNIDAD RURAL DE SALINAS CANTÓN SANTA ISABEL AZUAY - ECUADOR	Aprobado por:	Firma:
	Tipo de Documento: Detalle constructivo del tanque séptico y desarenador para el tratamiento de aguas residuales	
Elaborado por: Christian Picón M.	Firma:	UNIVERSIDAD DE CUENCA Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil
		Fecha: 11 / Febrero / 2019
		N. de hoja: 6 / 8

ZANJAS DE INFILTRACIÓN Y DOSIFICADOR PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

VISTA EN PLANTA DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES ESC. 1:50



TANQUE DOSIFICADOR ESC. 1:20



SECCIÓN TRANSVERSAL DE LAS ZANJAS DE INFILTRACIÓN

Velocidad de Infiltración [mm/h]	Longitud de las zanjas [m]
5	20
6	16.5
7	14
8	12.5
9	11
10	10
11	9
12	8.5
13	8
14	7
15	7
16	6.5
17	6
18	6
19	5.5
20	5

CALIDAD DE LOS MATERIALES.	
HORMIGÓN ESTRUCTURAL	$f_t = 240 \text{ kg/cm}^2$
ACERO DE REFUERZO	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

NOTAS:

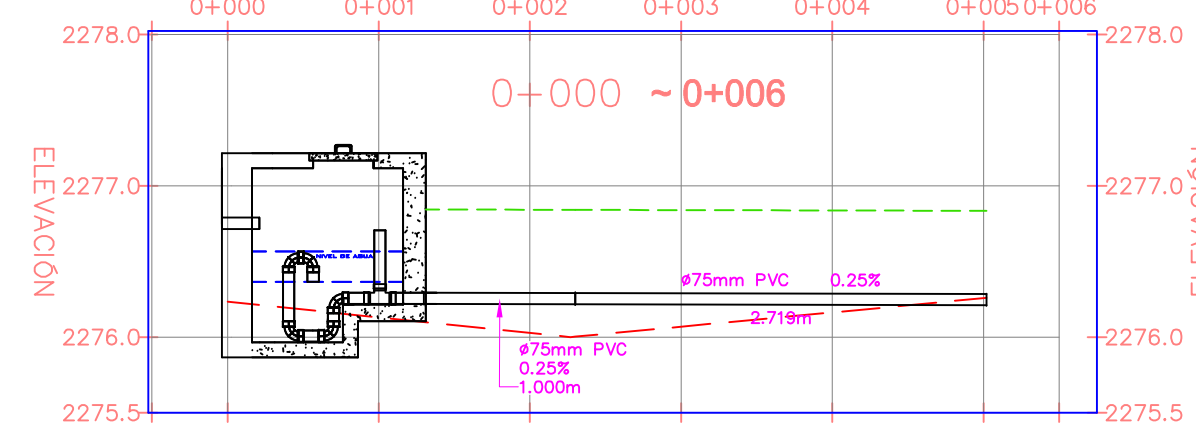
- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN REPRESENTADAS EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.
- LAS TAPAS DE LIMPIEZA DEBERÁN INSTALARSE SOBRE LAS TEES O TUBERÍA DE ENTRADA Y SALIDA.
- LA LONGITUD DEL CAMPO DE INFILTRACIÓN DEPENDE DE LA VELOCIDAD DE INFILTRACIÓN DEL TERRENO. OBTENIDA DE LA PRUEBA DE INFILTRACIÓN EN EL CAMPO A LA PROFUNDIDAD MÁXIMA DEL PERFIL.
- LA TUBERÍA DEL CAMPO DE INFILTRACIÓN DEBE TENER PERFORACIONES O AGUJEROS.
- SE PROHIBE LA DISPOSICIÓN DE AGUAS PLUVIALES EN LAS ESTRUCTURAS.

COMUNIDAD RURAL DE SALINAS CANTÓN SANTA ISABEL AZUAY - ECUADOR		Aprobado por:	Firma:
Elaborado por: Christian Pícon M.		Firma:	UNIVERSIDAD DE CUENCA Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil
Tipo de Documento: Tratamiento de aguas residuales. Zanjas de infiltración y tanque dosificador		Fecha: 11 / Febrero / 2019	N. de hoja: 7 / 8

PERFIL DEL CAMPO DE INFILTRACIÓN PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

ESC 1:50

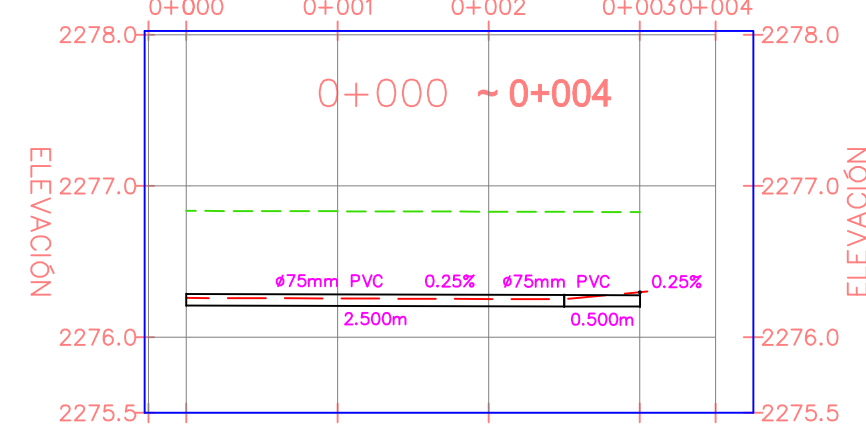
SALIDA DEL DOSIFICADOR HACIA EL PUNTO I



Abscisa	Cota Terreno	Cota Proyecto	Corte	Relleno
0+000	2275.88	2276.23	-0.34	0.36
0+001	2276.13	2276.10	-0.02	0.02
0+002	2276.02	2276.02	0.00	0.00
0+003	2276.08	2276.08	0.00	0.00
0+004	2276.16	2276.16	0.00	0.00
0+005	2276.25	2276.25	0.00	0.00
0+005.5	2276.25	2276.25	0.00	0.00

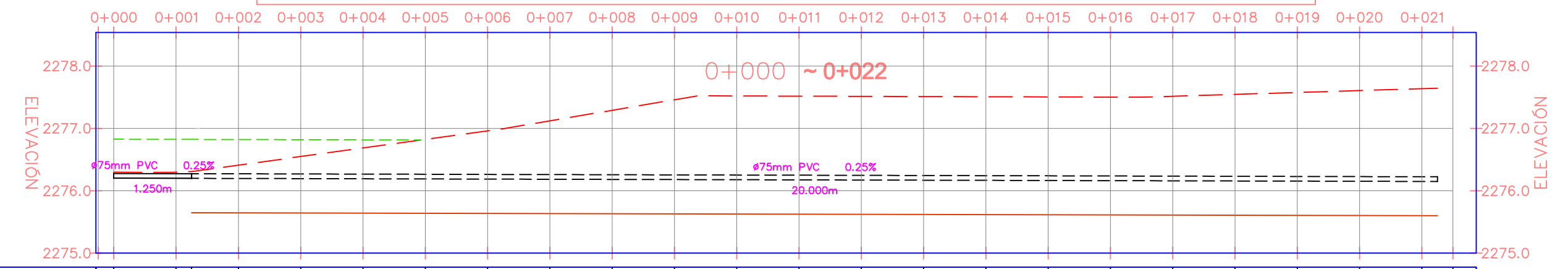
ESC 1:50

TRAMO DE PERFIL I-A



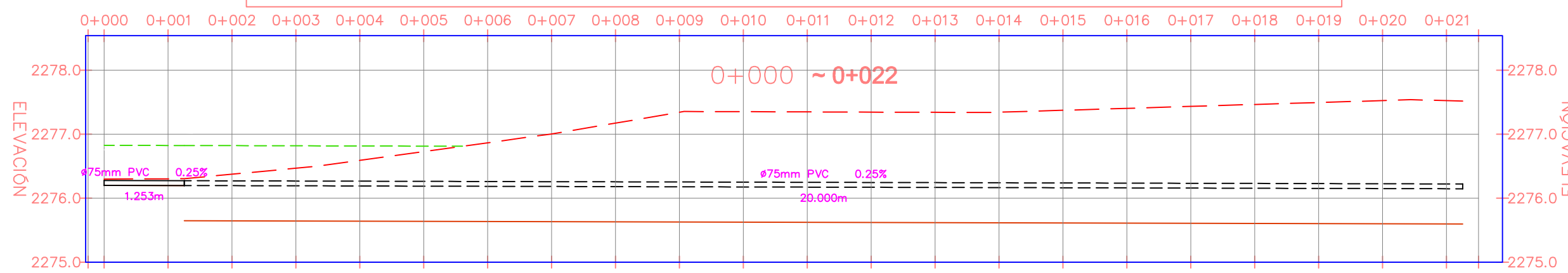
Abscisa	Cota Terreno	Cota Proyecto	Corte	Relleno
0+000	2276.25	2276.25	0.00	0.00
0+001	2276.25	2276.25	0.00	0.00
0+002	2276.25	2276.25	0.00	0.00
0+002.500	2276.25	2276.25	0.00	0.00
0+003	2276.25	2276.25	0.00	0.00
0+003.5	2276.25	2276.25	0.00	0.00

PERFIL DE LA ZANJA NÚMERO 1. TRAMO A-1. ESC 1:75



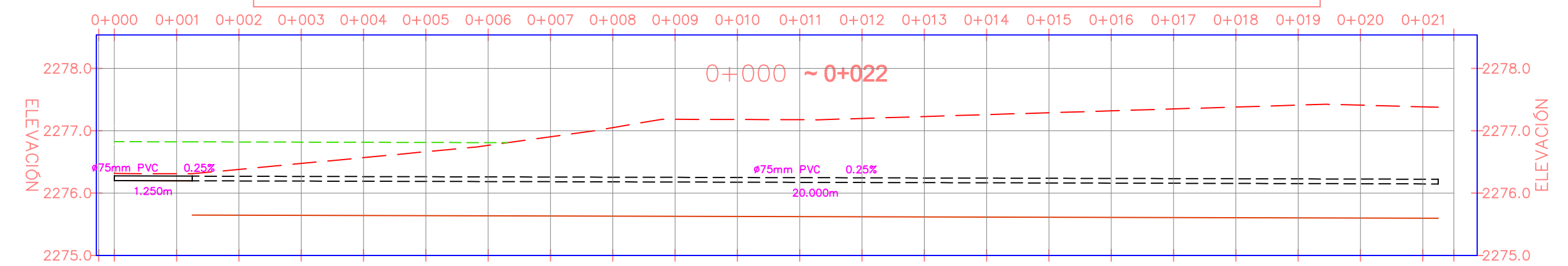
Abscisa	Cota Terreno	Cota Proyecto	Corte	Relleno
0+000	2276.20	2276.20	0.00	0.00
0+001	2276.19	2276.20	-0.01	0.01
0+002	2276.41	2276.41	0.00	0.00
0+003	2276.54	2276.54	0.00	0.00
0+004	2276.68	2276.68	0.00	0.00
0+005	2276.82	2276.82	0.00	0.00
0+006	2276.96	2276.96	0.00	0.00
0+007	2277.12	2277.12	0.00	0.00
0+008	2277.28	2277.28	0.00	0.00
0+009	2277.45	2277.45	0.00	0.00
0+010	2277.52	2277.52	0.00	0.00
0+011	2277.57	2277.57	0.00	0.00
0+012	2277.51	2277.51	0.00	0.00
0+013	2277.51	2277.51	0.00	0.00
0+014	2277.50	2277.50	0.00	0.00
0+015	2277.50	2277.50	0.00	0.00
0+016	2277.50	2277.50	0.00	0.00
0+017	2277.51	2277.51	0.00	0.00
0+018	2277.51	2277.51	0.00	0.00
0+019	2277.51	2277.51	0.00	0.00
0+020	2277.60	2277.60	0.00	0.00
0+021	2277.63	2277.63	0.00	0.00
0+021.5	2277.63	2277.63	0.00	0.00

PERFIL DE LA ZANJA NÚMERO 2. TRAMO A-2. ESC 1:75



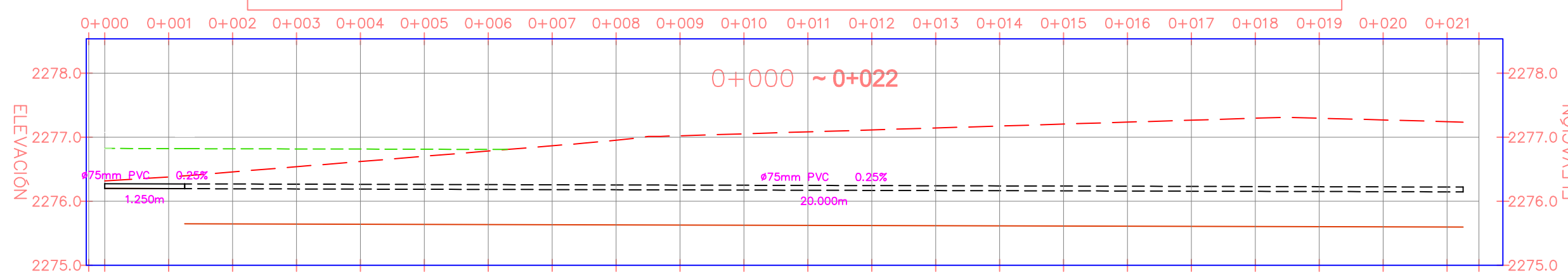
Abscisa	Cota Terreno	Cota Proyecto	Corte	Relleno
0+000	2276.20	2276.20	0.00	0.00
0+001	2276.30	2276.30	0.00	0.00
0+002	2276.37	2276.37	0.00	0.00
0+003	2276.46	2276.46	0.00	0.00
0+004	2276.56	2276.56	0.00	0.00
0+005	2276.72	2276.72	0.00	0.00
0+006	2276.86	2276.86	0.00	0.00
0+007	2277.00	2277.00	0.00	0.00
0+008	2277.12	2277.12	0.00	0.00
0+009	2277.31	2277.31	0.00	0.00
0+010	2277.50	2277.50	0.00	0.00
0+011	2277.54	2277.54	0.00	0.00
0+012	2277.54	2277.54	0.00	0.00
0+013	2277.54	2277.54	0.00	0.00
0+014	2277.54	2277.54	0.00	0.00
0+015	2277.54	2277.54	0.00	0.00
0+016	2277.40	2277.40	0.00	0.00
0+017	2277.43	2277.43	0.00	0.00
0+018	2277.46	2277.46	0.00	0.00
0+019	2277.48	2277.48	0.00	0.00
0+020	2277.52	2277.52	0.00	0.00
0+021	2277.52	2277.52	0.00	0.00
0+021.5	2277.52	2277.52	0.00	0.00

PERFIL DE LA ZANJA NÚMERO 3. TRAMO B-3. ESC 1:75



Abscisa	Cota Terreno	Cota Proyecto	Corte	Relleno
0+000	2276.31	2276.31	0.00	0.00
0+001	2276.31	2276.31	0.00	0.00
0+002	2276.38	2276.38	0.00	0.00
0+003	2276.47	2276.47	0.00	0.00
0+004	2276.56	2276.56	0.00	0.00
0+005	2276.65	2276.65	0.00	0.00
0+006	2276.75	2276.75	0.00	0.00
0+007	2276.90	2276.90	0.00	0.00
0+008	2277.04	2277.04	0.00	0.00
0+009	2277.18	2277.18	0.00	0.00
0+010	2277.18	2277.18	0.00	0.00
0+011	2277.17	2277.17	0.00	0.00
0+012	2277.19	2277.19	0.00	0.00
0+013	2277.22	2277.22	0.00	0.00
0+014	2277.25	2277.25	0.00	0.00
0+015	2277.28	2277.28	0.00	0.00
0+016	2277.31	2277.31	0.00	0.00
0+017	2277.34	2277.34	0.00	0.00
0+018	2277.38	2277.38	0.00	0.00
0+019	2277.41	2277.41	0.00	0.00
0+020	2277.41	2277.41	0.00	0.00
0+021	2277.38	2277.38	0.00	0.00
0+021.5	2277.38	2277.38	0.00	0.00

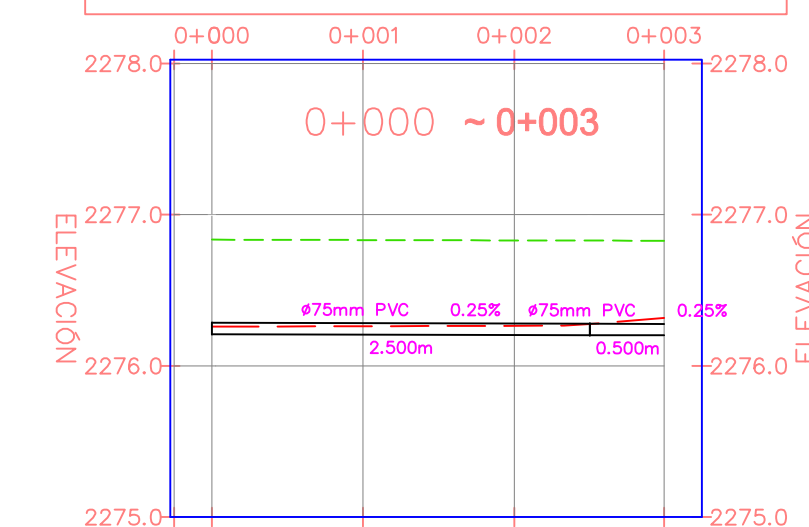
PERFIL DE LA ZANJA NÚMERO 4. TRAMO B-4. ESC 1:75



Abscisa	Cota Terreno	Cota Proyecto	Corte	Relleno
0+000	2276.31	2276.31	0.00	0.00
0+001	2276.38	2276.38	0.00	0.00
0+002	2276.45	2276.45	0.00	0.00
0+003	2276.53	2276.53	0.00	0.00
0+004	2276.62	2276.62	0.00	0.00
0+005	2276.70	2276.70	0.00	0.00
0+006	2276.78	2276.78	0.00	0.00
0+007	2276.86	2276.86	0.00	0.00
0+008	2276.95	2276.95	0.00	0.00
0+009	2277.02	2277.02	0.00	0.00
0+010	2277.05	2277.05	0.00	0.00
0+011	2277.08	2277.08	0.00	0.00
0+012	2277.11	2277.11	0.00	0.00
0+013	2277.14	2277.14	0.00	0.00
0+014	2277.17	2277.17	0.00	0.00
0+015	2277.20	2277.20	0.00	0.00
0+016	2277.23	2277.23	0.00	0.00
0+017	2277.26	2277.26	0.00	0.00
0+018	2277.29	2277.29	0.00	0.00
0+019	2277.29	2277.29	0.00	0.00
0+020	2277.27	2277.27	0.00	0.00
0+021	2277.24	2277.24	0.00	0.00
0+021.5	2277.24	2277.24	0.00	0.00

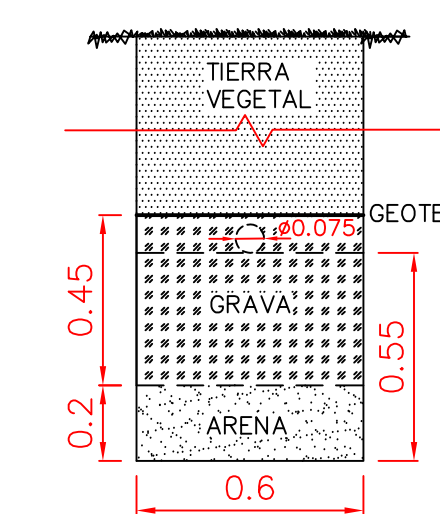
ESC 1:50

TRAMO DE PERFIL I-B



Abscisa	Cota Terreno	Cota Proyecto	Corte	Relleno
0+000	2276.25	2276.25	0.00	0.00
0+001	2276.25	2276.25	0.00	0.00
0+002	2276.25	2276.25	0.00	0.00
0+002.500	2276.25	2276.25	0.00	0.00
0+003	2276.25	2276.25	0.00	0.00

ESC 1:20



SECCIÓN TRANSVERSAL DE LAS ZANJAS DE INFILTRACIÓN

NOTAS:

- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN REPRESENTADAS EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.
- LA LONGITUD DE LAS ZANJAS DE INFILTRACIÓN DEPENDE DE LA VELOCIDAD DE INFILTRACIÓN DEL TERRENO. OBTENIDA DE LA PRUEBA DE INFILTRACIÓN EN EL CAMPO A LA PROFUNDIDAD MÁXIMA DEL PERFIL.
- LA TUBERÍA DEL CAMPO DE INFILTRACIÓN DEBE TENER PERFORACIONES O AGUJEROS.

Aprobado por: COMUNIDAD RURAL DE SALINAS CANTÓN SANTA ISABEL AZUAY - ECUADOR		Firma:
Tipo de Documento: Tratamiento de aguas residuales. Perfil de las zanjas de infiltración y del tanque dosificador		Fecha: 11 / Febrero / 2019
Elaborado por: Christian Pícon M.	Firma:	Escala: N. de hoja: 8 / 8