	UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA			
	Documento	Código	Fecha	Revisión
	FORMATO HOJA DE RESUMEN PARA TRABAJO DE GRADO	F-AC-DBL-007	10-04-2012	A
Dependencia	Aprobado		Pág.	
DIVISIÓN DE BIBLIOTECA	SUBDIRECTOR ACADEMICO		1(241)	

RESUMEN – TRABAJO DE GRADO

AUTORES	KELLY YOHANA SANGUINO CLARO YEISON PEREZ ASCANIO		
FACULTAD	DE INGENIERIAS		
PLAN DE ESTUDIOS	INGENIERIA CIVIL		
DIRECTOR	WILLINTON HERNESTO CARRASCAL MUÑOZ		
TÍTULO DE LA TESIS	PROPUESTA PARA EL MANEJO DE AGUAS PLUVIALES Y RESIDUALES SOBRE EL CANAL ABIERTO DEL RIO CHIQUITO COMPRENDIDO ENTRE LOS BARRIOS PALOMAR Y EL RETIRO EN LA CIUDAD DE OCAÑA, NORTE DE SANTANDER		
RESUMEN (70 palabras aproximadamente)			
<p>EN LA CUENCA DEL RIO CHIQUITO UBICADA EN EL CASCO URBANO DE LA CIUDAD DE OCAÑA (N. DE S.) SE ENCUENTRA CONSTRUIDO UN CANAL ABIERTO EN ALGUNOS SECTORES DESDE EL AÑO 1974 POR TAL MOTIVO ES EVIDENTE LA CULMINACIÓN DE SU PERIODO DE VIDA ÚTIL, Y LA CARENCIA DE ESTAS ESTRUCTURAS INGENIERILES EN ÉPOCAS DE INVIERNO EN LOS SECTORES FALTANTES A LO LARGO DE LA CORRIENTE. EL PRESENTE TRABAJO DE GRADO CONSISTIÓ EN DIAGNOSTICAR, OPTIMIZAR Y PROPONER DISEÑOS DE CANAL ABIERTO ENTRE LOS BARRIOS PALOMAR Y EL RETIRO, ADEMAS DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO EN EL BARRIO BETANIA.</p>			
CARACTERÍSTICAS			
PÁGINAS: 241	PLANOS:	ILUSTRACIONES:59	CD-ROM:1



**PROPUESTA PARA EL MANEJO DE AGUAS PLUVIALES Y RESIDUALES SOBRE
EL CANAL ABIERTO DEL RIO CHIQUITO COMPRENDIDO ENTRE LOS BARRIOS
PALOMAR Y EL RETIRO EN LA CIUDAD DE OCAÑA, NORTE DE SANTANDER.**

AUTORES

KELLY YOHANA SANGUINO CLARO

YEISON PÉREZ ASCANIO

Trabajo de grado para optar el título de ingeniero civil

Director:

WILLINTON HERNESTO CARRASCAL MUÑOZ

UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA

FACULTAD DE INGENIERÍAS

INGENIERÍA CIVIL

Ocaña, Colombia

Octubre de 2016

Dedicatoria

Dedico este proyecto de grado a Dios por haberme permitido llegar hasta este punto, otorgarme salud, esperanza y muchas bendiciones.

A mi madre Marisol, por haberme apoyado en todo momento, creer en mí, por sus consejos, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, pero más que nada, por su amor. Gracias por darme una carrera para mi futuro, todo esto te lo debo a ti.

A mi hermano John Henry, por ser el ejemplo de un hermano mayor y del cual aprendí aciertos y de momentos difíciles, ya que eres una gran persona llena de sabiduría y perseverancia.

A mi hermana Mariana, con tu dulzura e inocencia alegras mis días, para que veas en mí un ejemplo a seguir.

A mi novio y compañero Yeison, por su apoyo incondicional en cada circunstancia de nuestras vidas.

A mis familiares, por estar siempre presentes en cada momento de mi vida y finalmente a mis amigos, que siempre nos apoyamos mutuamente en nuestra formación profesional.

Kelly Yohana Sanguino Claro

Dedicatoria

Este proyecto de grado se lo dedico principalmente a mi Dios quién supo guiarme por el buen camino, darme fuerzas, fe y sabiduría para seguir adelante y no desmayar en los problemas que se presentaban.

A mis padres Luis Eduardo y Ruth quienes por ellos soy lo que soy, por haberme apoyado en todo momento, por haberme inculcado valores que me han permitido ser una persona de bien con cada uno de sus consejos, comprensión y amor, ellos han sido un ejemplo para mí de perseverancia, constancia y sabiduría que me ha llevado a seguir sus pasos.

A mis familiares que de alguna u otra maneras estuvieron presentes apoyándome, mis hermanos Eduardo y Magnolia de quienes aprendí a ser una persona valiente, dispuesto a afrontar las dificultades para sacar nuestra familia a delante, a mi tía Virgelma quien fue un gran apoyo siempre que la necesitaba y quien me demostró su amor, por ultimo a mi compañera, novia y amiga Kelly quien siempre me ha apoyado para lograr cada una de mis metas acompañándome en buenos y malos momentos brindándome un amor verdadero.

Yeison Pérez Ascanio

Agradecimientos

Agradezco a mi Universidad Francisco De Paula Santander y cada uno de los miembros que la conforman, por brindarnos la confianza y el apoyo para llegar a ser un profesional idóneo en las áreas del conocimiento, a través de estrategias pedagógicas innovadoras y el uso de las tecnologías; contribuyendo al desarrollo nacional e internacional con pertinencia y responsabilidad social.

Debo agradecer de manera especial y sincera al Ingeniero Civil Willinton Hernesto Carrascal Muñoz por aceptarnos para realizar esta tesis bajo su dirección, su apoyo y confianza en nuestro trabajo y su capacidad para guiar nuestras ideas ha sido un aporte invaluable, no solamente en el desarrollo de esta tesis, sino también en mi formación como Ingeniero Civil. Quiero expresar también mi más sincero agradecimiento a los miembros del jurado, Ingeniero Civil Agustín Armando Macgregor Torrado y Zootecnista Jesús Antonio Palacio Amaya por su importante aporte y participación activa en el desarrollo de esta tesis; Debo destacar, por encima de todo, su disponibilidad y paciencia que hizo que nuestras dudas siempre fueran aclaradas; No cabe duda que su participación ha enriquecido el trabajo realizado.

Kelly Yohana Sanguino Claro

Yeison Pérez Ascanio

Índice

Capítulo 1: Propuesta para el manejo de aguas pluviales y residuales sobre el canal abierto del río chiquito comprendido entre los barrios palomar y el retiro en la ciudad de Ocaña, Norte de Santander.....	1
1.1. Planteamiento del problema.....	1
1.2. Formulación del problema	2
1.3. Objetivos (general y específicos).....	2
1.3.1. Objetivo General.....	2
1.3.2. Objetivos Específicos.....	2
1.4. Justificación	4
1.5. Delimitaciones	5
1.5.1. Geográficas.....	5
1.5.2. Temporales.....	5
1.5.3. Conceptuales.....	5
1.5.4. Operacional.....	6
 Capítulo 2: Marco referencial.....	 7
2.1. Marco histórico	7
2.2. Marco contextual	10
2.3. Marco conceptual.....	12
2.4. Marco Teórico.....	15
2.5. Marco Legal.....	61
 Capítulo 3: Diseño Metodológico.....	 62
3.1. Tipo de investigación.....	62
3.2. Alcances del proyecto.....	62
3.3. Recolección de información	62
3.4. Análisis de información.....	63
 Capítulo 4: Administración del proyecto.....	 65
4.1. Recursos humanos	65
4.2. Recursos Institucionales.....	65
4.3. Recursos Financieros	65
 Capítulo 5: Resultados y discusiones.	 67
5.1. Diagnóstico técnico general del canal abierto	67
5.1.1. Estado del canal	73
5.2. Optimización del sistema de canal abierto.....	81
5.2.1. Capacidad hidráulica del canal	81

5.2.2. Caudal que aporta las aguas lluvias al canal abierto sobre el rio chiquito.....	113
5.2.3. Diseño hidráulico del canal.....	137
5.2.4. Diseño curvas horizontales del canal.....	145
5.3. Propuesta de diseño de canal abierto artificial sobre el rio chiquito en el barrio el retiro.....	165
5.4. Propuesta de diseño de un sistema de alcantarillado sanitario en la parte alta del barrio Betania.	169
5.4.1. Parámetros de Diseño	171
5.5. Presupuesto de obra	184
Capitulo 6: Conclusiones.....	186
Capitulo 7: Recomendaciones.....	188
Referencias.....	190
Apéndices.....	192
Apéndice A. Fotografías del canal abierto existente sobre el rio chiquito	193
Apéndice B. Planos.....	194
Apéndice C. Curvas ajustadas de intensidad-frecuencia-duración.....	196
Apéndice D. A.P.U.	198
Apéndice E. Relaciones hidráulicas para conductos circulares.....	224

Lista de tablas

Tabla 1. Asignación del nivel de complejidad	13
Tabla 2. Coeficientes de distribución de velocidad.....	35
Tabla 3. Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad n	45
Tabla 4. Valores del coeficiente de rugosidad n	46
Tabla 5. Valores del coeficiente de rugosidad n (continuación)	47
Tabla 6. Valores del coeficiente de rugosidad n (continuación)	49
Tabla 7. Valores del coeficiente de rugosidad n (continuación)	51
Tabla 8. Curvas IDF	56
Tabla 9. Periodo de retorno o grado de protección	57
Tabla 10. Factor de reducción	58
Tabla 11. Coeficiente de escorrentía o impermeabilidad	59
Tabla 12. Costos del proyecto	66
Tabla 13. Características sumidero de rejilla barrió Betania.....	69
Tabla 14. Características sumidero de rejilla condominio villa margarita	69
Tabla 15. Características sumidero de rejilla barrio peñón.	70
Tabla 16. Características sumidero de rejilla barrio peñón.	71
Tabla 17. Características sumidero de ventana puente peñón.	71
Tabla 18. Características sumidero de rejilla barrio el retiro.	72
Tabla 19. Características sumidero de rejilla puente el retiro.	72
Tabla 20. Características sumidero de rejilla barrio el retiro.	73
Tabla 21. Calculo área sección transversal 0.....	82
Tabla 22. calculo área sección transversal 200	83
Tabla 23. Calculo área sección transversal 300.....	84

Tabla 24. Calculo área sección transversal 400.....	85
Tabla 25. Calculo área sección transversal 500.....	87
Tabla 26. Calculo área sección transversal 600.....	88
Tabla 27. Calculo área sección transversal 700.....	89
Tabla 28. Calculo área sección transversal 800.....	90
Tabla 29. Calculo área sección transversal 1000.....	92
Tabla 30. Calculo área sección transversal 1100.....	93
Tabla 31. Calculo área sección transversal 1200.....	94
Tabla 32. Calculo área sección transversal 1300.....	95
Tabla 33. Calculo área sección transversal 1400}.....	97
Tabla 34. Calculo área sección transversal 1500.....	98
Tabla 35. Calculo área sección transversal 1600.....	99
Tabla 36. Calculo promedios de áreas y perímetros.....	100
Tabla 37. Calculo n equivalente sección transversal 0.....	101
Tabla 38. Calculo n equivalente sección transversal 200.....	102
Tabla 39. Calculo n equivalente sección transversal 300.....	103
Tabla 40. Calculo n equivalente sección transversal 400.....	103
Tabla 41. Calculo n equivalente sección transversal 500.....	104
Tabla 42. Calculo n equivalente sección transversal 700.....	105
Tabla 43. Calculo n equivalente sección transversal 800.....	106
Tabla 44. Calculo n equivalente sección transversal 1000.....	106
Tabla 45. Calculo n equivalente sección transversal 1100.....	107
Tabla 46. Calculo n equivalente sección transversal 1200.....	107
Tabla 47. Calculo n equivalente sección transversal 1300.....	108
Tabla 48. Calculo n equivalente sección transversal 1400.....	109

Tabla 49. Calculo n equivalente sección transversal 1500.....	109
Tabla 50. Calculo n equivalente sección transversal 1600.....	110
Tabla 51. Calculo capacidad actual del canal.....	112
Tabla 52. Tipos de coeficientes de escorrentía según superficie.....	114
Tabla 53. Áreas de la zona de la quebrada san Cayetano.....	116
Tabla 54. Calculo c ponderado quebrada san Cayetano.....	116
Tabla 55. Calculo de Pendiente de la longitud más larga de la cuenca san Cayetano	118
Tabla 56. Áreas de la zona de la quebrada el tejar.	121
Tabla 57. Calculo c ponderado quebrada el tejar.	122
Tabla 58. Calculo de Pendiente de la longitud más larga de la cuenca el tejar.....	123
Tabla 59. Áreas aferentes al box coulvert	126
Tabla 60. Áreas totales hasta el palomar.	127
Tabla 61. Calculo c ponderado hasta el palomar.....	127
Tabla 62. Calculo caudales máximos de escorrentía.....	133
Tabla 63. Calculo caudales máximos de escorrentía (continuación)	134
Tabla 64. Calculo caudales máximos de escorrentía (continuación)	134
Tabla 65. Chequeo de velocidades y caudales.	135
Tabla 66: Pendientes laterales apropiadas para canales construidos en diferentes clases de materiales.	139
Tabla 67. Diseño hidráulico de las nuevas secciones transversales	141
Tabla 68. Diseño hidráulico de las nuevas secciones transversales (Continuación).....	142
Tabla 69. Diseño hidráulico de las nuevas secciones transversales (Continuación).....	143
Tabla 70. Diseño hidráulico de las nuevas secciones transversales (Continuación).....	144
Tabla 71. Pérdidas de Energía por cambio de dirección	149
Tabla 72. Corrección de la pérdida de energía por cambio de dirección para ángulos de deflexión diferentes de 90°	149

Tabla 73. Curva N°1 en tramo 0-200.....	150
Tabla 74. Curva N°2 en tramo 0-200.....	151
Tabla 75. Curva N°3 en tramo 0-200.....	151
Tabla 76. Curva N°4 en tramo 200-300.....	152
Tabla 77. Curva N°5 en tramo 300-400.....	153
Tabla 78. Curva N°6 en tramo 300-400.....	153
Tabla 79. Curva N°7 en tramo 400-500.....	154
Tabla 80. Curva N°8 en tramo 500-600.....	155
Tabla 81. Curva N°9 en tramo 600-700.....	156
Tabla 82. Curva N°10 en tramo 700-800.....	157
Tabla 83. Curva N°11 en tramo 900-1000.....	157
Tabla 84. Curva N°12 en tramo 1000-1100.....	158
Tabla 85. Curva N°13 en tramo 1000-1100.....	159
Tabla 86. Curva N°14 en tramo 1100-1200.....	159
Tabla 87. Curva N°15 en tramo 1100-1200.....	160
Tabla 88. Curva N°16 en tramo 1200-1300.....	161
Tabla 89. Curva N°17 en tramo 1300-1400.....	162
Tabla 90. Curva N°18 en tramo 1400-1500.....	162
Tabla 91. Curva N°19 en tramo 1500-1600.....	163
Tabla 92. Diseño hidráulico de la nueva sección transversal en el retiro.....	167
Tabla 93. Diseño hidráulico de la nueva sección transversal en el retiro (Continuación)	167
Tabla 94. Diseño hidráulico de la nueva sección transversal en el retiro (Continuación)	168
Tabla 95. Diseño hidráulico de la nueva sección transversal en el retiro (Continuación)	168
Tabla 96. Último Censo de Ocaña.....	171
Tabla 97. Nivel de complejidad del sistema.....	172

Tabla 98. Dotación Neta Máxima	172
Tabla 99. Coeficiente de Retorno	173
Tabla 100. Parámetros para el cálculo de las contribuciones Domesticas.	174
Tabla 101. Aportes por filtración al Sistema aguas residuales.....	175
Tabla 102. Aportes máximos por drenaje domiciliario de aguas lluvias sin sistema pluvial	176
Tabla 103. Diseño sistema de alcantarillado residual	179
Tabla 104. Diseño sistema de alcantarillado residual (continuación)	179
Tabla 105. Diseño sistema de alcantarillado residual (continuación)	180
Tabla 106. Diseño sistema de alcantarillado residual (continuación)	181
Tabla 107. Diseño sistema de alcantarillado residual (continuación)	182
Tabla 108. Diseño sistema de alcantarillado residual (continuación)	182
Tabla 109. Coeficientes regresión logarítmica	196

Lista de figuras

Figura 1. Mapa plan básico de ordenamiento territorial.....	11
Figura 2. Flujo en canales abiertos y su clasificación.	21
Figura 3. Elementos geométricos de secciones de canal.....	27
Figura 4. Canales abiertos y sus propiedades.....	31
Figura 5.Efecto de la rugosidad en la distribución de velocidades en un canal abierto.	32
Figura 6.Energía de un flujo gradualmente variado en canales abiertos.....	36
Figura 7.Resalto hidráulico interpretado mediante las curvas de energía específica y fuerza específica.....	41
Figura 8.Clasificación de los perfiles de flujo en flujo gradualmente variado.....	53
Figura 9. Perfil canal rio chiquito Barrio Palomar	68
Figura 10. Canal con presencia de Maleza.....	74
Figura 11. Erosión en el canal	75
Figura 12.Tramo socavado	76
Figura 13.Canal con sedimentos.....	76
Figura 14.Canal con escombros	77
Figura 15.Canal con grietas y fisuras	78
Figura 16.Colapso del muro de contención de Bruselas	79
Figura 17. Elementos externos al canal que lo afectan.	79
Figura 18. Canal con desplazamiento de juntas	80
Figura 19. División de áreas sección transversal 0.....	82
Figura 20. Longitudes sección transversal 0.	82
Figura 21. División de áreas sección transversal 200.....	83
Figura 22. Longitudes sección transversal 200	83

Figura 23. División de áreas sección transversal 300.....	84
Figura 24. Longitudes sección transversal 300	84
Figura 25. División de áreas sección transversal 400.....	85
Figura 26. Longitudes sección transversal 400	85
Figura 27. División de Áreas sección transversal 500	86
Figura 28. Longitudes sección transversal 500	86
Figura 29. División de Áreas sección transversal 600	87
Figura 30. Longitudes sección transversal 600	88
Figura 31. División de Áreas sección transversal 700	89
Figura 32. Longitudes sección transversal 700	89
Figura 33. División de Áreas sección transversal 800	90
Figura 34. Longitudes sección transversal 800	90
Figura 35. División de Áreas sección transversal 1000	91
Figura 36. Longitudes sección transversal 1000	91
Figura 37. División de Áreas sección transversal 1100	92
Figura 38. Longitudes sección transversal 1100	93
Figura 39. División de Áreas sección transversal 1200	94
Figura 40. Longitudes sección transversal 1200	94
Figura 41. División de Áreas sección transversal 1300	95
Figura 42. Longitudes sección transversal 1300	95
Figura 43. División de Áreas sección transversal 1400	96
Figura 44. Longitudes sección transversal 1400	97
Figura 45. División de Áreas sección transversal 1500	97
Figura 46. Longitudes sección transversal 1500	98
Figura 47. División de Áreas sección transversal 1600	98

Figura 48. Longitudes sección transversal 1600	99
Figura 49. Cuenca quebrada san Cayetano.....	115
Figura 50. Cuenca quebrada el tejar.	121
Figura 51. Cuencas de las quebradas san Cayetano y el tejar.	126
Figura 52. Cuencas que recibe el canal abierto sobre el rio chiquito	133
Figura 53. Elementos geométricos de la sección transversal del canal	137
Figura 54. Curva simple	145
Figura 55. Curva Compuesta.....	146
Figura 56. Localización tramo a canalizar.	165
Figura 57. Elementos geométricos de la sección transversal del canal	167
Figura 58. Ubicación sistema de alcantarillado.....	169
Figura 59. áreas contribuyentes al sistema de alcantarillado residual.	170

Capítulo 1: Propuesta para el manejo de aguas pluviales y residuales sobre el canal abierto del río chiquito comprendido entre los barrios palomar y el retiro en la ciudad de Ocaña, Norte de Santander.

1.1. Planteamiento del problema

En las zonas densamente pobladas es necesario recolectar y remover las diferentes clases de agua y aguas residuales provenientes de todo lugar habitado. Además de cumplir con una necesidad sanitaria e higiénica, que contribuye a mantener una calidad de vida adecuada. (Velastegui Guaña, 2015, pág. 34)

Se presentan problemas cuando la construcción de edificaciones da lugar a la pavimentación de grandes terrenos, haciendo necesario el drenaje de las aguas pluviales; a menudo, este efecto se acentúa debido a que el agua pluvial, que antes podía escurrirse con lentitud y sin control alguno, una vez desarrolladas las construcciones, drena rápidamente y termina en las alcantarillas o en los cursos de agua.

Uno de estos casos es la cuenca del río chiquito ubicada en el casco urbano de la ciudad de Ocaña (N. de S.) con una latitud de 8.27667 y Longitud de -73 (Mapa, 2016), sobre el cual se encuentra construido un canal abierto en algunos sectores desde el año 1974 por tal motivo es evidente la culminación de su periodo de vida útil, y la carencia de estas estructuras ingenieriles en épocas de invierno en los sectores faltantes a lo largo de la corriente, puesto que las precipitaciones pluviales muy intensas y permanentes en la temporada de invierno y parte del verano ocasionan inundaciones lo que genera deterioro de las viviendas aledañas ,dificulta el

tránsito, daña las construcciones existentes y arrastra residuos que generan olores nauseabundos ,principalmente en el barrio el Retiro , donde se observa la contaminación ambiental del canal natural debido a descargas directas de aguas residuales, el cual es un medio de transporte de agua pluvial, volviéndola impropia o peligrosa para el consumo humano, la industria, la agricultura y las actividades recreativas, así como para los animales.

1.2. Formulación del problema

¿Al proponer el manejo de las aguas pluviales del canal abierto sobre el rio chiquito comprendido entre los barrios palomar parte baja (Carrera 14 # 13b-43) hasta el retiro (Carrera 27 #7-64) y aguas residuales con el sistema de Alcantarillado en el barrio Betania se lograra mitigar riesgos y resolver problemas de saneamiento básico?

1.3. Objetivos (general y específicos)

1.3.1. Objetivo General. Proponer el manejo de aguas pluviales y residuales sobre el canal abierto del rio chiquito comprendido entre los barrios palomar y el retiro en la ciudad de Ocaña, Norte de Santander.

1.3.2. Objetivos Específicos

Realizar un diagnóstico del canal abierto ubicado entre los barrios palomar y el retiro mediante un análisis técnico general de acuerdo al Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamientos básicos RAS 2000 para la revisión del estado del canal.

Optimizar el sistema del canal abierto sobre el río chiquito comprendido entre los barrios palomar y el retiro, mediante propuestas de diseños en los sectores donde no hay cumplimiento de los parámetros establecidos por el Ras 2000, para el mejoramiento en la recolección y transporte de aguas pluviales.

Realizar una propuesta de diseño de canal abierto mediante un análisis técnico general de condiciones hidráulicas para la continuación óptima del canal artificial sobre el río chiquito.

Realizar una propuesta de diseño de recolección de aguas residuales mediante un sistema de Alcantarillado en el barrio Betania para evitar vertimientos de aguas negras sobre el alcantarillado pluvial.

Elaborar el presupuesto de obra mediante un análisis de precios unitarios necesario para la optimización y continuación del canal abierto sobre el río chiquito comprendido entre los barrios palomar y el retiro, así como el sistema de Alcantarillado para el manejo de aguas residuales en el barrio Betania.

1.4. Justificación

El objetivo de todo ingeniero civil es dar soluciones a las problemáticas que aquejan a una población, en este caso citamos a los barrios Palomar parte baja, Betania, Hacaritama, la Popa, Martinete, Bruselas, el Playón, el Peñón, Comuneros, las llanadas, los Alpes y el Retiro, los cuales son los principales afectados por el río chiquito; con el presente proyecto se espera mejorar la calidad de vida de dichos habitantes.

Con este diagnóstico que se piensa realizar, se busca obtener una evaluación del canal existente donde se plantea la propuesta de diseños para la optimización de dicho canal por el hecho de haber sido diseñados con antiguas normas, las cuales fueron actualizadas hoy en día por el RAS 2000 para el manejo de sistemas de alcantarillados pluviales; Además de proponer diseños de canalización artificial para los tramos faltantes ya que estos al transportar las aguas generan erosión en los taludes, lo cual distorsiona los márgenes del río chiquito produciendo inundaciones que afecten a las viviendas aledañas y ocasionan cualquier tipo de afectación a la población.

Con la elaboración de la propuesta de diseño del sistema de alcantarillado en el barrio Betania, se evitara las descargas directas de aguas residuales al río chiquito y conseguir que se transporte solo aguas pluviales sobre la fuente hídrica.

La Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña al conocer esta problemática como ente encargado del desarrollo y progreso de la comunidad con la ayuda de los estudiantes que buscan aplicar los conocimientos adquiridos en su formación como ingenieros civiles, pretenden

por medio de esta investigación buscar los mecanismos necesarios para plantear medidas preventivas y correctivas que favorezcan al mejoramiento de la recolección y transporte de las aguas residuales y pluviales de nuestro municipio y por ende a las poblaciones afectadas.

1.5. Delimitaciones

1.5.1. Geográficas. Este proyecto se llevara a cabo en los barrios palomar parte baja (Carrera 14 # 13b-43) hasta el retiro (Carrera 27 #7-64) del municipio de Ocaña Norte de Santander.

1.5.2. Temporales. Esta investigación se llevara a cabo en un periodo de 4 meses en el cual se desarrollaran las actividades necesarias.

1.5.3. Conceptuales. Este proyecto estará delimitado por los conocimientos adquiridos en el transcurso de nuestro periodo como estudiantes de la universidad FPSO, y lo que se encuentre en las diferentes fuentes de información, relacionados todos con las áreas aplicativas.

El siguiente listado de palabras hace referencia a la propuesta de manejo de aguas pluviales del canal abierto sobre el rio chiquito comprendido entre los barrios palomar parte baja (carrera 14 # 13b-43) hasta el retiro (Carrera 27 #7-64) y aguas residuales con el sistema de alcantarillado Sanitario en el barrio Betania, el cual nos permiten tener una concepción más amplia y completa a cerca del presente proyecto:

- Hidráulica de canales
- Sistemas de alcantarillados
- Hidrología urbana
- Análisis de población
- Saneamiento ambiental
- Impacto ambiental

1.5.4. Operacional. Para llevar a cabo los objetivos planteados anteriormente, es necesario la utilización de implementos encontrados en los laboratorios de topografía.

Capítulo 2: Marco referencial

2.1. Marco histórico

Entre todos los recursos naturales, el más importante para el bienestar de la humanidad es el agua, durante milenios constituyó un patrimonio enteramente disponible del que los habitantes de la tierra se servían despreocupadamente; las poblaciones crecieron y las necesidades del agua también, originando la creación de estructuras ingenieriles. (Rodríguez Ruiz, 2008)

Las primeras obras hidráulicas que se construyeron fueron en Egipto e Irak alrededor del año 3000 a.C. y con ellas los primeros sistemas de distribución de agua por medio de canales abiertos para el transporte del agua, la irrigación de tierras cultivables, así como para el control de niveles de ríos, como el caso del Nilo.

Siempre existió un gran interés a lo largo de la historia en conectar tanto el río Nilo en Egipto como el Mediterráneo con el Mar Rojo. De hecho, los historiadores han confirmado que el primer Canal construido en esa área se localizó entre el delta del río Nilo y el Mar Rojo sobre el siglo XIII a.C. Durante los 1.000 años siguientes a su construcción, el Canal original fue abandonado y su utilización se detuvo finalmente en el siglo VIII.

Los primeros intentos modernos para construir un Canal llegó a finales del 1700, cuando Napoleón Bonaparte llevó a cabo una expedición a Egipto. El militar y gobernante francés pensó que la construcción de un canal controlado por Francia en el Istmo de Suez podría causar daños importantes en el comercio a los británicos, ya que tendrían que pagar cuotas a

Francia por la utilización del Canal, o bien rodear toda África para poder dirigirse hacia Asia, lo que suponía un gasto económico y de tiempo para el Imperio Británico muy cuantioso.

Los estudios para el plan de construcción del Canal de Napoleón comenzaron en 1799, pero un error de cálculo de los ingenieros en la medición mostró que los niveles del mar entre el Mediterráneo y el Mar Rojo eran muy diferentes como para que un Canal fuese factible, por lo que su construcción se detuvo de inmediato.

El siguiente intento de construir un canal en la zona se produjo a mediados del 1800, cuando el diplomático e ingeniero francés Ferdinand de Lesseps, convenció al virrey egipcio Said Pasha para apoyar la construcción de un Canal. En 1858, la Universal Suez Ship Canal Company fue creada con permiso gubernamental para iniciar la construcción del Canal y operar durante 99 años, después de lo cual, el gobierno egipcio se haría cargo del control absoluto del mismo.

Finalmente la construcción del Canal de Suez, con un coste de 100 millones de dólares, se inició oficialmente el 25 de abril de 1859, inaugurándose diez años después con la presencia de la emperatriz Eugenia de Montijo el 17 de noviembre de 1869. Casi inmediatamente después de su apertura, el Canal de Suez tuvo un impacto significativo sobre el comercio mundial, trasladando mercancías, productos, materiales y pasajeros alrededor del mundo en un tiempo récord. (Rodriguez, 2012)

En América también hubo grandes construcciones con objetivo de conectar lagos, ríos u océanos, a menudo de origen artificial como es el caso del canal de Panamá con una longitud de

77 km, su historia arranca desde 1534 donde el rey Carlos V de España ordeno explorar la idea de conectar los océanos atlánticos y pacifico; los franceses fueron los primeros en iniciar la construcción del canal de panamá en 1880 bajo el mando de Ferdinand de Lesseps ,pero las enfermedades ,como la malaria y la fiebre amarilla, y los problemas financieros, hicieron que los franceses abandonaran la obra.

Estados unidos retomo la construcción en 1904 y el 15 de agosto de 1914 fue inaugurado el canal de panamá con el paso del Vapor Ancón .Desde entonces, más de un millón de barcos han pasado por la vía acuática. (El Faro, 2012)

En Colombia, se encuentra el Canal del Dique con una longitud de 115 km, su historia se remonta al año 1956 cuando el gobernador de Cartagena, don Pedro Zapata de Mendoza, ordenó un trabajo de limpieza y conexión de las ciénagas del norte del departamento. Para esto se rompió un dique (en proximidades de lo que hoy es el municipio de Barranca Nueva) que separaba en verano al río Magdalena de estas ciénagas. En últimas, el sueño desde aquel momento era crear un canal que uniera al Magdalena con Cartagena de Indias.

Realmente las grandes obras de ingeniería del Canal del Dique se realizaron en el siglo XX. El objetivo principal en las tres intervenciones que sobresalen (una entre 1923 y 1930, otra entre 1951 y 1952, y una última entre 1980 y 1984) era moldear su recorrido para pasar de 273 curvas, que hacían lento y trabajoso el camino, a sólo 50. También sufrió una ensanchamiento para permitir el tránsito de barcos de vapor (inicialmente sólo era posible recorrerlo en champanes). (Gutiérrez Torres, 2012)

A nivel regional citamos al canal Bogotá ubicado en la ciudad de Cúcuta, Norte de Santander con 15 kilómetros de longitud, la cual recorre gran cantidad de barrios de la parte central del llano de la ciudad, esta Construcción fue elaborada en 1961 hasta 1967 por la compañía de ingeniería sanitaria (CIS) y su diseño hizo parte del Plan Maestro de Alcantarillado de Cúcuta.

A nivel local se encuentra el Canal abierto del río chiquito con una longitud de 4 Km, obra iniciada desde 1974 hasta la carrera 14, luego fue continuada la canalización hasta el barrio el retiro y de ahí en adelante tenemos un canal natural hasta el sector de los seguros; En su trayecto recibe las aguas de la quebrada la Cagona que también se denomina del Mal Nombre, y las aguas que escurren de la ciudad lo cual desemboca en el río tejo.

2.2. Marco contextual

El desarrollo de la investigación se llevara a cabo en los barrios palomar (Carrera 14 # 13b-43) hasta el retiro (Carrera 27 #7-64) del municipio de Ocaña Norte de Santander, donde se propone el manejo de aguas pluviales y residuales sobre el canal abierto del río chiquito.

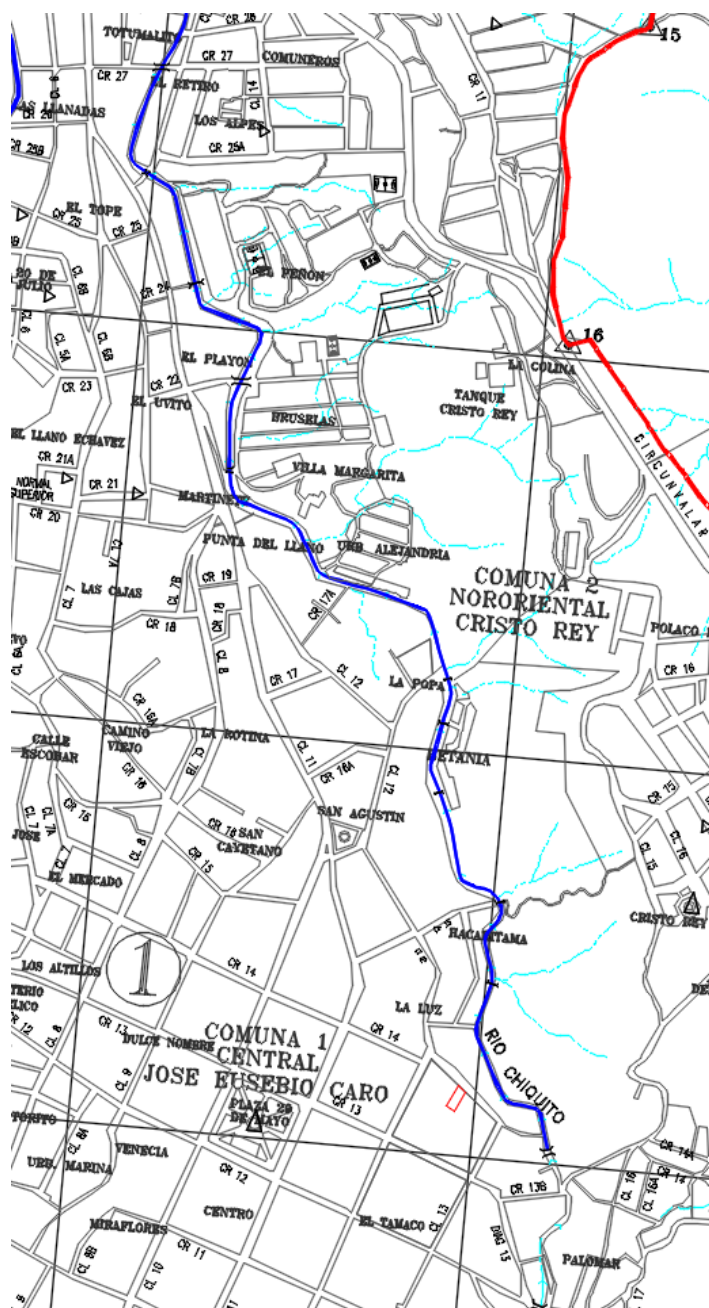


Figura 1. Mapa plan básico de ordenamiento territorial

Fuente. Alcaldía Municipal

2.3. Marco conceptual

Canal: “Cauce artificial, revestido o no, que se construye para conducir las aguas lluvias hasta su entrega final en un cauce natural” (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

Alcantarillado: “Conjunto de obras para la recolección, conducción y disposición final de las aguas residuales o de las aguas lluvias” (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

Aguas lluvias: “Aguas provenientes de la precipitación pluvial” (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

Aguas residuales: “Desecho líquido provenientes de residencias, edificios, instituciones, fábricas o industrias” (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

Niveles de complejidad del sistema. Para todo el territorio nacional se establecen los siguientes niveles de complejidad:

- Bajo

- Medio

- Medio Alto

- Alto

La clasificación del proyecto en uno de estos niveles depende del número de habitantes en la zona urbana del municipio, su capacidad económica y el grado de exigencia técnica que se requiera para adelantar el proyecto, de acuerdo con lo establecido en la tabla 1 (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

Tabla 1
Asignación del nivel de complejidad

Nivel de complejidad	Población en la zona urbana (1) (habitantes)	Capacidad económica de los usuarios(2)
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio alto	12501 a 60000	Media
Alto	> 60000	Alta

Fuente. (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

Hidrología urbana: es la disciplina científica del medio ambiente que tiene por objeto el estudio del agua y de sus relaciones con las diferentes actividades humanas en zona urbana. Trata particularmente las relaciones entre la gestión de las aguas de superficie y el desarrollo del espacio en zona urbana (Torres Abello, 2004).

Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimientos - PSMV: Es el conjunto de programas, proyectos y actividades, con sus respectivos cronogramas e inversiones necesarias para avanzar en el saneamiento y tratamiento de los vertimientos, incluyendo la recolección, transporte, tratamiento y disposición final de las aguas residuales descargadas al sistema

público de alcantarillado, tanto sanitario como pluvial, los cuales deberán estar articulados con los objetivos y las metas de calidad y uso que defina la autoridad ambiental competente para la corriente, tramo o cuerpo de agua. El PSMV será aprobado por la autoridad ambiental competente. (Subdirección de recurso hídrico, 2016)

El saneamiento ambiental básico: se refiere al mejoramiento y mantenimiento según estándares, de las fuentes y sistemas de abastecimiento de agua para uso y consumo humano. Incluye la adecuada disposición sanitaria de los excrementos y orina en letrinas y baños; el buen manejo de las basuras domiciliarias; el combate a plagas portadoras de enfermedades como ratas, cucarachas, moscas; así como el control de enfermedades (dengue) y de zoonosis, o sea, de enfermedades que pueden transmitirse de animales a seres humanos (gripe aviar, rabia, hantavirus). En la medida que se atiendan estas necesidades, mejorarán los estándares de calidad ambiental y, por ende, la salud de las personas. (ABC Rural, 2013)

Caudal: “Se define como el volumen del líquido que pasa por una sección normal de una corriente de agua en una unidad de tiempo” (DEPIS, 2014).

Coefficiente de escorrentía: “Relación que existe entre la escorrentía y la cantidad de agua lluvia que cae en una determinada área” (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

Levantamiento topográfico: consiste en hacer una topografía de un lugar, es decir, llevar a cabo la descripción de un terreno en concreto. Mediante el levantamiento topográfico, un

topógrafo realiza un escrutinio de una superficie, incluyendo tanto las características naturales de esa superficie como las que haya hecho el ser humano.

Con los datos obtenidos en un levantamiento topográfico se pueden trazar mapas o planos en los que aparte de las características mencionadas anteriormente, también se describen las diferencias de altura de los relieves o de los elementos que se encuentran en el lugar donde se realiza el levantamiento. (MYRIAMCURSODOCENTE, 2014)

Impacto ambiental: es un cambio o una alteración en el medio ambiente, siendo una causa o un efecto debido a la actividad y a la intervención humana. Este impacto puede ser positivo o negativo, el negativo representa una ruptura en el equilibrio ecológico, causando graves daños y perjuicios en el medio ambiente, así como en la salud de las personas y demás seres vivos. (Significados, 2013)

2.4. Marco Teórico

Después de una amplia investigación sobre estudios relacionados con el manejo de aguas pluviales y residuales se encontraron trabajos recientes como : Modelación de la red de alcantarillado sanitario y pluvial de la urbanización plaza Madrid mediante el software Epa swmm, proyecto realizado por los ingenieros Maribel Vargas y Rodrigo Villegas en la Universidad católica de Colombia; el cual consistió en realizar los cálculos hidráulicos básicos para alimentar los modelos de Epa Swmm de esorrentía y transporte que funciona con un una serie de sub-cuencas en las cuales cae el agua de lluvia y se genera la esorrentía, después analiza el recorrido de estas aguas a través de un sistema compuesto por tuberías, canales,

dispositivos de almacenamiento y tratamiento, bombas y elementos reguladores. Además para el manejo de las aguas residuales lo primero que se realiza es el modelo, teniendo en cuenta la topología de la red a proyectar. En este modelo se involucran todos los elementos de la red como Pozos o Nodos, tramos con su respectiva longitud, diámetro asumido, pendiente en %, n manning, caudales por tramos y finalmente al simular se conoce los resultados: Relaciones de Caudal ($Q_{dis} / Q_{tubo\ lleno}$), y el perfil del colector, finalmente se verifica que estén dentro de los parámetros establecidos en la metodología y requerimientos del Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento. (Vargas & Villegas, 2013)

Al mismo tiempo se dio a conocer otra investigación muy interesante denominada Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico de un canal mediante modelación numérica, proyecto realizado por el Ingeniero Eduardo Chan Gaxiola en la Universidad Nacional Autónoma de México; el cual consistió en aplicar un modelo de simulación numérica de canales para revisar y realizar un análisis comparativo entre las capacidades y criterios hidráulicos adoptados durante el diseño y los que realmente prevalecen en el canal ya construido. El modelo de simulación utilizado se llama software Simulation of Irrigation Canals “SIC²”, el cual tiene como función la simulación del comportamiento hidráulico de canales de riego y ríos, donde se puede representar su control manual o automático y permite calcular las características físicas de las secciones compuestas de un canal. (Chan Gaxiola, 2015)

Estos softwares se hacen cada vez más familiares y de uso común al poseer fácil acceso y buen grado de confiabilidad en sus modelaciones; además se observa en los proyectos mencionados, uso de las teorías sobre diseño en régimen uniforme planteadas en el libro Vente Chow y el cual se ha referenciado el presente proyecto.

Herramientas hidráulicas. El uso de conceptos de la hidráulica, como lo es el comportamiento del flujo en canales artificiales abiertos, constituye para el presente trabajo de grado una herramienta fundamental a la hora de analizar las propiedades hidráulicas de estos canales que pueden ser controladas hasta un nivel deseado o diseñadas para cumplir unos requisitos determinados. A continuación, se explican los conceptos empleados para la realización del trabajo de grado.

Canales abiertos. El flujo del agua puede ser flujo en canal abierto o flujo en tubería. El flujo en canal abierto debe tener una superficie libre y está sometida a la presión atmosférica.

En general, el tratamiento del flujo en canales abiertos es más empírico que el correspondiente a flujo en tuberías. El método empírico es el mejor método disponible y, se aplica de manera cuidadosa, puede producir resultados de valor práctico. (Chow Ven Te, 1994)

Tipos de flujo. “El flujo en canales abiertos puede clasificarse en muchos tipos y describirse en varias maneras. La siguiente clasificación se hace de acuerdo con el cambio en la profundidad de flujo con respecto al tiempo y al espacio” (Chow Ven Te, 1994).

Flujo permanente y flujo no permanente: tiempo como criterio. Se dice que el flujo en un canal abierto *es permanente* si la profundidad de flujo no cambia o puede suponerse constante durante el intervalo de tiempo en consideración. *El flujo es no permanente* si la profundidad cambia con el tiempo. En la mayor parte de los problemas de canales abiertos es necesario estudiar el comportamiento del flujo solo bajo condiciones permanentes. Sin embargo, si el cambio en la condición del flujo con respecto al tiempo es importante, el flujo debe tratarse

como no permanente.

Para cualquier flujo, el caudal Q en una sección del canal se expresa por:

$$Q = V A$$

Donde V es la velocidad media y A es el área de la sección transversal de flujo perpendicular a la dirección de este, debido a que la velocidad media está definida como el caudal dividido por el área de la sección transversal.

En la mayor parte de los problemas de flujo permanente el caudal es constante a través del tramo de canal en consideración; en otras palabras el flujo es continuo. Entonces, a partir de la ecuación anterior.

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 = \dots$$

Donde los subíndices designan diferentes secciones del canal. Esta es la ecuación de continuidad para un flujo continuo permanente.

Sin embargo, la ecuación anterior obviamente no es válida cuando el caudal de un flujo permanente no es uniforme a lo largo del canal, es decir, cuando parte del agua sale o entra a lo largo del curso del flujo. Este tipo de flujo, conocido como flujo espacialmente variado o discontinuo, se presenta en cunetas a lo largo de carreteras, en vertederos de canal lateral, en canaletas de agua de lavado de filtros, en canales de efluentes alrededor de tanques de plantas de

tratamiento de aguas residuales, en canales principales de riego y drenaje en sistemas de irrigación.

La ley de continuidad para flujo no permanente requiere la consideración del tiempo. Por consiguiente, la ecuación de continuidad para flujo continuo no permanente debe incluir el elemento tiempo con unas de sus variables (Chow Ven Te, 1994).

Flujo uniforme y flujo variado: espacio como criterio. Se dice que el flujo en canales abiertos es uniforme si la profundidad de flujo es la misma en cada sección del canal. Un flujo uniforme puede ser permanente o no permanente, según cambie o no la profundidad con respecto al tiempo.

El flujo uniforme permanente es el tipo de flujo fundamental que se considera en la hidráulica de canales abiertos. La profundidad del flujo no cambia durante el intervalo de tiempo bajo consideración. El establecimiento de un flujo uniforme no permanente requeriría que la superficie del agua fluctuara de un tiempo a otro pero permaneciendo paralela al fondo del canal. En efecto, esta es un acondiciona prácticamente imposible. Por tanto, el término “flujo uniforme” se utilizara de aquí en adelante para designar el flujo uniforme permanente.

El flujo es variado si la profundidad del flujo cambia a lo largo del canal. El flujo variado puede ser permanente o no permanente. Debido a que el flujo uniforme no permanente es poco frecuente, el término “flujo no permanente” se utilizara de aquí en adelante para designar exclusivamente el flujo variado no permanente.

El flujo variado puede clasificarse además como rápidamente variado o gradualmente variado. *El flujo es rápidamente variado* si la profundidad del agua cambia de manera abrupta en distancia comparativamente cortas; de otro modo, *es gradualmente variado*. Un flujo rápidamente variado también se conoce como fenómeno local; algunos ejemplos son el resalto hidráulico y la caída hidráulica.

Para mayor claridad, la clasificación del flujo en canales abiertos se resume de la siguiente manera:

- Flujo permanente: se clasifica en flujo uniforme y flujo variado.
- Flujo no permanente: se clasifica en flujo uniforme no permanente (raro) y flujo no permanente (es decir, flujo uniforme no permanente), este último a su vez se clasifica en flujo gradualmente variado no permanente y flujo rápidamente variado no permanente (Chow Ven Te, 1994).

FLUJO EN CANALES ABIERTOS Y SU CLASIFICACIÓN

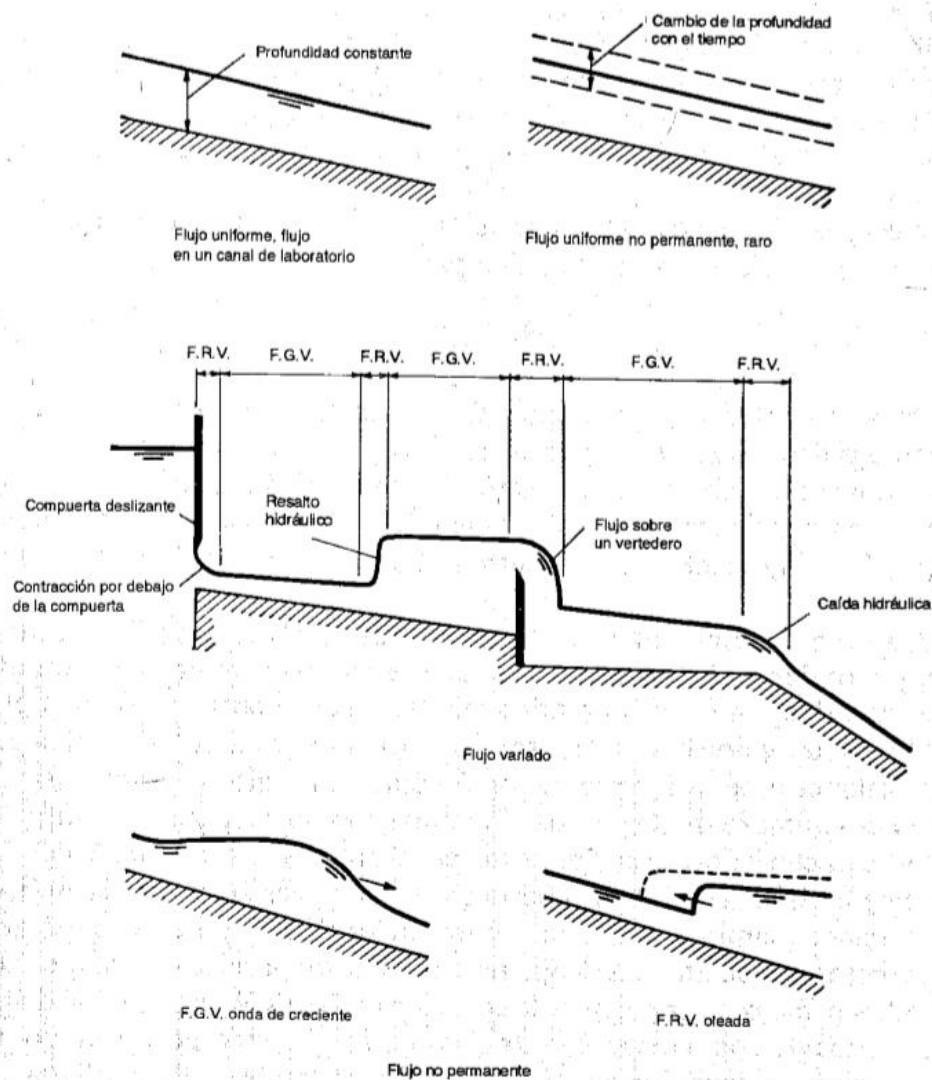


Figura 2. Flujo en canales abiertos y su clasificación.

Fuente: (Chow Ven Te, 1994)

Estado de flujo. El estado o comportamiento del flujo en canales abiertos está gobernado básicamente por los efectos de viscosidad y gravedad en relación con las fuerzas inerciales del flujo. La tensión superficial del agua puede afectar el comportamiento del flujo bajo ciertas

circunstancias, pero no juega un papel significativo en la mayor parte de los problemas de canales abiertos que se presentan en ingeniería.

Efecto de viscosidad. El flujo puede ser laminar, turbulento o transicional según el efecto de la viscosidad en relación con la inercia.

El flujo es laminar si las fuerzas viscosas son muy fuertes en relación con las fuerzas inerciales, de tal manera que la viscosidad juega un papel importante en determinar el comportamiento del flujo. En el flujo laminar, las partículas de agua se mueven en trayectorias suaves definidas o líneas de corriente y las capas de fluido con espesor infinitesimal parecen deslizarse sobre capas adyacentes.

El flujo es turbulento si las fuerzas viscosas son débiles en relación con las fuerzas inerciales. En flujo turbulento, las partículas del agua se mueven en trayectorias irregulares, que no son suaves ni finas, pero que en conjunto todavía presentan el movimiento hacia delante de la corriente entera.

Entre los estados de flujo laminar y turbulento existe un *estado mixto o transicional*.

El efecto de la viscosidad en relación con la inercia puede representarse mediante el número de Reynolds, definido por:

$$\text{Re} = \frac{V L}{\nu}$$

Donde V es la velocidad del flujo en pies/s; L es una longitud característica en pies, la cual es considerada igual al radio hidráulico R de un conducto; y ν (nu) es la viscosidad cinemática del agua en pies^2/s . la viscosidad cinemática del agua en pies^2/s es igual a la viscosidad dinámica μ (mu) en slug/pies-s dividido por la densidad ρ (rho) en slug/ pies^3 . Para agua a 68°F (20°C), $\mu = 2.09 * 10^{-5}$ Y $\rho = 1.937$; por consiguiente, $\nu = 1.08 * 10^{-5}$

$Re < 500$, Flujo laminar.

$Re > 2000$, Flujo turbulento.

$Re 500 - 2000$, Flujo transicional.

Efecto de la gravedad. El efecto de la gravedad sobre el estado de flujo se presenta por la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales.

Esta relación está dada por el número de froude, definido como:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gL}}$$

Donde V es la velocidad media del flujo en pies/s, g es la aceleración de la gravedad en pies/s^2 y L es la longitud característica en pies. En el flujo en canales abiertos, la longitud característica se hace igual a la profundidad hidráulica D , la cual está definida como el área de la sección transversal del agua perpendicular a la dirección del flujo en el canal, dividida por el ancho de la superficie libre. Para canales rectangulares esta es igual a la profundidad de la sección del flujo.

Cuando $F=1$, la ecuación anterior se convierte en $V = g * D$

$Fr < 1$, Flujo en estado sub crítico.

$Fr > 1$, Flujo en estado súper crítico.

$Fr = 1$, Flujo en estado crítico (Chow Ven Te, 1994).

Regímenes del flujo. En un canal abierto el efecto combinado de la viscosidad y la gravedad puede producir cualquiera de cuatro regímenes de flujo, los cuales son:

- **Sub crítico – laminar.** $Fr < 1$ y $Re < 500$
- **Súper crítico – laminar.** $Fr > 1$ y $Re < 500$
- **Súper crítico – turbulento.** $Fr > 1$ y $Re > 2000$
- **Sub crítico – turbulento.** $Fr < 1$ y $Re > 2000$ (Chow Ven Te, 1994).

Clases de canales abiertos. Un canal abierto es un conducto en el cual el agua fluye con una superficie libre. De acuerdo con su origen un canal puede ser natural o artificial.

Los canales naturales incluyen todos los cursos de agua que existen de manera natural en la Tierra, los cuales varían en tamaños desde pequeños arroyuelos en zonas montañosas, hasta quebradas, arroyos, ríos pequeños y grandes, y estuarios de mareas. Las corrientes subterráneas que transportan agua con una superficie libre también son consideradas como canales abiertos

naturales.

Las propiedades hidráulicas de un canal natural por lo general son muy irregulares. En algunos casos pueden hacerse suposiciones empíricas razonablemente consistentes con las observaciones y experiencias reales, de tal modo que las condiciones de flujo en estos canales se vuelvan manejables mediante el tratamiento analítico de la hidráulica teórica. Un estudio completo sobre el comportamiento del flujo en canales naturales requiere el conocimiento de otros campos, como hidrología, geomorfología, transporte de sedimentos, etc. Este constituye de hecho, un tema de estudio por sí mismo, conocido como hidráulica fluvial.

Los canales artificiales son aquellos construidos o desarrollados mediante el esfuerzo humano: canales de navegación, canales de centrales hidroeléctricas, canales y canaletas de irrigación, cunetas de drenajes, vertederos, canales de desborde, canaletas de madera, cunetas a lo largo de carreteras, etc., así como canales de modelos construidos en el laboratorio con propósitos experimentales. Las propiedades hidráulicas de estos canales pueden ser controladas hasta un nivel deseado o diseñadas para cumplir unos requisitos determinados. La aplicación de las teorías hidráulicas a canales artificiales producirán, por tanto, resultados bastantes similares a las condiciones reales y, por consiguiente, son razonablemente exactos para propósitos prácticos de diseño.

Bajo diferentes circunstancias en la práctica de ingeniería, los canales abiertos artificiales reciben diferentes nombres, como “canal artificial”, “canaleta”, “rápida”, “caída”, “alcantarilla”, “túnel con flujo a superficie libre”, etc. Sin embargo, estos nombres se utilizan de una manera más o menos imprecisa y solo se definen de un modo

muy general. El canal artificial por lo general es un canal largo con pendiente suave construido sobre el suelo, que puede ser no revestido o revestido con piedras, concreto, cemento, madera o materiales bituminosos. La canaleta es un canal de madera, de metal, de concreto o mampostería, a menudo soportado en o sobre la superficie del terreno para conducir el agua a través de una depresión. La rápida es un canal que tiene altas pendientes. La caída es similar a una rápida, pero el cambio en elevación se efectúa en una distancia corta. La alcantarilla, que fluye parcialmente llena, es un canal abierto con una longitud comparativamente corta instalado para drenar el agua a través de terraplenes de carreteras o de vías férreas. El túnel con flujo a superficie libre es un canal cubierto comparativamente largo, utilizado para conducir el agua a través de una colina o cualquier obstrucción del terreno (Chow Ven Te, 1994).

Geometría del canal. Un canal construido con una sección transversal invariable y una pendiente de fondo constante se conoce como canal prismático. De otra manera, el canal es no prismático; un ejemplo es un vertedero de ancho variable y alineamiento curvo. A menos que se indiquen específicamente.

El término *sección de canal* se refiere a la sección transversal de un canal tomada en forma perpendicular a la dirección del flujo. Una sección vertical del canal, sin embargo, es la sección vertical que pasa a través del punto más bajo de la sección de canal. Para canales horizontales, por consiguiente, la sección del canal es siempre una sección vertical del canal.

Las secciones de canales naturales son, por lo general, muy irregulares, y a menudo varían desde aproximadamente una parábola hasta aproximadamente un trapecio. Para corrientes sujetas

a crecientes frecuentes, el canal puede contar de una sección principal del canal que conduce los caudales normales y una o más secciones laterales de canal para acomodar los caudales de desborde.

Los canales artificiales a menudo se diseñan con sección de figuras geométricas regulares.

La Figura 3 relaciona 3 formas geométricas utilizadas comúnmente. El trapecio es la forma más común para canales con bancas en tierra sin recubrimiento, debido a que proveen las pendientes necesarias para estabilidad. El rectángulo y el triángulo son casos especiales del trapecio. Debido a que el rectángulo tiene lados verticales, por lo general se utiliza para canales construidos con materiales estables, como mampostería, roca, metal o madera. La sección triangular solo se utiliza para pequeñas acequias, cunetas a lo largo de carreteras y trabajos en laboratorio. (Chow Ven Te, 1994).

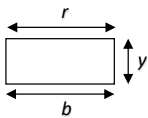
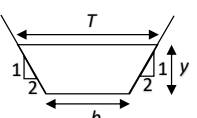
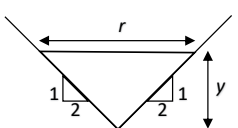
Elementos geométricos de secciones de canal						
Seccion	Área (A)	Perímetro mojado (P)	Radio hidráulico (R)	Ancho superficial (T)	Profundidad hidráulica (D)	Factor de sección (Z)
 <p>Rectángulo</p>	by	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$	b	y	$by^{1.5}$
 <p>Trapezio</p>	$(b + zy)y$	$b + 2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}}$	$b + 2zy$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2zy}$	$\frac{[(b + zy)y]^{1.5}}{\sqrt{b + 2zy}}$
 <p>Triángulo</p>	zy^2	$2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1 + z^2}}$	$2zy$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{\sqrt{2}}{2}zy^{2.5}$

Figura 3. Elementos geométricos de secciones de canal

Fuente: (Chow Ven Te, 1994).

Elementos geométricos de una sección de canal. Los elementos geométricos son propiedades de una sección de canal que pueden ser definidos por completo por la geometría de la sección y la profundidad de flujo. Estos elementos son muy importantes y se utilizan como amplitud en el cálculo de flujo.

La profundidad de flujo, y, es la distancia vertical desde el punto más bajo de una sección del canal hasta la superficie libre, a menudo este término se intercambia con *la profundidad de flujo de la sección*, d. en efecto, la profundidad de flujo de la sección es la profundidad de flujo perpendicular a la dirección de este, o la altura de la sección del canal que contiene el agua. Para un canal con un ángulo de pendiente longitudinal θ , puede verse que la profundidad de flujo es igual a la profundidad de sección de flujo dividida por $\cos \theta$. En el caso de canales empinados, por consiguiente, los dos términos deben utilizarse de manera discriminada.

El nivel es la elevación o distancia vertical desde un nivel de referencia o *datum* hasta la superficie libre. Si el punto más bajo de la sección de canal se escoge como el nivel de referencia, el nivel es idéntico a la profundidad de flujo.

El ancho superficial T es el ancho de la sección del canal en la superficie libre.

El área mojada A es el área de la sección transversal del flujo perpendicular a la dirección del flujo.

El perímetro mojado P es la longitud de la línea de intersección de la superficie de canal mojada y de un plano transversal perpendicular a la dirección de flujo.

El radio hidráulico R es la relación del área mojada con respecto a su perímetro mojado.

$$R = \frac{A}{P}$$

La profundidad hidráulica D es la relación entre el área mojada y el ancho en la superficie.

$$D = \frac{A}{T}$$

El factor de sección para el cálculo de flujo crítico *Z* es el producto del área mojada y la raíz cuadrada de la profundidad hidráulica.

$$Z = A \sqrt{D} = A \sqrt{\frac{A}{T}}$$

El factor de sección para el cálculo de flujo uniforme $A * R^{2/3}$ es el producto del área mojada y el radio hidráulico elevado a la potencia 2/3.

Flujo uniforme

$$Z = A R^{2/3}$$

Flujo crítico

$$Z = A \sqrt{D}$$

(Chow Ven Te, 1994).

Distribución de velocidades en una sección del canal. Debido a la presencia de la superficie libre y a la fricción a lo largo de las paredes del canal, las velocidades en un canal no están uniformemente distribuidas en su sección. La máxima velocidad medida en canales normales a menudo ocurre por debajo de la superficie libre a una distancia de 0.05 a 0.25 de la profundidad; cuanto más cerca de las bancas, más profundo se encuentra este máximo (Chow Ven Te, 1994).

CANALES ABIERTOS Y SUS PROPIEDADES

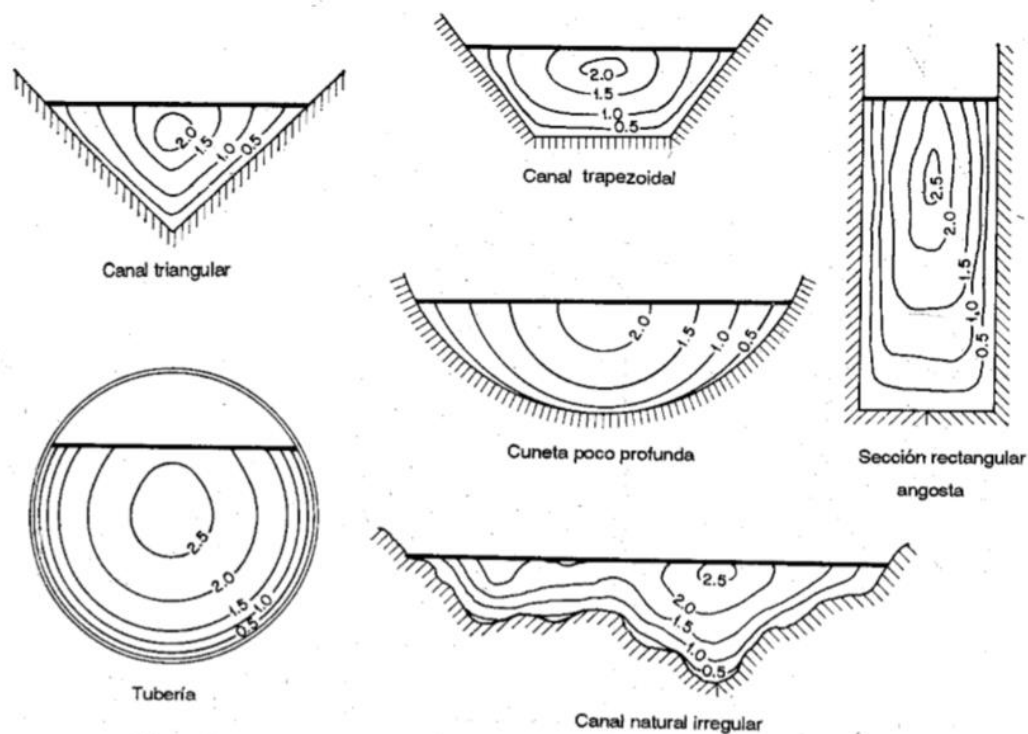


Figura 4. Canales abiertos y sus propiedades

Fuente: (Chow Ven Te, 1994).

La distribución de velocidades en una sección de canal depende también de otros factores, como una forma inusual de la sección, la rugosidad del canal y la presencia de curvas. En una corriente ancha, rápida y poco profunda en un canal muy liso, la velocidad máxima por lo general se encuentra en la superficie libre. La rugosidad del canal causa un incremento en la curvatura de la curva de distribución vertical de velocidades.

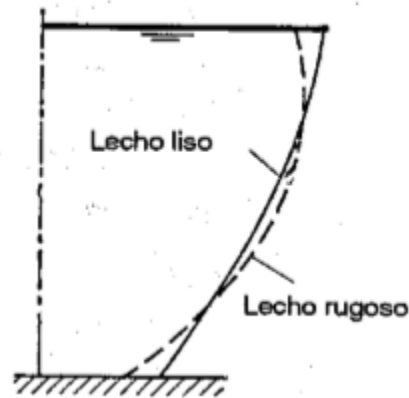


Figura 5. Efecto de la rugosidad en la distribución de velocidades en un canal abierto.

Fuente: (Chow Ven Te, 1994)

En una curva la velocidad se incrementa de forma sustancial en el lado convexo, debido a la acción centrífuga del flujo. Contrario a la creencia usual, el viento en la superficie tiene muy poco efecto en la distribución de velocidades (Chow Ven Te, 1994).

Canales abiertos anchos. Observaciones hechas en canales abiertos muy anchos han demostrado que la distribución de velocidades en la región central de la sección es en esencia la misma que existiría en un canal rectangular de ancho infinito. En otras palabras, bajo esta condición, los lados del canal no tienen prácticamente ninguna influencia en la distribución de velocidades en la región central y, por consiguiente, el flujo en esta región central puede considerarse como bidimensional en el análisis hidráulico. Además, experimentos cuidadosos indican que esta región central existe en canales rectangulares solo cuando el ancho es mayor que 5 a 10 veces la profundidad del flujo, según la condición de rugosidad superficial. Luego, un canal abierto ancho puede definirse como un canal rectangular cuyo ancho es mayor que 10

veces la profundidad de flujo. Para propósitos experimentales o analíticos, el flujo en la región central de un canal abierto ancho puede considerarse igual al flujo en un canal rectangular de ancho infinito (Chow Ven Te, 1994).

Medición de la velocidad. De acuerdo con el procedimiento para el aforo de corrientes del U.S. Geological Survey, la sección transversal del canal se divide en franjas verticales por medio de un determinado número de verticales sucesivas, y las velocidades medias en las verticales se determinan midiendo la velocidad a 0.6 de la profundidad en cada vertical, o tomando el promedio de las velocidades a 0.2 y 0.8 de la profundidad, cuando se requieren resultados más confiables. El promedio de las velocidades medias en cualesquiera dos verticales adyacentes multiplicado por el área entre las verticales da el caudal a través de esa franja vertical de la sección transversal. La suma de los caudales a través de todas las franjas es el caudal total. La velocidad media de toda la sección es, por consiguiente, igual al caudal total dividido por el área completa (Chow Ven Te, 1994).

Coefficientes de distribución de velocidad. Como resultado de la distribución no uniforme de velocidades en una sección de canal, la altura de velocidad de un flujo en canales abiertos es por lo general mayor que el valor de acuerdo con la expresión $V^2/2g$, donde V es la velocidad media, cuando se utiliza el principio de energía en cálculos, la altura de velocidad real puede expresarse como $\alpha V^2/2g$, donde α se conoce como coeficiente de energía o coeficiente de Coriolis, en honor de G. Coriolis quien lo propuso por primera vez. Datos experimentales indican que el valor de α varía desde 1.03 hasta 1.36 para canales prismáticos aproximadamente rectos. Por lo general el valor es alto para canales pequeños y bajo para corrientes grandes con profundidad considerable.

La distribución no uniforme de velocidades también afecta el cálculo del momento en flujo de canales abiertos. A partir del principio de mecánica el momento de un fluido que pasa a través de una sección de canal por unidad de tiempo se expresa por $\beta w Q V/g$, donde β es el conocido como coeficiente de momento o coeficiente de Boussinesq, en honor de J. Boussinesq, quien lo propuso por primera vez; w es el peso unitario del agua; Q es el caudal; V es la velocidad media. Se ha encontrado que el valor de β para canales prismáticos aproximadamente rectos varía desde 1.01 hasta 1.12.

Los dos coeficientes de distribución de velocidades son siempre un poco mayores que el valor límite de la unidad, para el cual la distribución de velocidades es estrictamente uniforme a través de la sección del canal. Para canales de sección transversal regular y alineamiento más o menos recto, el efecto de la distribución no uniforme de velocidades en el cálculo de la altura de velocidad y el momento es pequeño, especialmente en comparación con otras incertidumbres involucradas en el cálculo. Por consiguiente, a menudo los coeficientes se suponen iguales a la unidad. En canales con secciones transversales complejas, los coeficientes para energía y momento con facilidad pueden ser tan altos como 1.6 y 1.2, respectivamente, y pueden variar con rapidez de una sección a otra en el caso de alineamientos irregulares aguas arriba de vertederos, en la vecindad de obstrucciones o cerca de irregularidades pronunciadas en el alineamiento, se han observado valores de α mayores que 2. Estudios precisos o análisis de flujo en tales canales requerirán mediciones de la velocidad real y determinaciones precisas de los coeficientes, con respecto al efecto de la pendiente del canal, los coeficientes por lo general son mayores en canales empinados que en canales con pendientes bajas.

Para propósitos prácticos, Kolupaila propuso los valores mostrados a continuación para los

coeficientes de distribución de velocidad.

Tabla 2

Coefficientes de distribución de velocidad

CANALES	VALOR DE α			VALOR DE β		
	Min.	Prom.	Max.	Min.	Prom.	Max.
Canales regulares, canaletas y vertederos	1,1	1,15	1,2	1,03	1,05	1,07
Corrientes naturales y torrentes	1,15	1,3	1,5	1,05	1,1	1,17
Ríos bajo cubiertas de hielo	1,2	1,5	2	1,07	1,17	1,33
Valles de ríos, inundados	1,5	1,75	2	1,17	1,25	1,33

Fuente: (Chow Ven Te, 1994).

Principios de energía y momentum: Energía del flujo en canales abiertos. En

hidráulica elemental se sabe que la energía total del agua en pies-libra por libra de cualquier línea de corriente que pasa a través de una sección de canal puede expresarse como la altura total en pies de agua, que es igual a la suma de la elevación por encima del nivel de referencia, la altura de presión y la altura de velocidad.

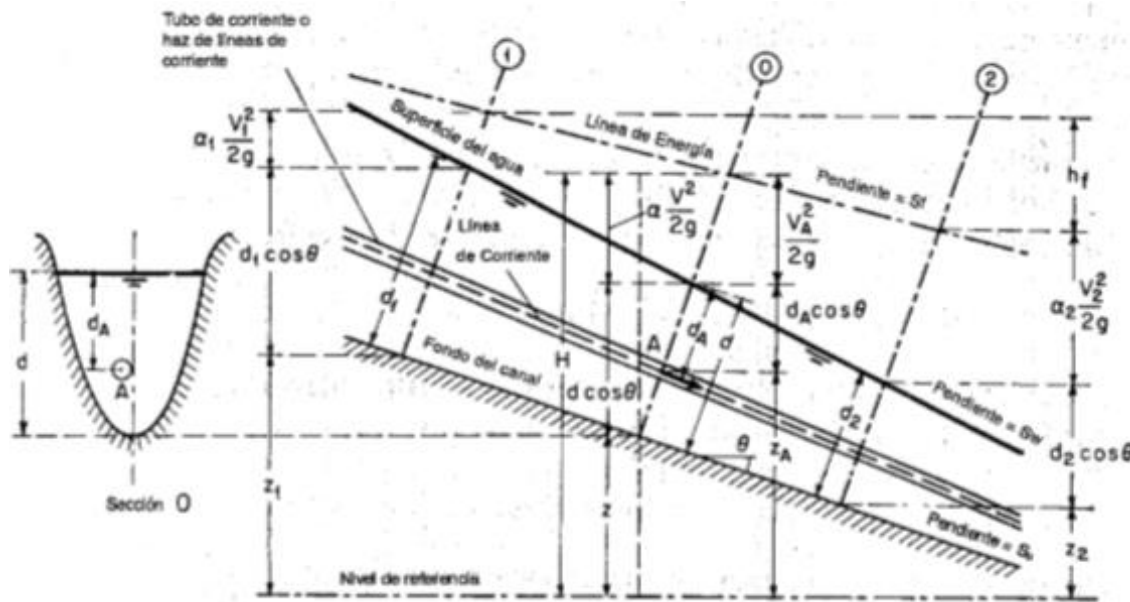


Figura 6. Energía de un flujo gradualmente variado en canales abiertos.

Fuente: (Chow Ven Te, 1994)

Por ejemplo, con respecto al plano de referencia, la altura total H de una sección O que contiene el punto A en una línea de corriente del flujo de un canal de pendiente alta (figura 6) puede escribirse como.

$$H = z_A + d_A \cos \theta + \frac{V_A^2}{2g}$$

Donde Z_A es la elevación del punto A por encima del plano de referencia, d_A es la profundidad del punto A por debajo de la superficie del agua medida a lo largo de la sección del canal, θ es el ángulo de la pendiente del fondo del canal y $V_A^2/2g$ es la altura de velocidad del flujo en la línea de corriente que pasa a través de A .

En general, cada línea de corriente q pasa a través de una sección de canal tendrá una altura de velocidad diferente, debido a la distribución no uniforme de velocidades en flujos reales. Solo en un flujo paralelo ideal con distribución uniforme de velocidades la altura de velocidad puede ser idéntica para todos los puntos de la sección transversal. En el caso del flujo gradualmente variado, sin embargo, para propósitos prácticos, puede suponerse que las alturas de velocidad para todos los puntos de la sección del canal son iguales y, con el fin de tener en cuenta el flujo no uniforme de velocidades, puede utilizarse el coeficiente de energía para corregir ese efecto. Luego, la energía total en la sección del canal es.

$$H = z + d \cos \theta + \alpha \frac{V_A^2}{2g}$$

Para canales con pendientes bajas, $\theta=0$. Luego, la energía total en la sección del canal es.

$$H = z + d + \alpha \frac{V_A^2}{2g}$$

Considérese ahora un canal prismático con pendiente alta (figura 6). La línea que representa la elevación de la altura total de flujo es la línea de energía. La pendiente de esta línea se conoce como *gradiente de energía*, representada por S_f . La pendiente de la superficie del agua se representa por S_w y la pendiente del fondo del canal por $S_o = \text{sen } \theta$. En el flujo uniforme, $S_f = S_w = S_o = \text{sen } \theta$.

De acuerdo con el principio de conservación de energía, la altura de energía total en la sección 1 localizada aguas arriba debe ser igual a la altura de energía total en la sección 2

localizada aguas abajo más la pérdida de energía h_f entre las dos secciones; o

$$z_1 + d_1 \cos \theta + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + d_2 \cos \theta + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

Esta ecuación es aplicable a flujos paralelos o gradualmente variados. Para un canal de pendiente pequeña, esta se convierte en.

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

Cualquiera de estas dos ecuaciones se conoce como ecuación de energía. Cuando $h_f = 0$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$, la ecuación anterior se convierte en.

$$z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = \text{const}$$

Esta última es la muy conocida como ecuación de Bernoulli (Chow Ven Te, 1994).

Energía específica. La energía específica en una sección de canal se mide como la energía por libra de agua en cualquier sección de un canal medida con respecto al fondo de este. Luego de acuerdo con las ecuaciones anteriores, con $z=0$, la energía específica se convierte en.

$$E = d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g}$$

O, para un canal de pendiente pequeña y $\alpha = 1$.

$$E = y + \frac{V^2}{2g}$$

La cual indica que la energía específica es igual a la suma de la profundidad del agua más la altura de velocidad. Para propósitos de simplicidad, el siguiente análisis se basará en la ecuación anterior para un canal de pendiente pequeña. Como $V = Q/A$, la ecuación puede escribirse como $E = y + Q^2 / 2g A^2$. Puede verse que, para una sección de canal y un caudal Q determinados, la energía específica en una sección de canal solo es función de la profundidad de flujo (Chow Ven Te, 1994).

Interpretación de fenómenos locales. En los canales abiertos a menudo ocurren cambios en el estado de flujo sub crítico a supercrítico, y viceversa. Tales cambios se manifiestan con un correspondiente cambio en la profundidad de flujo de una profundidad alta a una profundidad baja, o viceversa. Si el cambio ocurre con rapidez a lo largo de una distancia relativamente corta, el flujo es rápidamente variado y se conoce como fenómeno local. La caída hidráulica y el resalto hidráulico son dos tipos de fenómenos locales, los cuales se describen a continuación.

Caída hidráulica. Un cambio rápido en la profundidad de flujo de un nivel alto a un nivel bajo resultará en una depresión abrupta de la superficie del agua. Por lo general, tal fenómeno es causado por un cambio abrupto en la pendiente del canal o en la sección transversal y se conoce como *caída hidráulica* (figura 2). En la región de transición de la caída hidráulica a menudo aparece una curva invertida que conecta las superficies del agua antes y después de la caída. El

punto de inflexión en la curva inversa marca la posición aproximada de la profundidad crítica para la cual la energía específica es mínima y el flujo pasa de un estado sub crítico a un estado súper crítico.

Nótese que si el cambio en la profundidad de flujo desde un nivel alto a un nivel bajo es gradual, el flujo se convierte en flujo gradualmente variado, el cual tiene una curva inversa prolongada en la superficie del agua; este fenómeno puede llamarse *caída hidráulica gradual*, lo cual no es un fenómeno local.

Resalto Hidráulico. Cuando el cambio rápido en la profundidad de flujo es desde un nivel bajo a un nivel alto, a menudo el resultado es una subida abrupta de la superficie del agua (figura 3-4 en la cual se ha exagerado la escala vertical). Este fenómeno local se conoce como *resalto hidráulico*. Ocurre con frecuencia en un canal por debajo de una compuerta deslizante de regulación, en la parte de aguas debajo de un vertedero o en el sitio donde un canal con alta pendiente se vuelve casi horizontal de manera súbita.

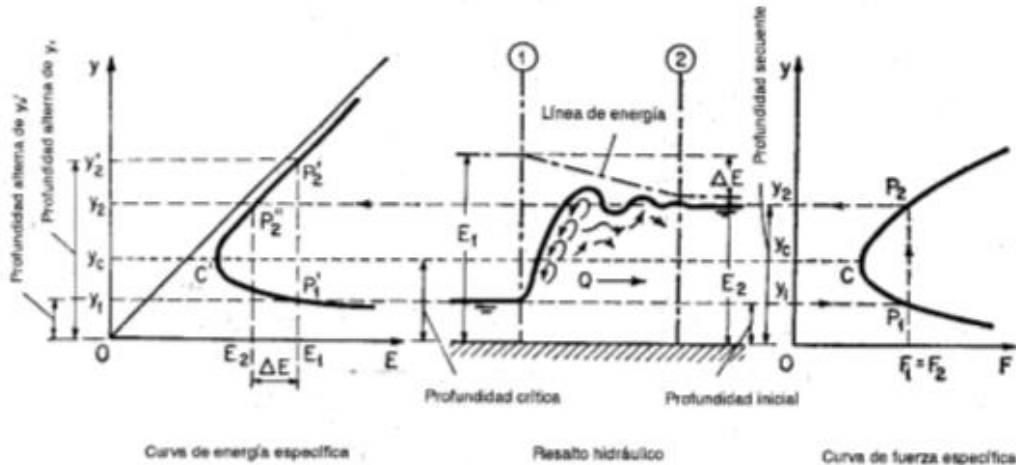


Figura 7. Resalto hidráulico interpretado mediante las curvas de energía específica y fuerza específica.

Fuente: (Chow Ven Te, 1994).

Si el resalto es bajo, es decir, si el cambio en la profundidad es pequeño, el agua no subirá de manera abrupta y obvia si no que pasara de nivel bajo al nivel alto a través de una serie de ondulaciones que van disminuyendo gradualmente de tamaño. Tal resalto bajo se conoce como *resalto ondulatorio*.

Cuando el resalto es alto, es decir, cuando el cambio en la profundidad es grande, se conoce como *resalto directo*. Este involucra una pérdida de energía relativamente grande mediante disipación en el cuerpo turbulento de agua dentro del resalto. En consecuencia, el contenido de energía en el flujo después del resalto es apreciablemente menor que el de antes del mismo.

Nótese que la profundidad antes del resalto es siempre menor que la profundidad después

del resalto. La profundidad antes del resalto se conoce como profundidad inicial y_1 , y después del resalto se conoce como profundidad seciente y_2 . Las profundidades inicial y seciente y_1 y y_2 se muestran en la curva de energía específica (figura 3-4) estas deben diferenciarse de las profundidades alternas y_1 y y_2' , que son las dos profundidades posibles para la misma energía específica. Las profundidades inicial y seciente son las profundidades reales antes y después del resalto en el cual ocurre una pérdida de energía ΔE . En otras palabras, la energía específica E_1 correspondiente a la profundidad inicial y_1 es mayor que la energía específica E_2 correspondiente a la profundidad seciente y_2 en una cantidad igual a la pérdida de energía ΔE . Si no existieran pérdidas de energía, las profundidades iniciales y se cuente se volverían idénticas a las profundidades alternas en un canal prismático (Chow Ven Te, 1994).

Control de flujo. El control de flujo en un canal abierto se define de muchas maneras. Tal como se utiliza aquí, el término significa el establecimiento de una condición definitiva de flujo de flujo en un canal o, más específicamente, una relación definitiva entre el nivel y el caudal del flujo. Cuando el control de flujo se alcanza en una cierta sección de canal, esta sección es una sección de control (Chow Ven Te, 1994).

Medición del flujo. La medición del flujo en un canal, o medición de caudal se realiza por un procedimiento denominado aforo, este se hace en la sección crítica de un canal aprovechando la independencia de las condiciones de flujo de la rugosidad de un canal y la relación directa entre caudal y la altura del flujo. Esta condición ha permitido utilizar estructuras que obstruyan parcialmente el flujo y se crea la profundidad crítica como es el caso de los vertederos, o mediante una contracción en la sección transversal como es el caso de la canaleta de flujo crítico canaleta pharsall.

La ecuación de Manning. En 1889 el ingeniero irlandés Robert Manning presento una ecuación, la cual se modificó más adelante hasta llegar a su bien conocida forma actual.

$$V = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde V es la velocidad media en pies/s, R es el radio hidráulico en pies, S es la pendiente de la línea de energía y n es el coeficiente de rugosidad, específicamente como n de Manning. Esta ecuación fue desarrollada a partir de 7 ecuaciones diferentes, basada en los datos experimentales de Bazin y además verificada mediante 170 observaciones. Debido a la simplicidad de su forma y a los resultados satisfactorios que arroja en aplicaciones prácticas, la ecuación de Manning se ha convertido en la más utilizada de todas las ecuaciones de flujo uniforme para cálculos de flujos de canales abiertos.

Manning presento por primera vez la ecuación durante la lectura de un artículo el 4 de diciembre de 1889 en una reunión del institute of civil engineers de Irlanda. El artículo fue publicado más adelante en Transactions, del instituto. La ecuación en principio fue dada en una forma complicada y luego simplificada a $V = C R^{2/3} S^{1/2}$. Donde V es la velocidad media, C es el factor de resistencia al flujo, R es el radio hidráulico y S la pendiente. Después, esta fue modificada por otros y expresada en unidades métricas como $V = (1/n) R^{2/3} S^{1/2}$. Luego fue convertida a unidades inglesas dando como resultado $V = (1,486/n) R^{2/3} S^{1/2}$. En esta conversión, al igual que en la conversión de la ecuación de Ganguillet y Kutter, el valor numérico de n se mantuvo inmodificado. En consecuencia, el mismo valor de n es bastante utilizado en ambos sistemas de unidades (Chow Ven Te, 1994).

Selección del coeficiente de rugosidad de Manning. La ecuación de Manning o la ecuación de G. K., la mayor dificultad está en la determinación del coeficiente de rugosidad n , ya que no existe un método exacto para la selección del valor de n . con el nivel de conocimiento actual, seleccionar un valor de n significa estimar la resistencia al flujo en un canal determinado, lo cual realmente es un asunto de intangibles. Para ingenieros veteranos, esto significa utilizar profundos criterios de ingeniería y experiencia; para principiantes, no pasa de ser un proceso de adivinanza, y diferentes individuos obtendrán diferentes resultados.

Con el fin de dar una guía para la determinación correcta del coeficiente de rugosidad, se estudiarán 4 enfoques generales; estos son:

Entender los factores que afectan el valor de n con el fin de adquirir el conocimiento básico del problema y disminuir el rango de incertidumbre.

Consultar una tabla de valores comunes de n para canales de diferentes tipos.

Examinar y familiarizarse con la apariencia de algunos canales comunes cuyos coeficientes de rugosidad se conocen.

Determinar el valor de n mediante un procedimiento analítico basado en la distribución de velocidades teóricas en la sección transversal de un canal y en los datos de medición de velocidad o de rugosidad.

Tabla del coeficiente de rugosidad de Manning. Las tablas 4, 5, 6 Y 7 presentan una lista

de valores de n para canales de diferentes clases. Para cada tipo de canal se muestran los valores mínimo, normal y máximo de n . los valores normales para canales artificiales dados en la tabla solo se recomienda para canales con buen mantenimiento. Los valores en negrilla son a menudo para diseño. En el caso de que se espere un mantenimiento pobre en el futuro, los valores mostrados deben incrementarse de acuerdo con la situación esperada.

Tabla 3 .
Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad n

CONDICIONES DEL CANAL		VALORES	
	Tierra		0,02
Material involucrado	Corte en roca	n_0	0,025
	Grava fina		0,024
	Grava gruesa		0,028
	Suave		0
Grado de irregularidad	Menor	n_1	0,005
	Moderado		0,01
	Severo		0,02
	Gradual		0
Variaciones de la sección transversal	Ocasionalmente alternante	n_2	0,005
	Frecuentemente alternante		0,01-0,015
	Insignificante		0
Efecto relativo de las obstrucciones	Menor	n_3	0,01-0,015
	Apreciable		0,02-0,03
	Severo		0,04-0,06
	Baja		0,005-0,01
Vegetación	Media	n_4	0,01-0,025
	Alta		0,025-0,05
	Muy alta		0,05-1
Grado de los efectos por meandros	Menor		1
	Apreciable	m_5	1,15
	Severo		1,3

Fuente: (Chow Ven Te, 1994).

Tabla 4 .Valores del coeficiente de rugosidad n

TIPO DE CANAL Y DESCRIPCIÓN	MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO
A. Conductos cerrados que fluyen parcialmente llenos			
A-1. Metal			
a. Latón, liso	0,009	0,01	0,013
b. Acero			
1. Estriado y soldado	0,01	0,012	0,014
2. Riveteado y en espiral	0,013	0,016	0,017
c. Hierro fundido			
1. Recubierto	0,01	0,013	0,014
2. No recubierto	0,011	0,014	0,016
d. Hierro forjado			
1. Negro	0,012	0,014	0,015
2. Galvanizado	0,013	0,016	0,017
e. Metal corrugado			
1. Subdrenaje	0,017	0,019	0,021
2. Drenaje de aguas lluvias	0,021	0,024	0,03
A-2. No metal			
a. Lucita	0,008	0,009	0,01
b. Vidrio	0,009	0,01	0,013
c. Cemento			
1. Superficie pulida	0,01	0,011	0,013
2. Mortero	0,011	0,013	0,015
d. Concreto			
1. Alcantarilla, recta y libre de basuras	0,01	0,011	0,013
2. Alcantarilla con curvas, conexiones y algo de basuras	0,011	0,013	0,014
3. Bien terminado	0,011	0,012	0,014

4. Alcantarillado de aguas residuales, con pozos de inspección entradas, etc., recto	0,013	0,015	0,017
5. Sin pulir, formaleta o encofrado metálico	0,012	0,013	0,014
6. Sin pulir, formaleta o encofrado en madera lisa	0,012	0,014	0,016
7. Sin pulir, formaleta o encofrado en madera rugosa	0,015	0,017	0,02
e. Madera			
1. Machihembrada	0,01	0,012	0,014
2. Laminada, tratada	0,015	0,017	0,02
f. Arcilla			
1. Canaleta común de baldosas	0,011	0,013	0,017
2. Alcantarilla vitrificada	0,011	0,014	0,017
3. Alcantarilla vitrificada con pozos de inspección, entradas, etc.	0,013	0,015	0,017
4. Subdrenaje vitrificado con juntas abiertas	0,014	0,016	0,018
g. Mampostería en ladrillo			
1. Barnizada o lacada	0,011	0,013	0,015
2. Revestida con mortero de cemento	0,012	0,015	0,017
h. Alcantarillados sanitarios recubiertos con limos y babas de aguas residuales, con curvas y conexiones	0,012	0,013	0,016
i. Alcantarillado con batea pavimentada, fondo liso	0,016	0,019	0,02
j. Mampostería de piedra, cementada	0,018	0,025	0,03

Fuente: (Chow Ven Te, 1994)

Tabla 5.
Valores del coeficiente de rugosidad n (continuación)

TIPO DE CANAL Y DESCRIPCIÓN	MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO
B. Canales revestidos o desarmables			
B-1. Metal			
a. Superficie lisa de acero	0,011	0,012	0,014

1. Sin pintar	0,012	0,013	0,017
2. Pintada	0,021	0,025	0,03
b. Corrugado			
B-2. No metal			
a. Cemento			
1. Superficie pulida	0,01	0,011	0,013
2. Mortero	0,011	0,013	0,015
b. Madera			
1. Cepillada, sin tratar	0,01	0,012	0,014
2. Cepillada, creosotada	0,011	0,012	0,015
3. Sin cepillar	0,011	0,013	0,015
4. Láminas con listones	0,012	0,015	0,018
5. Forrada con papel impermeabilizante	0,01	0,014	0,017
c. Concreto			
1. Terminado con llana metálica (palustre)	0,011	0,013	0,015
2. Terminado con llana de madera	0,013	0,015	0,016
3. Pulido, con gravas en el fondo	0,015	0,017	0,02
4. Sin pulir	0,014	0,017	0,02
5. Lanzado, sección buena	0,016	0,019	0,023
6. Lanzado, sección ondulada	0,018	0,022	0,025
7. Sobre roca bien excavada	0,017	0,02	
8. Sobre roca irregularmente excavada	0,022	0,027	
d. Fondo de concreto terminado con llana de madera y con lados de			
1. Piedra labrada, en mortero	0,015	0,017	0,02
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0,017	0,02	0,024
3. Mampostería de piedra cementada, recubierta	0,016	0,02	0,024
4. Mampostería de piedra cementada	0,02	0,025	0,03

5. Piedra suelta o riprap	0,02	0,03	0,035
e. Fondo de gravas con lados de			
1. Concreto encofrado	0,017	0,02	0,025
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0,02	0,023	0,026
3. Piedra suelta o riprap	0,023	0,033	0,036
f. Ladrillo			
1. Barnizado o lacado	0,011	0,013	0,015
2. En mortero de cemento	0,012	0,015	0,018
g. Mampostería			
1. Piedra partida cementada	0,017	0,025	0,03
2. Piedra suelta	0,023	0,032	0,035
h. Bloques de piedra labrados	0,013	0,015	0,017
i. Asfalto			
1. Liso	0,013	0,013	
2. Rugoso	0,016	0,016	
j. Revestimiento vegetal	0,03	0,5

Fuente: (Chow Ven Te, 1994).

Tabla 6.
Valores del coeficiente de rugosidad n (continuación)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
C. Excavado o dragado			
a. En tierra, recto y uniforme			
1. Limpio, recientemente terminado	0,016	0,018	0,02
2. Limpio, después de exposición a la intemperie	0,018	0,022	0,025
3. Con gravas, sección uniforme, limpio	0,022	0,025	0,03
4. Con pastos cortos, algunas malezas	0,022	0,027	0,033

b. En tierra, serpenteante y lento			
1. Sin vegetación	0,023	0,025	0,03
2. Pastos, algunas malezas	0,025	0,03	0,033
3. Malezas densas o plantas acuáticas en canales profundos	0,03	0,035	0,04
4. Fondo en tierra con lados en piedra	0,028	0,03	0,035
5. Fondo pedregoso y bancas con malezas	0,025	0,035	0,04
6. Fondo en cantos rodados y lados limpios	0,03	0,04	0,05
C. Excavado con pala o dragado			
1. Sin vegetación	0,025	0,028	0,033
2. Matorrales ligeros en las bancas	0,035	0,05	0,06
d. Cortes en roca			
1. Lisos y uniformes	0,025	0,035	0,04
2. Afilados e irregulares	0,035	0,04	0,05
e. Canales sin mantenimiento, malezas y matorrales sin cortar			
1. Malezas densas, tan altas como la profundidad de flujo	0,05	0,08	0,12
2. Fondo limpio, matorrales en los lados	0,04	0,05	0,08
3. Igual, nivel máximo de flujo	0,045	0,07	0,11
4. Matorrales densos, nivel alto	0,08	0,1	0,14
D. Corrientes naturales			
D-1. Corrientes menores (ancho superficial en nivel creciente < 100 pies)			
a. Corrientes en planicies			
1. Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos	0,025	0,03	0,033
2. Igual al anterior, pero con más piedras y malezas	0,03	0,035	0,04
3. Limpio, serpeante, algunos pozos y bancos de arena	0,033	0,04	0,045
4. Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras	0,035	0,045	0,05

5. Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes	0,04	0,048	0,055
6. Igual al 4, pero con más piedras	0,045	0,05	0,06
7. Tramos lentos, con malezas y pozos profundos	0,05	0,07	0,08
8. Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos	0,075	0,1	0,15

Fuente: (Chow Ven Te, 1994).

Tabla 7
Valores del coeficiente de rugosidad n (continuación)

TIPO DE CANAL Y DESCRIPCIÓN	MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO
b. Corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, bancas usualmente empinadas, árboles y matorrales a lo largo de las bancas sumergidas en niveles altos			
1. Fondo: gravas, cantos rodados y algunas rocas	0,03	0,04	0,05
2. Fondo: cantos rodados con rocas grandes	0,04	0,05	0,07
D-2. Planicies de inundación			
a. Pastizales, sin matorrales			
1. Pasto corto	0,025	0,03	0,035
2. Pasto alto	0,03	0,035	0,05
b. Áreas cultivadas			
1. Sin cultivo	0,02	0,03	0,04
2. Cultivos en línea maduros	0,025	0,035	0,045
3. Campos de cultivo maduros	0,03	0,04	0,05
c. Matorrales			
1. Matorrales dispersos, mucha maleza	0,035	0,05	0,07
2. Pocos matorrales y árboles, en invierno	0,035	0,05	0,06
3. Pocos matorrales y árboles, en verano	0,04	0,06	0,08

4. Matorrales medios a densos, en invierno	0,045	0,07	0,11
5. Matorrales medios a densos, en verano	0,07	0,1	0,16
d. Árboles			
1. Sauces densos, rectos y en verano	0,11	0,15	0,2
2. Terreno limpio, con troncos sin retoños	0,03	0,04	0,05
3. Igual que el anterior, pero con una gran cantidad de retoños	0,05	0,06	0,08
4. Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos, con poco crecimiento de matorrales, nivel del agua por debajo de las ramas	0,08	0,1	0,12
5. Igual al anterior, pero con nivel de creciente por encima de las ramas	0,1	0,12	0,16
D-3. Corrientes mayores (ancho superficial en nivel de creciente > 100 pies). El valor de n es menor que el correspondiente a corrientes menores con descripción similar, debido a que las bancas ofrecen resistencia menos efectiva			
a. Sección regular, sin cantos rodados ni matorrales	0,25	,,,,,	0,06
b. Sección irregular y rugosa	0,035	,,,,,	0,1

Fuente: (Chow Ven Te, 1994).

Características de los perfiles de flujo. El perfil de flujo presenta la superficie de la curva de la superficie de flujo. Representara una curva de remanso si la profundidad de flujo se incrementa en la dirección del flujo, y una curva de caída si la profundidad disminuye con la dirección del flujo. (Chow Ven Te, 1994)

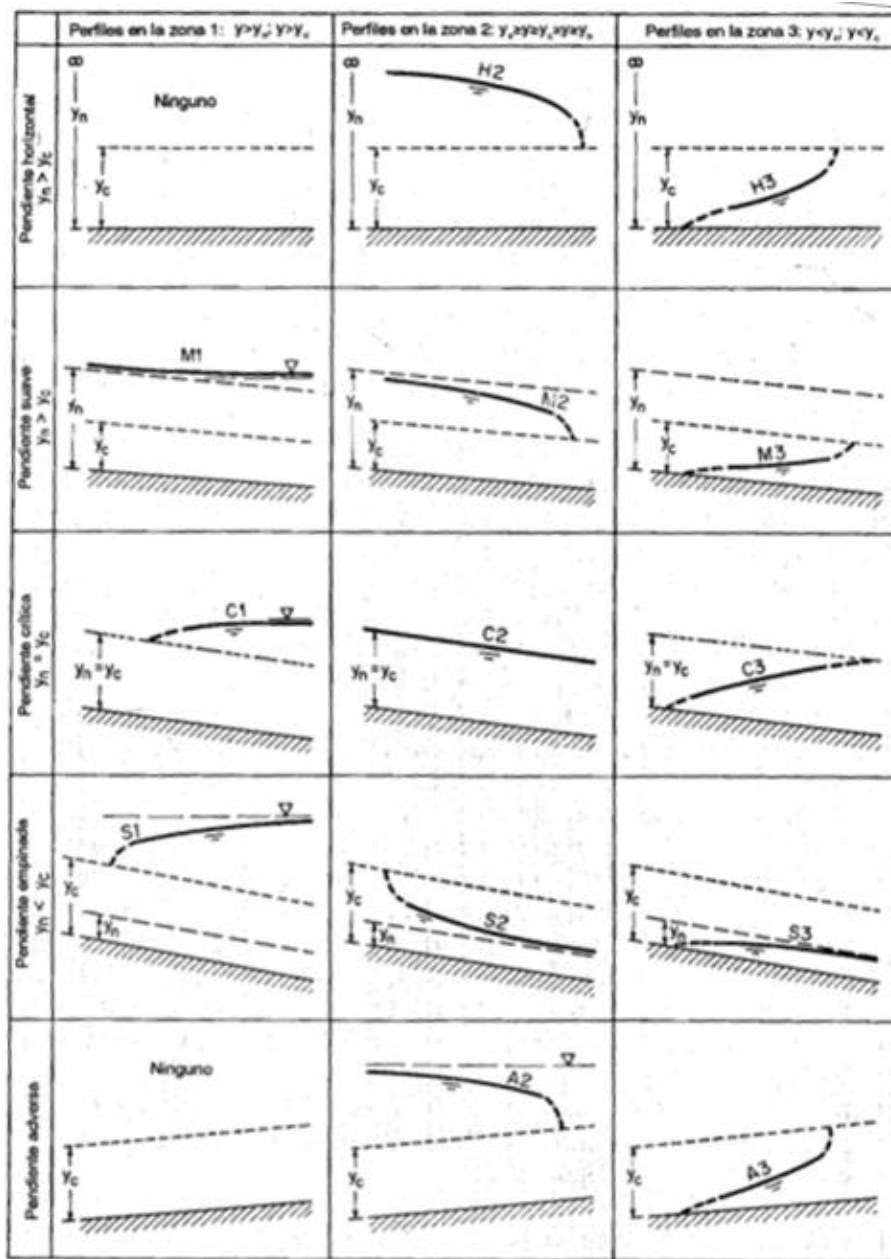


Figura 8. Clasificación de los perfiles de flujo en flujo gradualmente variado.

Fuente: (Chow Ven Te, 1994).

Herramientas de hidrología. Para el estudio del movimiento y distribución del agua entre los sectores palomar parte baja y el retiro de la ciudad de Ocaña Norte de Santander, se presentan

los conceptos de hidrología empleados en el análisis del comportamiento hidráulico del canal, lo anterior debido a que el canal abierto artificial es considerado sistema de drenaje urbano, y para su caracterización es necesario emplear herramientas hidrológicas.

Áreas de drenaje. El trazado de la red de drenaje de aguas lluvias debe, en general, seguir las calles de la localidad. La extensión y el tipo de áreas tributarias deben determinarse para cada tramo por diseñar. El área aferente debe incluir el área tributaria propia del tramo en consideración. Las áreas de drenaje deben ser determinadas por medición directa en planos, y su delimitación debe ser consistente con las redes de drenaje natural. (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

Caudal de diseño. Para la estimación del caudal de diseño puede utilizarse el método racional, el cual calcula el caudal pico de aguas lluvias con base en la intensidad media del evento de precipitación con una duración igual al tiempo de concentración del área de drenaje y un coeficiente de escorrentía. La ecuación del método racional es.

$$Q = 2.78 C i A$$

De acuerdo con el método racional, el caudal pico ocurre cuando toda el área de drenaje está contribuyendo, y éste es una fracción de la precipitación media bajo las siguientes suposiciones:

- El caudal pico en cualquier punto es una función directa de la intensidad i de la lluvia, durante el tiempo de concentración para ese punto.

- La frecuencia del caudal pico es la misma que la frecuencia media de la precipitación.
- El tiempo de concentración está implícito en la determinación de la intensidad media de la lluvia por la relación anotada en el punto 1 anterior.

El método racional es adecuado para áreas de drenaje pequeñas hasta de 700 ha. Cuando son relativamente grandes, puede ser más apropiado estimar los caudales mediante otros modelos lluvia escorrentía que representen mejor los hietogramas de precipitación e hidrogramas de respuesta de las áreas de drenaje y que eventualmente tengan en cuenta la capacidad de amortiguamiento de las ondas dentro de la red de colectores. En estos casos, es necesario justificar el método de cálculo. (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

Curvas de intensidad-duración-frecuencia. Las curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF) constituyen la base climatológica para la estimación de los caudales de diseño. Estas curvas sintetizan las características de los eventos extremos máximos de precipitación de una determinada zona y definen la intensidad media de lluvia para diferentes duraciones de eventos de precipitación con periodos de retorno específicos. Es necesario verificar la existencia de curvas IDF para la localidad. Si existen, éstas deben ser analizadas para establecer su validez y confiabilidad para su aplicación al proyecto. Si no existen, es necesario obtenerlas a partir de información existente de lluvias. La obtención de las curvas IDF debe realizarse con información pluviográfica de estaciones ubicadas en la localidad, derivando las curvas de frecuencia correspondientes mediante análisis puntuales de frecuencia de eventos extremos máximos. La distribución de probabilidad de Gumbel se recomienda para estos análisis, aunque otras también

pueden ser ajustadas. Eventualmente, es posible hacer análisis regionales de frecuencia en caso de disponer de más de una estación pluviográfica. Si no existe información en la población, debe recurrirse a estaciones localizadas en la zona lo más cercanas a la población. Si esto no permite derivar curvas IDF aceptables para el proyecto, deben ajustarse curvas IDF por métodos sintéticos, preferencialmente derivados con información pluviográfica colombiana. De acuerdo con el nivel de complejidad del sistema, la manera mínima permitida de obtención de las curvas IDF se define en la tabla 8. (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

Tabla 8
Curvas IDF

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	OBTENCIÓN MÍNIMA DE CURVAS IDF
Bajo y medio	Sintética
Medio alto	Información pluviografica regional
Alto	Información pluviografica local

Fuente: (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

Periodo de retorno de diseño. El periodo de retorno de diseño debe determinarse de acuerdo con la importancia de las áreas y con los daños, perjuicios o molestias que las inundaciones periódicas puedan ocasionar a los habitantes, tráfico vehicular, comercio, industria, etc. La selección del periodo de retorno está asociada entonces con las características de protección e importancia del área de estudio y, por lo tanto, el valor adoptado debe estar justificado. En la tabla 9 se establecen valores de periodos de retorno o grado de protección. (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

Tabla 9.
Periodo de retorno o grado de protección

CARACTERÍSTICAS DEL ÁREA DE DRENAJE	MÍNIMO (AÑOS)	ACEPTABLE (AÑOS)	RECOMENDADO (AÑOS)
Tramos iniciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores de 2 ha	2	2	3
Tramos iniciales en zonas comerciales o industriales, con áreas tributarias ,menores de 2 ha	2	3	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2 y 10 ha	2	3	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 ha	5	5	10
canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores de 1000 ha	10	25	25
Canales abiertos en Zonas montañosas (alta velocidad) o a media ladera, que drenan áreas mayores a 1000 ha	25	25	50

Nota. Parte revestida a 10 años, más borde libre a 100 años. Fuente: (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

Fuente: (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

Intensidad de precipitación. La intensidad de precipitación que debe usarse en la estimación del caudal pico de aguas lluvias corresponde a la intensidad media de precipitación dada por las curvas IDF para el periodo de retorno de diseño y una duración equivalente al tiempo de concentración de la esorrentía. Los valores de intensidad dados por las curvas IDF corresponden a valores puntuales representativos de áreas relativamente pequeñas. En la medida en que las áreas de drenaje consideradas se hacen más grandes, la intensidad media de la lluvia sobre éstas se reduce en razón de la variabilidad espacial del fenómeno de precipitación. En consecuencia, resulta conveniente considerar factores de reducción de la intensidad media de la

precipitación en la medida en que el área de drenaje se incremente. Los valores de la tabla 10 corresponden a factores de reducción para convertir la intensidad puntual en intensidad media espacial. (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

Tabla 10.
Factor de reducción

ÁREAS DE DRENAJE (HA)	FACTOR DE REDUCCIÓN
50-100	0,99
100-200	0,95
200-400	0,93
400-800	0,9
800-1600	0,88

Fuente: (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

Coefficiente de escorrentía. El coeficiente de escorrentía, C, es función del tipo de suelo, del grado de permeabilidad de la zona, de la pendiente del terreno y otros factores que determinan la fracción de la precipitación que se convierte en escorrentía. En su determinación deben considerarse las pérdidas por infiltración en el suelo y otros efectos retardadores de la escorrentía. De igual manera, debe incluir consideraciones sobre el desarrollo urbano, los planes de ordenamiento territorial y las disposiciones legales locales sobre uso del suelo. El valor del coeficiente C debe ser estimado tanto para la situación inicial como la futura, al final del periodo de diseño.

Para áreas de drenaje que incluyan sub áreas con coeficientes de escorrentía diferentes, el valor de C representativo del área debe calcularse como el promedio ponderado con las

respectivas áreas. (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

$$C = \frac{(\sum C A)}{\sum A}$$

Para la estimación de C existen tablas de valores y fórmulas, algunas de las cuales se presentan en la tabla 11 como guía para su selección. La adopción de determinados valores debe estar justificada. (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

Tabla 11.
Coeficiente de escorrentía o impermeabilidad

TIPO DE SUPERFICIE	C
Cubiertas	0,75-0,95
Pavimentos asfálticos y superficies de concreto	0,70-0,95
vías adoquinadas	0,70-0,85
Zonas comerciales o industriales	0,60-0,95
Residencial, con casas contiguas, predominio de zonas duras	0,75
Residencial multifamiliar, con bloques contiguos y zonas duras entre estos	0,60-0,75
Residencial unifamiliar, con casas contiguas y predominio de jardines	0,40-0,60
Residencial, con casas rodeadas de jardines o multifamiliares apreciablemente separados	0,45
Residencial, con predominio de zonas verdes y parques-cementerios	0,3
Laderas sin vegetación	0,6
Laderas con vegetación	0,3
Parques recreacionales	0,20-0,35

Fuente: (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

Tiempo de concentración. El tiempo de concentración está compuesto por el tiempo de

entrada y el tiempo de recorrido en el colector. El tiempo de entrada corresponde al tiempo requerido para que la escorrentía llegue al sumidero del colector, mientras que el tiempo de recorrido se asocia con el tiempo de viaje o tránsito del agua dentro del colector. (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

$$T_c = T_e + T_t$$

Herramientas ambientales. Las aguas de escorrentías o aguas pluviales son las aguas de lluvia que por desgracia recogen y arrastran contaminantes y escombros al pasar por las calles, canales, cunetas y demás superficies, los cuales son perjudiciales tanto para las personas como para la vida silvestre.

Los contaminantes transportados por las aguas de escorrentías pueden dañar o afectar gravemente nuestros cuerpos de agua. Los Microorganismos, basura, aceites, grasas, bacterias, pesticidas, fertilizantes, sustancias químicas tóxicas, sedimentos, fosforo y otros nutrientes, sin olvidar los provenientes de las áreas comerciales, institucionales, industriales y residenciales, hacen parte de estos contaminantes.

Es necesario tener en cuenta este problema para determinar la disminución de cargas contaminantes con respecto al material empleado y así diseñar el canal abierto artificial como una alternativa de control de la escorrentía superficial y los impactos que esta genera.

Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) ó Demanda de oxígeno. Cantidad de oxígeno usado en la estabilización de la materia orgánica carbonácea y nitrogenada por acción de los

microorganismos en condiciones de tiempo y temperatura especificados (generalmente cinco días y 20 °C). Mide indirectamente el contenido de materia orgánica biodegradable.

Demanda Química de Oxígeno (DQO). “Medida de la cantidad de oxígeno requerido para oxidación química de la materia orgánica del agua residual, usando como oxidantes sales inorgánicas de permanganato o dicromato en un ambiente ácido y a altas temperaturas” (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

2.5. Marco Legal

La normatividad que se debe tener en cuenta para la optimización del canal abierto existente y la propuesta de diseño de los tramos faltantes en el barrio palomar hasta el retiro, además de la propuesta de diseño del sistema de alcantarillado en el barrio Betania es el Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000.

El presente proyecto no requiere ningún permiso o autorización para realizarlo, debido a que no se utiliza softwares privados o programas que requiera de licencias; puesto que se utilizan programas de uso libre como Excel y Word.

Capítulo 3: Diseño Metodológico

3.1. Tipo de investigación

La propuesta para el manejo de aguas pluviales y residuales sobre el canal abierto del río chiquito, se realizara por un tipo de investigación descriptiva, con un esquema cualitativo, en donde se describen y analizan cada una de las variables involucradas que conlleven al cumplimiento de los objetivos.

3.2. Alcances del Proyecto

En este proyecto no se aplica la población, en vez de esta se aplica la dimensión de estudio correspondiente a 456,51 Ha; Por consiguiente no se aplica la muestra, debido a que se estudia el canal abierto sobre el río chiquito en su totalidad, entonces se tiene en cuenta cada área aferente y contribuyente al sistema pluvial.

3.3. Recolección de información

La técnica de recolección de información a emplear en el desarrollo del presente proyecto es mediante el uso de fuentes primarias:

- Topografía
- Plan básico de ordenamiento territorial.

- Mediciones sección del canal
- Áreas aferentes
- Afectaciones en el canal
- Información pluviométrica de los últimos 100 años, según la estación hidrometeorológica 1605504 ABREGO CENTRO AD.
- Plan de saneamiento y manejo de vertimientos.
- Plan maestro de acueducto y alcantarillado.

Y las fuentes secundarias:

- Normas, tesis y libros.
- Investigaciones en torno al tema.

3.4. Análisis de información

El análisis de información se desarrollara de la siguiente manera:

Para realizar el diagnostico técnico general se necesita realizar una visita de campo, donde

se registre e identifique el estado físico de la estructura, tuberías, rejillas, pozos de inspección y al mismo tiempo los deterioros del canal. Lo que permite tener una visión integral de las características y condiciones de funcionamiento del alcantarillado pluvial existente.

Para optimizar el sistema del canal abierto, se requiere medir los caudales máximos, así como las velocidades máximas y mínimas para obtener la capacidad del canal, el cual debe ser mayor al caudal que llega al río chiquito, esto nos permite decidir la rectificación del trazado en tramos específicos que conlleva al mejoramiento de la estructura.

Capítulo 4: Administración del proyecto

4.1. Recursos humanos

Director del proyecto.

Willinton Hernesto Carrascal Muñoz IC, Esp

Investigadores del proyecto

Kelly Yohana Sanguino Claro Estudiante

Yeison Pérez Ascanio Estudiante

4.2. Recursos Institucionales

Universidad Francisco Paula Santander Ocaña.

4.3. Recursos Financieros

Los costos que se requieren en la investigación serán financiados por los apropiados del presente proyecto de investigación y estos ascienden a la suma de \$ 510.000 pesos de acuerdo a la siguiente distribución:

Tabla 12.
Costos del proyecto

Ingresos	
	\$255.000
Aporte investigador Kelly Yohana Sanguino Claro	\$255.000
Aporte investigador Yeison Pérez Ascanio	\$510.000
Total	
Egresos	
	\$200.000
Papelería	\$70.000
Transporte	\$80.000
Internet	\$60.000
Fotocopias	\$100.000
Otros Gastos Generales	\$510.000
Total	

Fuente. Autores del proyecto

Capítulo 5: Resultados y discusiones.

5.1. Diagnóstico técnico general del canal abierto

El alcantarillado pluvial existente en los barrios Palomar parte baja hasta el retiro del municipio de Ocaña Norte de Santander, recibe y transporta las aguas lluvias y un porcentaje de aguas residuales; las aguas lluvias escurren sobre la cuenca por superficies impermeables tales como aceras, cubiertas, calles y cunetas que evitan que las aguas pluviales se escurran en la tierra lo que ocasiona que se transporte hacia el canal del río Chiquito que recorre el municipio en dirección Sur-Norte.

El porcentaje de aguas residuales vertidas al río Chiquito proviene de tuberías conectadas directamente desde las residencias, instituciones y comercio, el cual es un manejo inadecuado de dichas aguas considerando que el sistema de canal abierto debe ser diseñado solo para el manejo de aguas pluviales puesto que estas aguas al estar contaminadas generan una gran cantidad de problemas.

Algunos de estos vertimientos fueron recogidos gracias a las estructuras hidráulicas propuestas desde el año 1993 por la firma HIDROSAN LTDA, donde se mostró que “no se le había dado la importancia al sistema de drenaje de aguas negras, ya que la ciudad había sido descuidada en inversiones para este sistema por muchos años y se encontraba muy atrasada en resolver esta necesidad” (ESPO S.A., 2013); dichas estructuras son construidas en el año 2012 por el CONSORCIO OCAÑA 026 quienes fueron los encargados de continuar el plan maestro de acueducto y alcantarillado de la ciudad.

Actualmente el manejo de las aguas residuales y pluviales está conformado por un aliviadero de aguas de tiempo seco y lluvias en la carrera 14, este recibe las aguas provenientes del Box Couvert combinado y se encarga de separarlas; las aguas lluvias se descargan al canal abierto revestido en concreto y enrocado, con una sección transversal combinada.

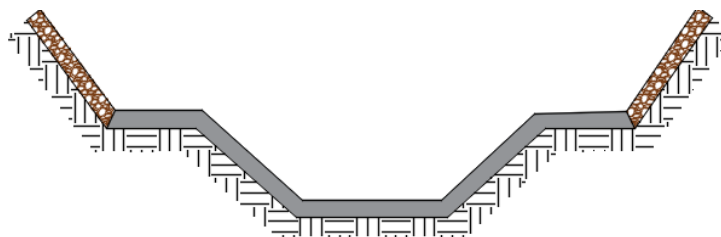


Figura 9. Perfil canal rio chiquito Barrio Palomar

Fuente: Autores del proyecto


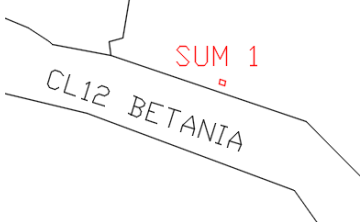
El cual se dirige aguas abajo hasta el puente del retiro en una longitud de 1603 metros; mientras que las aguas negras son recogidas en el aliviadero por el interceptor izquierdo y derecho, ubicados bajo las bermas del canal abierto.

El interceptor Izquierdo posee un tramo construido en tubería de Gres con un diámetro de 24" y continua en tubería de PVC con diámetro de 20" y 24" hasta el barrio el retiro, el cual está conformado por 41 pozos de inspección aproximadamente; el interceptor derecho posee un diámetro de tubería en PVC de 20", en su recorrido hay 37 pozos de inspección que permiten las labores de inspección, limpieza y mantenimiento general del sistema.

El sistema de canal abierto está conformado por estructuras en cargadas de recoger el agua


que fluye por las cunetas de las vías, el cual recibe el nombre de sumideros; al realizar una visita técnica en la zona de estudio se encontraron dos tipos, sumideros de reja o calzada y sumideros de ventana o acera , con las siguientes características:


Tabla 13.
Características sumidero de rejilla barrio Betania

TIPO DE SUMIDERO	1. Sumidero de rejilla
DIMENSIONAMIENTO(m)	
UBICACION	<p data-bbox="1032 888 1206 915">L=0.75, H=0.63</p> 
ESTADO	Sumidero sin rejilla, tapado e inhabilitado.
CUMPLIMIENTO NORMA RAS 2000	La longitud de la tubería de conexión al sistema del canal es de 5,29m<15m, pero la pendiente es inferior al 2%.

Fuente: Autores del proyecto

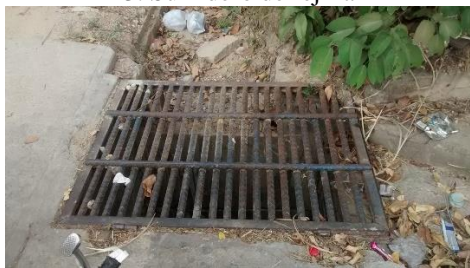
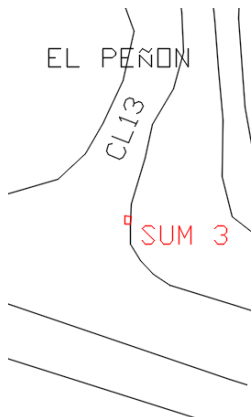
Tabla 14.
Características sumidero de rejilla condominio villa margarita

TIPO DE SUMIDERO	2. Sumidero de rejilla
DIMENSIONAMIENTO(m)	
	L=1.12, H=0.85, S=0.03

UBICACION	 <p>CONDominio VILLA MARGARITA</p> <p>SUM 2</p>
ESTADO	Se encuentra en buen estado
CUMPLIMIENTO NORMA RAS 2000	La longitud de la tubería de conexión al sistema del canal es de $8,15m < 15m$ y la pendiente es superior al 2%.

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 15.
Características sumidero de rejilla barrio peñón.

TIPO DE SUMIDERO	<p>3. Sumidero de rejilla</p> 
DIMENSIONAMIENTO(m)	L=0.94, H=0.79, S=0.025
UBICACION	 <p>EL PEÑÓN</p> <p>CL13</p> <p>SUM 3</p>
ESTADO	Se encuentra en buen estado, pero en unos de los lados del sumidero, la vía se encuentra deteriorada y permite el paso de escombros por debajo de la rejilla.
CUMPLIMIENTO NORMA RAS 2000	La longitud de la tubería de conexión al sistema del canal abierto es de $14,9m < 15m$ y la pendiente es superior al 2%.


Fuente: Autores del proyecto


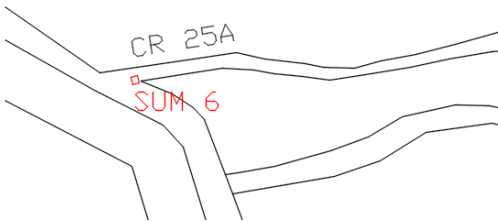
Tabla 16.
Características sumidero de rejilla barrio peñón

TIPO DE SUMIDERO	4. Sumidero de rejilla 
DIMENSIONAMIENTO(m)	L=1.03, H=0.79, S=0.03
UBICACION	
ESTADO	Se encuentra en buen estado.
CUMPLIMIENTO NORMA RAS 2000	La longitud de la tubería de conexión al sistema del canal abierto es de 8,3m<15m, pero la pendiente es inferior al 2%.

Fuente: Autores del proyecto


Tabla 17.
Características sumidero de ventana puente peñón.

TIPO DE SUMIDERO	5. Sumidero de Ventana 
DIMENSIONAMIENTO(m)	Cuatro sumideros de ventana con longitudes de 0.91, 1, 1.2, 1
UBICACION	
ESTADO	Se encuentran en buen estado.

	No tiene depresión
CUMPLIMIENTO NORMA RAS 2000	
Fuente: Autores del proyecto	
Tabla 18. <i>Características sumidero de rejilla barrio el retiro.</i>	
TIPO DE SUMIDERO	6. Sumidero de rejilla 
DIMENSIONAMIENTO(m)	L=1.04, H=0.94,S=0.025
UBICACION	EL RETIRO CR 25A SUM 6 
ESTADO	Se encuentran en buen estado.
CUMPLIMIENTO NORMA RAS 2000	La longitud de la tubería de conexión al sistema del canal abierto es de 11,9m<15m y la pendiente es superior al 2%.

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 19.
Características sumidero de rejilla puente el retiro

TIPO DE SUMIDERO	7. Sumidero de rejilla 
DIMENSIONAMIENTO(m)	L=0.65, H=0.60,S=0.025

UBICACION



ESTADO

Presencia de vegetación, además al poseer láminas de acero en vez de barrote, algunos escombros tienen fácil acceso al sumidero.

Buena ubicación antes de un puente.

 CUMPLIMIENTO NORMA RAS 2000

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 20.
Características sumidero de rejilla barrio el retiro

TIPO DE SUMIDERO

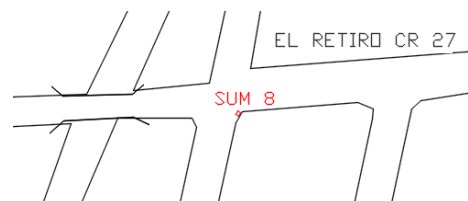
8. Sumidero de rejilla



L=0.80, H=0.61, S=0.025

DIMENSIONAMIENTO(m)

UBICACION



Se encuentran en buen estado.

ESTADO

La longitud de la tubería de conexión al sistema del canal abierto es de 23,3m > 15m y la pendiente es superior al 2%.

 CUMPLIMIENTO NORMA RAS 2000

Fuente: Autores del proyecto

5.1.1. Estado del canal

El sistema de canal abierto sobre el río chiquito cumple el objetivo para el cual fue diseñado y construido, el de recoger y conducir las aguas de escorrentía hasta su destino final, a

pesar de poseer deterioros en su estructura como consecuencia de falta de mantenimientos continuos desde la limpieza de sedimentos, escombros y maleza hasta el resane de las losas de concreto.

Se observa gran cantidad de maleza dentro del canal revestido en concreto lo que indica que existen agrietamientos que permiten el crecimiento de hierba y plantas arvenses, el cual reduce de manera notable la capacidad del canal y retarda el flujo.



Figura 10. Canal con presencia de Maleza

Fuente: Autores del proyecto

El canal artificial sobre el rio chiquito, además está presentando problemas de erosión en la superficie, el cual es evidente la pérdida de material en el cuerpo de la estructura, como también deja al refuerzo abiertamente expuesto en varios sectores.

Este tipo de deterioro puede ser causado por la baja calidad del material utilizado para la construcción de este, tuberías que provienen de conexiones domiciliarias, cambios en la temperatura y la presencia de contaminantes como lo son los Microorganismos, basura, aceites,

grasas, bacterias, pesticidas, fertilizantes, sustancias químicas tóxicas y nutrientes, provenientes de las áreas comerciales, institucionales y residenciales.



Figura 11. Erosión en el canal

Fuente: Autores del proyecto

La inestabilidad de taludes en el canal artificial sobre el río chiquito es uno de los mayores problemas que afecta el transporte del flujo, puesto que está generando daños en el cuerpo del canal alterando su normal funcionamiento. En este caso es evidente la deficiencia de la estructura en épocas de lluvias produciendo socavación en los taludes del canal, lo que conlleva a la falla

total de un tramo del sistema de alcantarillado pluvial.



Figura 12. Tramo socavado

Fuente: Autores del proyecto

Por la existencia de un tramo de canal colapsado metros atrás, el caudal transporta materiales finos y gruesos provenientes del desprendimiento de suelo, donde parte de este material se acumula en el fondo a manera de sedimento.

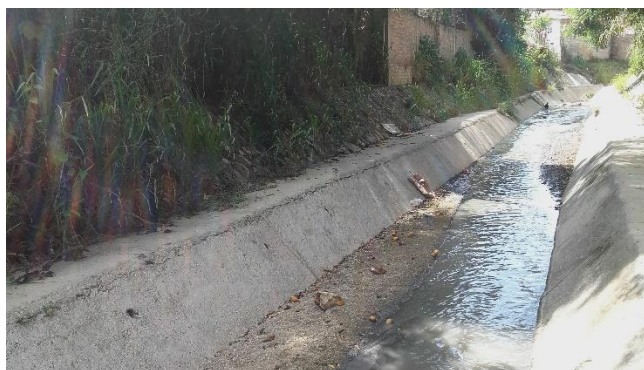


Figura 13. Canal con sedimentos

Fuente: Autores del proyecto

Se percibe la presencia de elementos que impiden parcial o totalmente el adecuado transporte de las aguas por el canal, como consecuencia de la contaminación provocada por el hombre al arrojar basura al cauce; además la existencia de estructuras improvisadas realizadas por la comunidad, recogen de las vías por la esorrentía cualquier tipo de escombros que caen directamente hacia el canal; sumando a esta problemática los escombros de estructuras colapsadas que no han sido retiradas.



Figura 14. Canal con escombros

Fuente: Autores del proyecto

Otro deterioro muy frecuente en la superficie del canal es la presencia de grietas y fisuras, quienes indican fallas estructuras significativas o falta de durabilidad; entre las posibles causas tenemos el empuje de tierras sobre el talud, el cual es sometido a tensiones superiores a su capacidad de resistencia; También la deficiencia constructiva y la Retracción por secado del concreto.



Figura 15. Canal con grietas y fisuras

Fuente: Autores del proyecto

En el barrio Bruselas, encontramos el colapso de un muro de contención en la canalización del río chiquito, probablemente como consecuencia de la temporada de invierno que desestabilizó la estructura, al ser sometida a una gran presión de aguas lluvias mucho mayores a las previstas en el diseño estructural, además que dicha obra fue construida sobre la berma del canal y por lo tanto no tenía las mejores bases.



Figura 16. Colapso del muro de contención de Bruselas

Fuente: Autores del proyecto

El crecimiento poblacional de nuestro municipio ha requerido el aumento de redes de los servicios públicos de electricidad y alcantarillado; con el fin de satisfacer las necesidades básicas de dichas comunidades, las autoridades competentes han instalado elementos externos al canal pluvial, los cuales intervienen negativamente en la estructura, porque estos postes de luz y tuberías residuales iniciaron los deterioros como fisuras y grietas en los tramos involucrados. Además la presencia de huecos excavados en el talud del canal, como solución a problemas de aguas negras contribuye al deterioro de la estructura.



Figura 17. Elementos externos al canal que lo afectan.

Fuente: Autores del proyecto

Las juntas de dilatación en el canal artificial sobre el río chiquito están presentando problemas de erosión generando pérdida parcial del material entre las secciones de la estructura y estas prestan un papel muy importante porque controlan los movimientos que generan las tensiones producidas en el interior de las estructuras. Las posibles causas del deterioro son producidas por contracciones, expansiones o alabeos debido a variaciones en la humedad del suelo, la temperatura ambiente o Baja calidad en las especificaciones de los materiales que conforman el sello de juntas.

Sumando a la problemática se encontró desplazamiento de juntas lo cual es un movimiento con respecto a su posición original que es generado por deformaciones excesivas en la masa del terreno donde se encuentran localizadas o deficiencias constructivas.



Figura 18. Canal con desplazamiento de juntas

Fuente: Autores del proyecto

5.2. Optimización del sistema de canal abierto

Para llevar a cabo la optimización del canal abierto sobre el río chiquito, primero debemos calcular la capacidad hidráulica y la demanda del caudal a la cual está siendo sometido, para luego identificar las limitaciones que prevalecen en su capacidad de conducción, finalmente se proponen una serie de modificaciones en las secciones transversales y curvas horizontales.

5.2.1. Capacidad hidráulica del canal

En el cálculo capacidad hidráulica del canal abierto sobre el río chiquito, fue necesario determinar cada una de las variables involucradas en la fórmula de caudal de Manning:

$$Q \left(\frac{m^3}{s} \right) = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

5.2.1.1. *Calculo del Área:* para determinar el área perpendicular a la línea de flujo, fue conveniente dividir el canal en secciones cada 100 o 200 metros; luego se toman las medidas de la sección transversal (base, taludes superiores, taludes inferiores, ancho superficial y bermas) en campo y se utiliza el programa Auto CAD 2015, con el fin de obtener resultados lo más exactos posibles.

- TRAMO 0-200

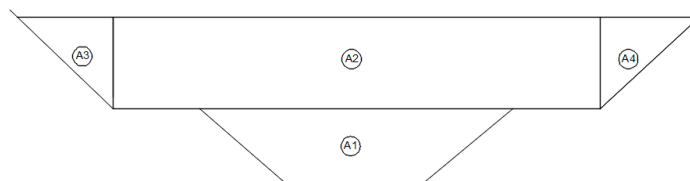


Figura 19. División de áreas sección transversal 0.

Fuente: Autores del proyecto

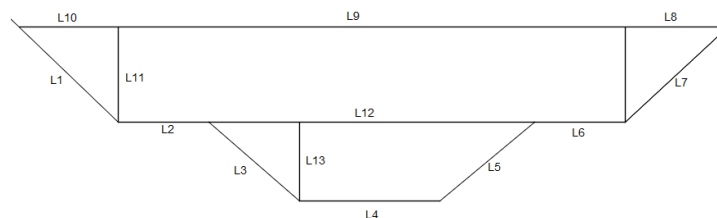


Figura 20. Longitudes sección transversal 0.

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 21.
Calculo área sección transversal 0.

SECCION(0)													
L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12	L13	
1,67	1,1	1,46	1,7	1,5	1,1	1,7	1,25	6,15	1,21	1,15	3,95	0,96	
A1	A2	A3	A4						AT				
2,712	7,073	0,696	0,719						11,199				

Fuente: Autores del proyecto

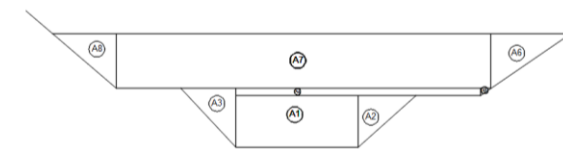


Figura 21. División de áreas sección transversal 200

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 22.
Calculo área sección transversal 200

SECCION(200)																			
L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L1	L1	L1	L1	L1	L1	L1	L1	L1	L1
1,31	1	1,25	2,2	1,2	1	0,19	1,5	4	0,85	6,1	0,9	0,8		0,9				0,1	0,1
A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8		AT										
1,76	0,36	0,38	0,45	0,00	0,52	5,19	0,42		9,10										
0	0	7	1	9	7	4	1		8										

Fuente: Autores del proyecto

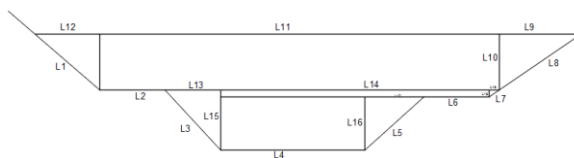


Figura 22. Longitudes sección transversal 200

Fuente: Autores del proyecto

- TRAMO 200-300

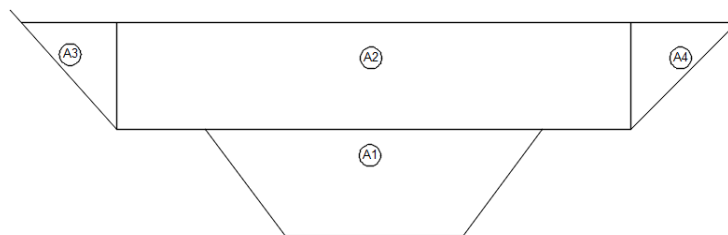


Figura 23. División de áreas sección transversal 300

Fuente: Autores del proyecto

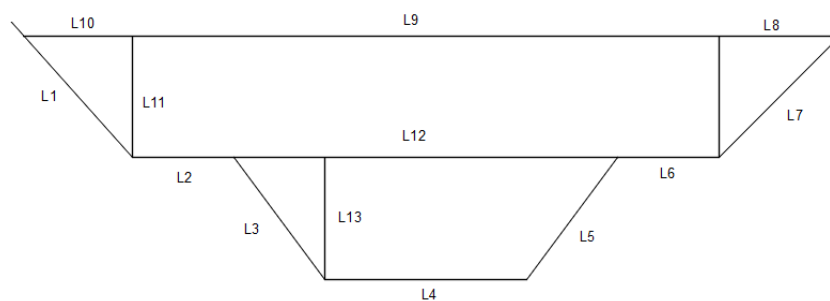


Figura 24. Longitudes sección transversal 300

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 23.
Calculo área sección transversal 300

SECCION(300)													
L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12	L13	
1,61	1	1,5	2	1,5	1	1,7	1,2	5,8	1,07	1,2	3,8	1,2	
A1	A2	A3	A4						AT				
3,480	6,960	0,642	0,720						11,802				

Fuente: Autores del proyecto

- TRAMO 300-400

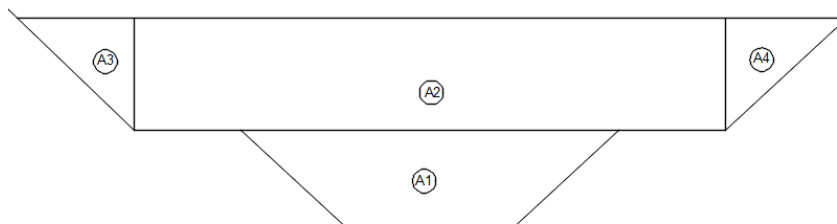


Figura 25. División de áreas sección transversal 400.

Fuente: Autores del proyecto

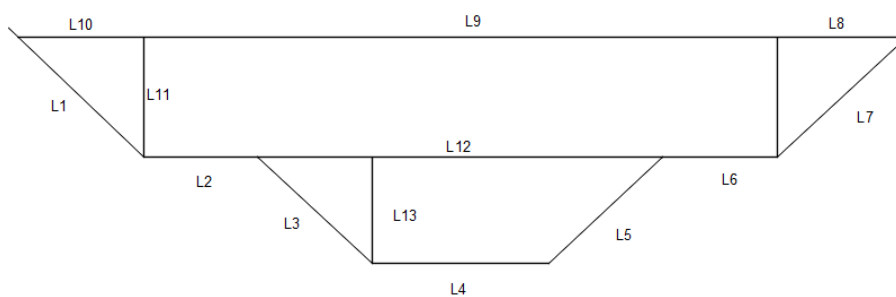


Figura 26. Longitudes sección transversal 400

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 24.
Calculo área sección transversal 400

SECCION(400)												
L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12	L13
1,67	1,1	1,5	2	1,5	1	1,8	1,25	6,1	1,21	1,15	3,9	1,02

A1	A2	A3	A4	AT
3,009	7,015	0,696	0,719	11,439

Fuente: Autores del proyecto

- TRAMO 400-500

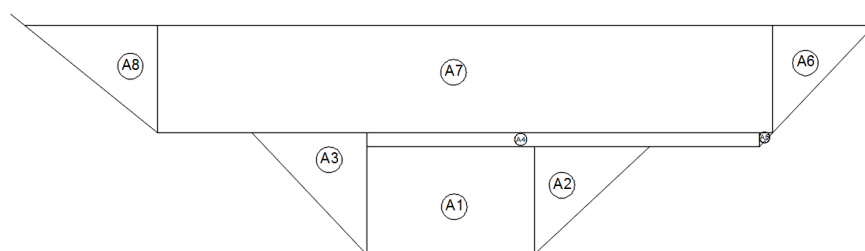


Figura 27. División de Áreas sección transversal 500

Fuente: Autores del proyecto

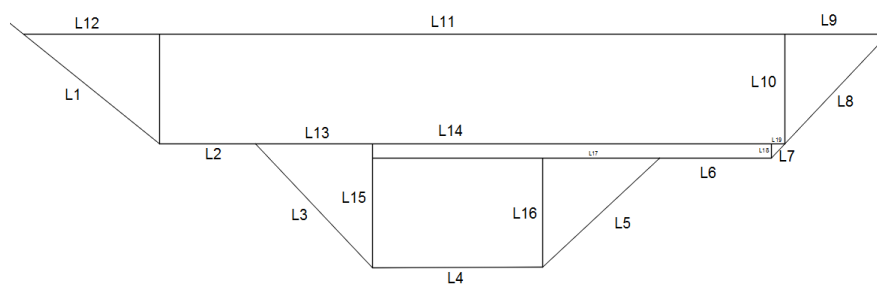


Figura 28. Longitudes sección transversal 500

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 25.
Calculo área sección transversal 500

SECCION(500)																		
L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L1	L1	L1	L1	L1	L1	L1	L1	L1
1,63	0,9	1,6	1,6	1,5	1,05	0,182	1,42	0,9	1	5,8	1,2	1,1	3,7	1,1	1,0	0,1	0,1	0,1
						1		7		7	7		6	6	2	1,1	2	2
A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	AT										
1,63	0,56	0,63	0,45	0,00	0,48		0,63	10,27										
2	1	8	1	7	5	5,870	5	9										

Fuente: Autores del proyecto

- TRAMO 500-600

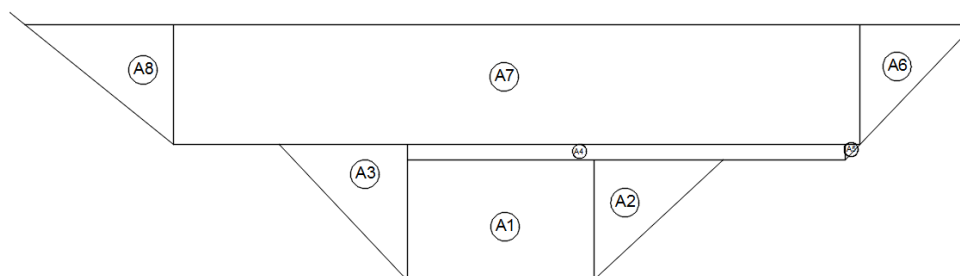


Figura 29. División de Áreas sección transversal 600

Fuente: Autores del proyecto

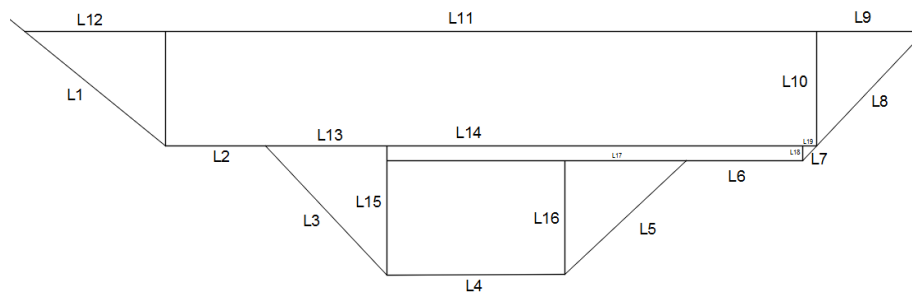


Figura 30. Longitudes sección transversal 600

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 26.
Calculo área sección transversal 600

SECCION(600)																		
L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L1	L1	L1	L1	L1	L1	L1	L1	L1
1,63	0,9	1,6	1,6	1,5	1,05	0,182	1,42	0,9	1	5,8	1,2		3,7	1,1	1,0		0,1	0,1
A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8		AT									
1,63	0,56	0,63	0,45	0,00	0,48		0,63		10,27									
2	1	8	1	7	5	5,870	5		9									

Fuente: Autores del proyecto

- TRAMO 600-700

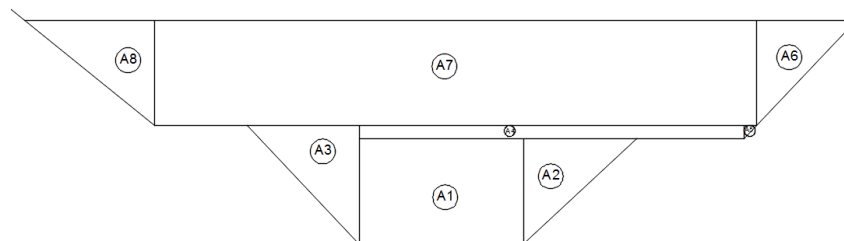


Figura 31. División de Áreas sección transversal 700

Fuente: Autores del proyecto

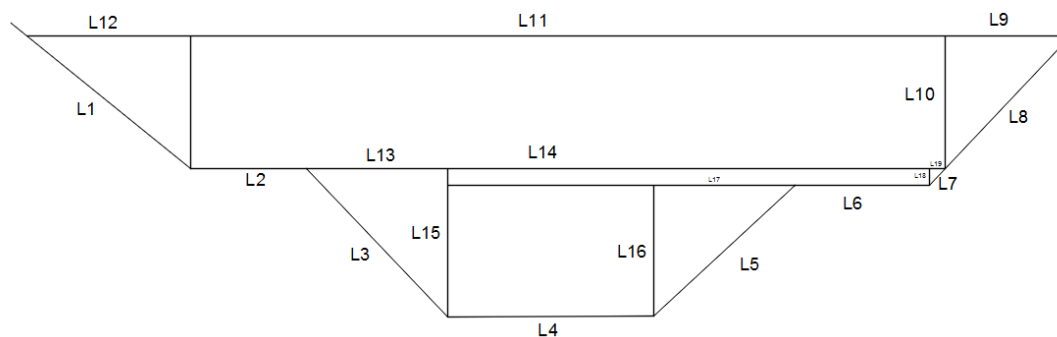


Figura 32. Longitudes sección transversal 700

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 27.
Calculo área sección transversal 700

SECCION(700)																		
L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L1	L1	L1	L1	L1	L1	L1	L1	L1
1,63	0,9	1,6	1,6	1,5	1,05	0,182	1,42	0,9	1	5,8	1,2		3,7	1,1	1,0		0,1	0,1
						1		7		7	7	1,1	6	6	2	1,1	2	2
A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	AT										
1,63	0,56	0,63	0,45	0,00	0,48		0,63	10,27										
2	1	8	1	7	5	5,870	5	9										

Fuente: Autores del proyecto

- TRAMO 700-800

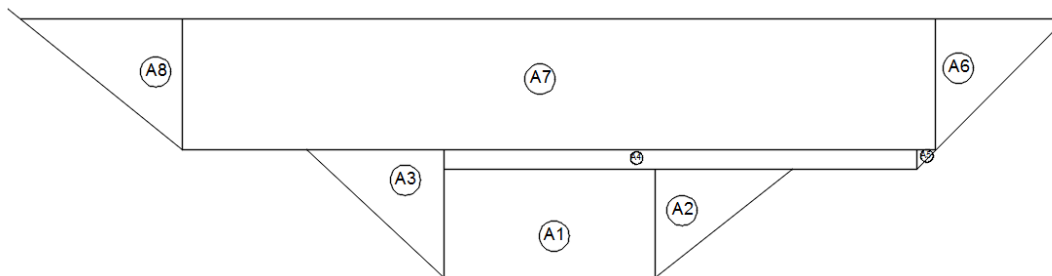


Figura 33. División de Áreas sección transversal 800

Fuente: Autores del proyecto

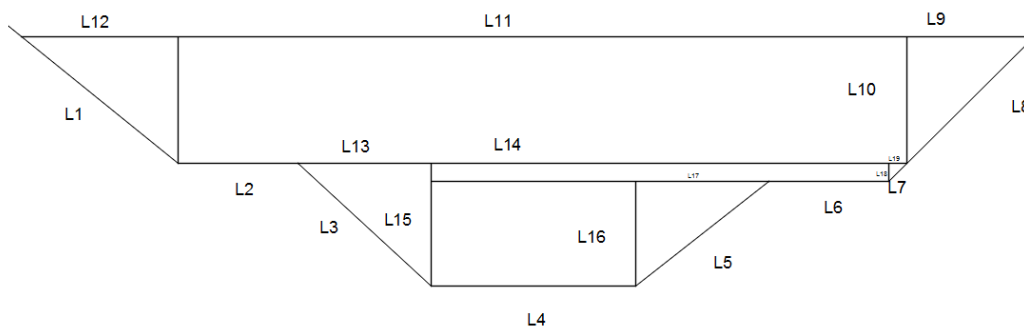


Figura 34. Longitudes sección transversal 800

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 28.
Calculo área sección transversal 800

SECCION(800)																		
L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L1	L1	L1	L1	L1	L1	L1	L1	L1
						0,182		0,9		5,8	1,2		3,7	1,1	1,0		0,1	0,1
1,63	0,9	1,6	1,6	1,5	1,05	1	1,42	7	1	7	7	1,1	6	6	2	1,1	2	2

A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	AT
1,63	0,56	0,63	0,45	0,00	0,48		0,63	10,27
2	1	8	1	7	5	5,870	5	9

Fuente: Autores del proyecto

- TRAMO 800-1000

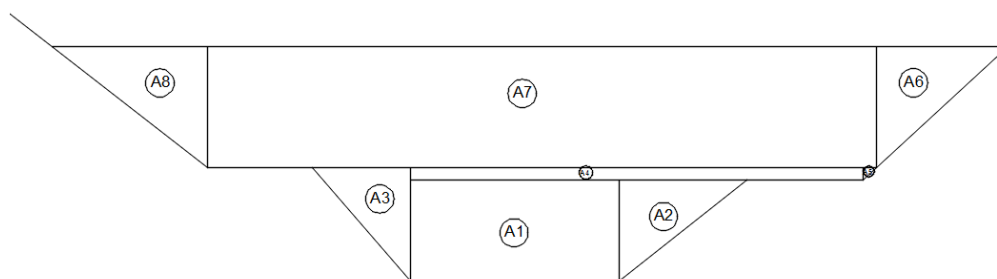


Figura 35. División de Áreas sección transversal 1000

Fuente: Autores del proyecto

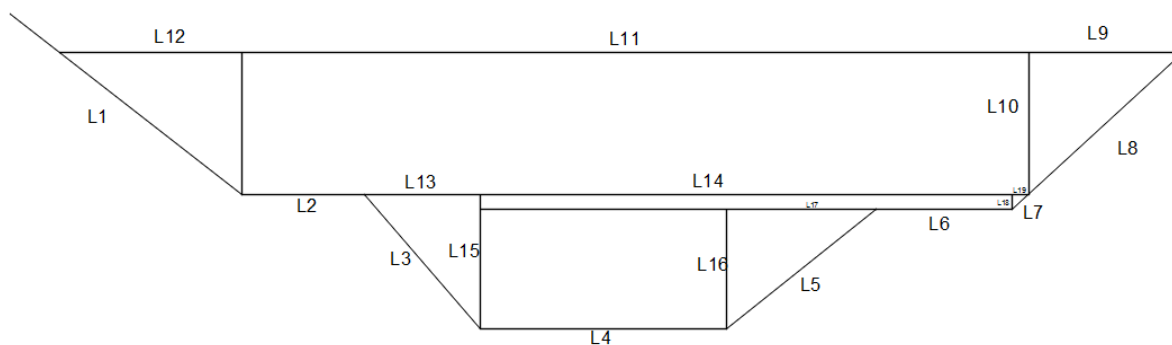


Figura 36. Longitudes sección transversal 1000

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 29.
Calculo área sección transversal 1000

SECCION(1000)																		
L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12	L13	L14	L15	L16	L17	L18	L19
1,7	0,9	1,3	1,8	1,4	1	0,16	1,54	1,13	1,02	5,77	1,34	0,85	3,9	0,98	0,87	1,1	0,11	0,12
A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	AT										
1,566	0,479	0,417	0,429	0,007	0,576	5,885	0,683	10,042										

Fuente: Autores del proyecto

- TRAMO 1000-1100

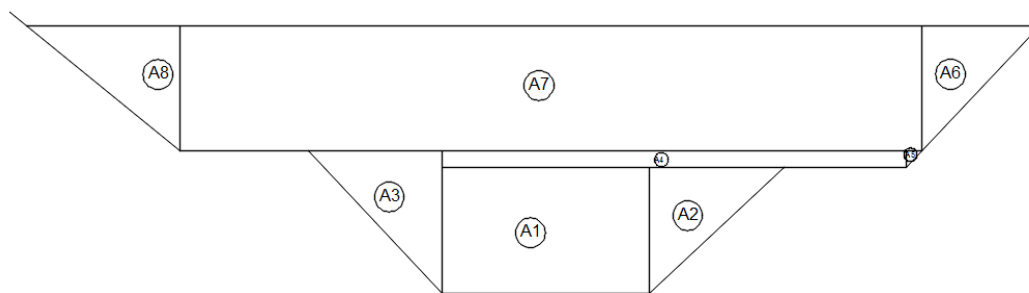


Figura 37. División de Áreas sección transversal 1100

Fuente: Autores del proyecto

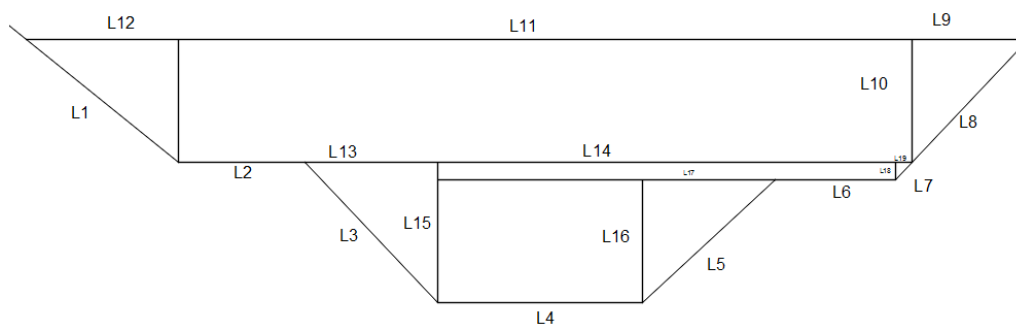


Figura 38. Longitudes sección transversal 1100

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 30.
Calculo área sección transversal 1100

SECCION(1100)																		
L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L1	L1	L1	L1	L1	L1	L1	L1	L1
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1,62	1,05	1,6	1,7	1,5	1	0,19	1,39	0,97	1	6,08	1,26	1,1	3,8	1,16	1,02	1,14	0,14	0,13
A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	AT										
1,73	0,56	0,63	0,53	0,00	0,48	6,08	0,63	10,66										
4	1	8	2	9	5	0	0	9										

Fuente: Autores del proyecto

- TRAMO 1100-1200

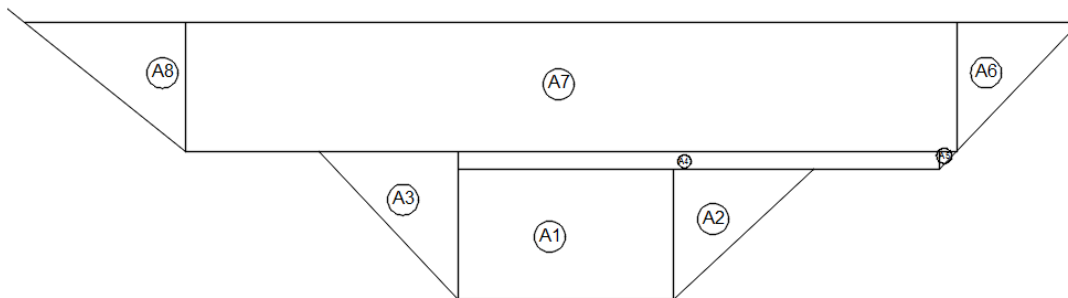


Figura 39. División de Áreas sección transversal 1200

Fuente: Autores del proyecto

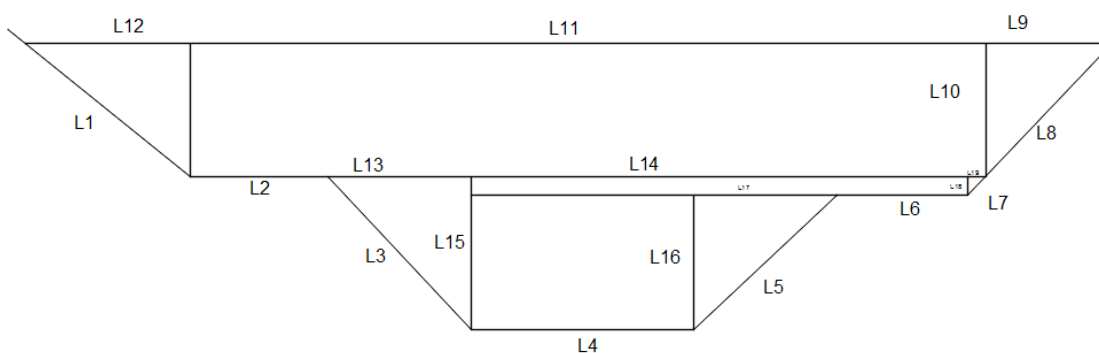


Figura 40. Longitudes sección transversal 1200

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 31.
Calculo área sección transversal 1200

SECCION(1200)																		
L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12	L13	L14	L15	L16	L17	L18	L19
1,62	1,05	1,6	1,7	1,5	1	0,19	1,39	0,97	1	6,08	1,26	1,1	3,8	1,16	1,02	1,1	0,14	0,13

A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	AT
1,734	0,561	0,638	0,532	0,009	0,485	6,080	0,630	10,669

Fuente: Autores del proyecto

- TRAMO 1200-1300

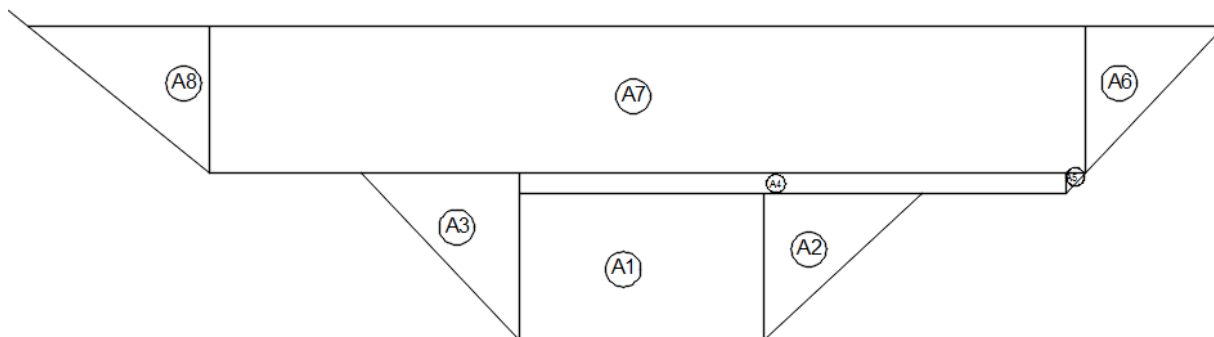


Figura 41. División de Áreas sección transversal 1300

Fuente: Autores del proyecto

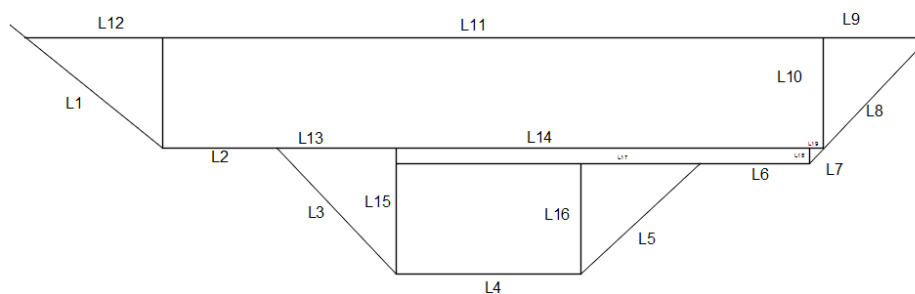


Figura 42. Longitudes sección transversal 1300

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 32.

Calculo área sección transversal 1300

SECCION(1300)																		
L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12	L13	L14	L15	L16	L17	L18	L19
1,62	1,05	1,6	1,7	1,5	1	0,19	1,39	0,97	1	6,08	1,26	1,1	3,8	1,16	1,02	1,1	0,14	0,13
A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8		AT									
1,734	0,561	0,638	0,532	0,009	0,485	6,080	0,630		10,669									

Fuente: Autores del proyecto

- TRAMO 1300-1400

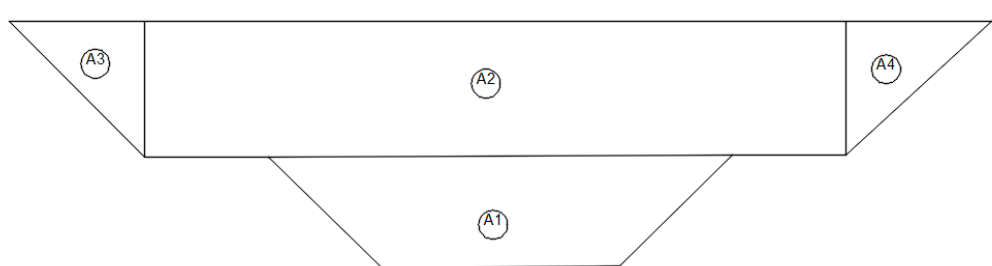


Figura 43. División de Áreas sección transversal 1400

Fuente: Autores del proyecto

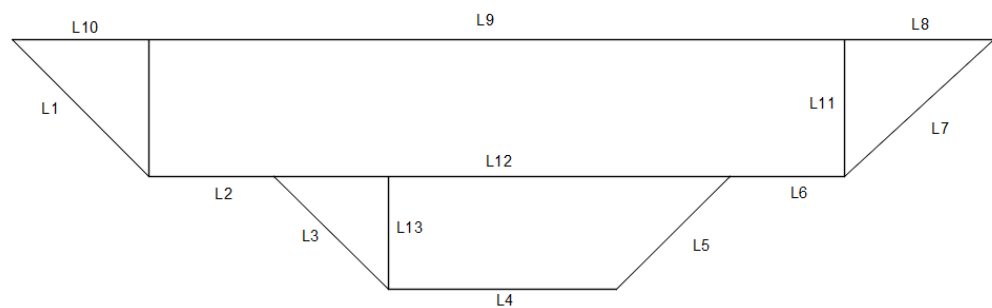


Figura 44. Longitudes sección transversal 1400

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 33.
Calculo área sección transversal 1400

SECCION(1400)												
L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12	L13
1,6971	1,1	1,4	2	1,4	1	1,7784	1,3125	6,1	1,2	1,2	4	0,98
A1	A2	A3	A4						AT			
2,940	7,320	0,720	0,788						11,768			

Fuente: Autores del proyecto

- TRAMO 1400-1500

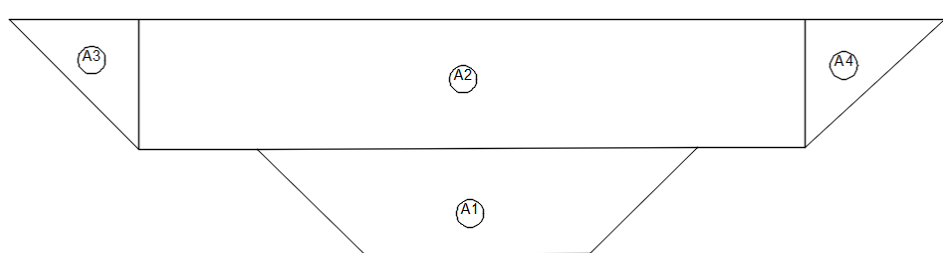


Figura 45. División de Áreas sección transversal 1500

Fuente: Autores del proyecto

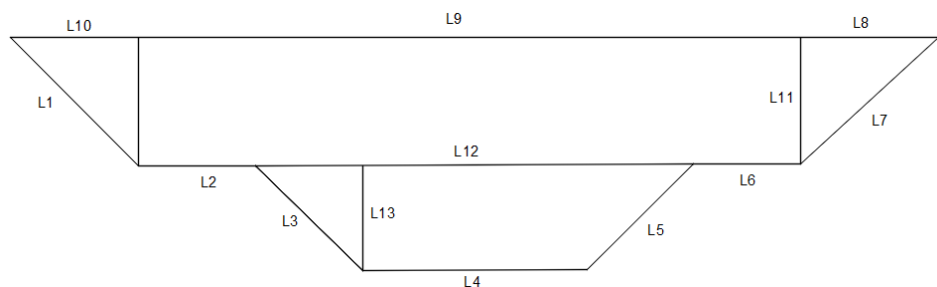


Figura 46. Longitudes sección transversal 1500

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 34.
Calculo área sección transversal 1500

SECCION(1500)												
L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12	L13
1,7	1,1	1,4	2,1	1,4	1	1,75	1,29	6,2	1,2	1,18	4,1	0,98
A1	A2	A3	A4									AT
3,038	7,316	0,708	0,761									11,823

Fuente: Autores del proyecto

- TRAMO 1500-1600

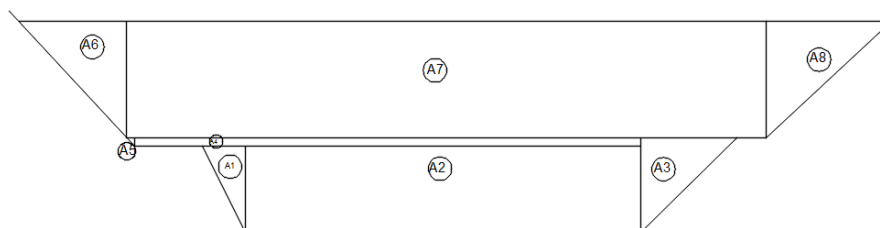


Figura 47. División de Áreas sección transversal 1600

Fuente: Autores del proyecto

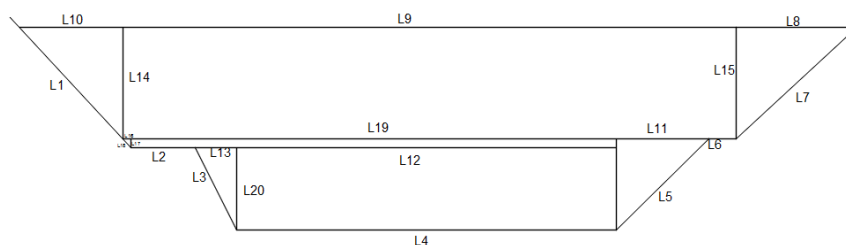


Figura 48. Longitudes sección transversal 1600

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 35.
Calculo área sección transversal 1600

SECCION(1600)																			
L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12	L13	L14	L15	L16	L17	L18	L19	L20
1,64	0,7	1	4,1	1,4	0,3	1,77	1,3	6,63	1,11	1	4,1	0,45	1,2	1,2	0,08	0,09	0,12	5,25	0,89
A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	AT											
0,200	3,649	0,490	0,473	0,004	1,332	7,956	1,560	15,663											

Fuente: Autores del proyecto

Al hallarse el Caudal por tramos, es necesario promediar las áreas y los perímetros de la sección inicial y final en cada tramo.

Tabla 36.
Calculo promedios de áreas y perímetros.

SECCION i	SECCION f	Ai (m2)	Af (m2)	Pi (m)	Pf (m)	Aprom(m2)	Pprom(m)
0	200	11,100	9,108	10,230	9,360	10,104	9,795
200	300	9,108	11,802	9,360	10,310	10,455	9,835
300	400	11,802	11,439	10,310	10,570	11,620	10,440
400	500	11,439	10,279	10,570	9,890	10,859	10,230
500	600	10,279	10,279	9,890	9,890	10,279	9,890
600	700	10,279	10,279	9,890	9,890	10,279	9,890
700	800	10,279	10,279	9,890	9,890	10,279	9,890
800	1000	10,279	10,042	9,890	9,800	10,161	9,845
1000	1100	10,042	10,669	9,800	10,070	10,355	9,935
1100	1200	10,669	10,669	10,070	10,070	10,669	10,070
1200	1300	10,669	10,669	10,070	10,070	10,669	10,070
1300	1400	10,669	11,768	10,070	10,376	11,218	10,223
1400	1500	11,768	11,823	10,376	10,450	11,795	10,413
1500	1600	11,823	15,663	10,450	11,060	13,743	10,755

Fuente: Autores del proyecto

5.2.1.2. Determinación del coeficiente n de Manning: Con el análisis de las fotografías (Ver Apéndice A) y con la ayuda de la tablas 5 y 6, se estiman los valores de coeficientes de rugosidad, los cuales corresponden a:

- Concreto $n = 0,013$
- Matorrales dispersos mucha maleza $n = 0,050$

- Piedra suelta $n = 0,032$

Debido a que la rugosidad del canal en el perímetro mojado es diferente, se requiere determinar una n de manning única para todo el perímetro, que tenga el mismo efecto que los coeficientes de rugosidad parciales. En este caso se utilizó la fórmula de HORTON Y EINSTEIN: (Chow Ven Te, 1994)

$$N_{Equiv} = \left[\sum_1^N \frac{\left(P_N N_N^{\frac{3}{2}} \right)}{P} \right]^{\frac{2}{3}} = \frac{\left(P_{1N_1^{\frac{3}{2}}} + P_{2N_2^{\frac{3}{2}}} + P_{NN^{\frac{3}{2}}} \right)^{\frac{2}{3}}}{P^{\frac{2}{3}}}$$

También se tuvo en cuenta un tramo de canal reconstruido en el barrio punta del llano con todos sus perímetros de concreto, pero con presencia de vegetación correspondiente al 10% del material en cada perímetro. A diferencia de los demás tramos los cuales tienen perímetros de concreto, piedra y 10% de vegetación.

A continuación se especifica el cálculo de n equiv en cada sección, luego al igual que en las áreas se promedian las rugosidades de la sección inicial y final de cada tramo.

Tabla 37.
Calculo n equivalente sección transversal 0.

SECCION 0			
SECCION	$n^{3/2}$	P	$n^{3/2} * P$
1	0,0338	1,67	0,010377471
2	0,0167	1,1	0,002373927

3	0,0167	1,46	0,003150849
4	0,0167	1,7	0,003668797
5	0,0167	1,5	0,003237173
6	0,0167	1,1	0,002373927
7	0,0338	1,7	0,010563892
	Σ	10,23	0,035746036
N equiv		0,0230269	

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 38.
Calculo n equivalente sección transversal 200.

SECCION 200			
SECCION	n3/2	P	n3/2*P
1	0,0338	1,31	0,0081
2	0,0167	1	0,0022
3	0,0167	1,25	0,0027
4	0,0167	1,9	0,0041
5	0,0167	1,2	0,0026
6	0,0167	1	0,0022
7	0,0338	1,7	0,0106
	Σ	9,36	0,0324
N equiv		0,0229	

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 39.
Calculo n equivalente sección transversal 300.

SECCION 300			
SECCION	n3/2	P	n3/2*P
1	0,0338	1,61	0,0100046
2	0,0167	1	0,0021581
3	0,0167	1,5	0,0032372
4	0,0167	2	0,0043162
5	0,0167	1,5	0,0032372
6	0,0167	1	0,0021581
7	0,0338	1,7	0,0105639
	Σ	10,31	0,0356753
N equiv		0,0228769	

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 40.
Calculo n equivalente sección transversal 400.

SECCION 400			
SECCION	n3/2	P	n3/2*P
1	0,0338	1,67	0,0103775
2	0,0167	1,1	0,0023739
3	0,0167	1,5	0,0032372
4	0,0167	2	0,0043162
5	0,0167	1,5	0,0032372
6	0,0167	1	0,0021581
7	0,0338	1,8	0,0111853

Σ	10,57	0,0368854
N equiv	0,0230062	

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 41.
Calculo n equivalente sección transversal 500.

SECCION 500			
SECCION	n ^{3/2}	P	n ^{3/2} *P
1	0,0338	1,64	0,010191
2	0,0167	0,9	0,0019423
3	0,0167	1,6	0,003453
4	0,0167	1,6	0,003453
5	0,0167	1,5	0,0032372
6	0,0167	1,05	0,002266
7	0,0338	1,6	0,0099425
	Σ	9,89	0,034485
	N equiv	0,022994	

Fuente: Autores del proyecto

. Calculo n equivalente sección transversal 600.

SECCION 600			
SECCION	n ^{3/2}	P	n ^{3/2} *P

1	0,0338	1,64	0,010191
2	0,0167	0,9	0,0019423
3	0,0167	1,6	0,003453
4	0,0167	1,6	0,003453
5	0,0167	1,5	0,0032372
6	0,0167	1,05	0,002266
7	0,0338	1,6	0,0099425
	Σ	9,89	0,034485

N equiv 0,022994

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 42.

Calculo n equivalente sección transversal 700.

SECCION 700			
SECCION	n ^{3/2}	P	n ^{3/2} *P
1	0,0338	1,64	0,010191
2	0,0167	0,9	0,0019423
3	0,0167	1,6	0,003453
4	0,0167	1,6	0,003453
5	0,0167	1,5	0,0032372
6	0,0167	1,05	0,002266
7	0,0338	1,6	0,0099425
	Σ	9,89	0,034485

N equiv 0,022994

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 43.
Calculo n equivalente sección transversal 800.

SECCION 800			
SECCION	n3/2	P	n3/2*P
1	0,0338	1,64	0,010191
2	0,0167	0,9	0,0019423
3	0,0167	1,6	0,003453
4	0,0167	1,6	0,003453
5	0,0167	1,5	0,0032372
6	0,0167	1,05	0,002266
7	0,0338	1,6	0,0099425
	Σ	9,89	0,034485
N equiv		0,022994	

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 44.
Calculo n equivalente sección transversal 1000.

SECCION 1000			
SECCION	n3/2	P	n3/2*P
1	0,013	1,7	0,0025198
2	0,013	0,9	0,001334
3	0,013	1,3	0,0019269
4	0,0167	1,8	0,0038846
5	0,0167	1,4	0,0030214

6	0,0167	1	0,0021581
7	0,0167	1,7	0,0036688
	Σ	9,8	0,0185136
N equiv		0,0152815	

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 45.
Calculo n equivalente sección transversal 1100

SECCION 1100			
SECCION	n3/2	P	n3/2*P
1	0,0338	1,62	0,0100668
2	0,0167	1,05	0,002266
3	0,0167	1,6	0,003453
4	0,0167	1,7	0,0036688
5	0,0167	1,5	0,0032372
6	0,0167	1	0,0021581
7	0,0338	1,6	0,0099425
	Σ	10,07	0,0347923
N equiv		0,022854	

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 46.
Calculo n equivalente sección transversal 1200.

SECCION 1200			
SECCION	n3/2	P	n3/2*P
1	0,0338	1,62	0,0100668
2	0,0167	1,05	0,002266
3	0,0167	1,6	0,003453
4	0,0167	1,7	0,0036688
5	0,0167	1,5	0,0032372
6	0,0167	1	0,0021581
7	0,0338	1,6	0,0099425
	Σ	10,07	0,0347923
N equiv		0,022854	

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 47.
Calculo n equivalente sección transversal 1300.

SECCION 1300			
SECCION	n3/2	P	n3/2*P
1	0,0338	1,62	0,0100668
2	0,0167	1,05	0,002266
3	0,0167	1,6	0,003453
4	0,0167	1,7	0,0036688
5	0,0167	1,5	0,0032372
6	0,0167	1	0,0021581
7	0,0338	1,6	0,0099425
	Σ	10,07	0,0347923

N equiv 0,022854

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 48.
Calculo n equivalente sección transversal 1400.

SECCION 1400			
SECCION	n ^{3/2}	P	n ^{3/2} *P
1	0,0338	1,6971	0,0105459
2	0,0167	1,1	0,0023739
3	0,0167	1,4	0,0030214
4	0,0167	2	0,0043162
5	0,0167	1,4	0,0030214
6	0,0167	1	0,0021581
7	0,0338	1,7784	0,0110511
	Σ	10,3755	0,0364879
N equiv 0,0231252			

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 49.
Calculo n equivalente sección transversal 1500.

SECCION 1500			
SECCION	n ^{3/2}	P	n ^{3/2} *P
1	0,0338	1,7	0,0105639
2	0,0167	1,1	0,0023739

3	0,0167	1,4	0,0030214
4	0,0167	2,1	0,004532
5	0,0167	1,4	0,0030214
6	0,0167	1	0,0021581
7	0,0338	1,75	0,0108746
	Σ	10,45	0,0365453
N equiv		0,0230393	

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 50.
Calculo n equivalente sección transversal 1600.

SECCION 1600			
SECCION	n3/2	P	n3/2*P
1	0,0338	1,76	0,0109367
2	0,0167	0,7	0,0015107
3	0,0167	1	0,0021581
4	0,0167	4,1	0,0088483
5	0,0167	1,4	0,0030214
6	0,0167	0,3	0,0006474
7	0,0338	1,8	0,0111853
	Σ	11,06	0,0383079
N equiv		0,0228918	

Fuente: Autores del proyecto

5.2.1.3. Calculo de la pendiente del canal: Con la topografía del canal (Ver Apéndice B), en donde se observa las curvas de nivel, se procede a aplicar la fórmula de pendiente tomando tramos de 200 o 100 metros.

$$S = \frac{\Delta Y}{\Delta X}$$

$$S_{0-200} = \frac{1176-1175}{200}=0,005$$

$$S_{200-300} = \frac{1175-1174}{100}=0,01$$

$$S_{300-400} = \frac{1174-1173}{100}=0,01$$

$$S_{400-500} = \frac{1173-1172}{100}=0,01$$

$$S_{500-600} = \frac{1172-1171}{100}=0,01$$

$$S_{600-700} = \frac{1171-1170}{100}=0,01$$

$$S_{700-800} = \frac{1170-1168}{100}=0,01$$

$$S_{800-1000} = \frac{1168-1166}{200}=0,01$$

$$S_{1000-1100} = \frac{1166-1165}{100}=0,01$$

$$S_{1100-1200} = \frac{1165-1163}{100} = 0,02$$

$$S_{1200-1300} = \frac{1163-1162}{100} = 0,021$$

$$S_{1300-1400} = \frac{1162-1161}{100} = 0,01$$

$$S_{1400-1500} = \frac{1161-1160}{100} = 0,01$$

$$S_{1500-1600} = \frac{1160-1159}{100} = 0,01$$

5.2.1.4. Calculo del caudal: Una vez halladas las variables involucradas en la ecuación de Manning, la ecuación del radio hidráulico ($R=A/P$), y la pendiente (S); se efectúan los respectivos cálculos para determinar el caudal Q (m^3/s), que se muestra en la tabla a continuación:

Tabla 51.
Calculo capacidad actual del canal.

TRAMO	A(m ²)	P(m)	R(m)	S	n equiv	V(m/s)	Q(m ³ /s)
0-200	10,104	9,795	1,032	0,005	0,023	3,145	31,773
200-300	10,455	9,835	1,063	0,010	0,023	4,552	47,591
300-400	11,620	10,440	1,113	0,010	0,023	4,682	54,400
400-500	10,859	10,230	1,061	0,010	0,023	4,524	49,128
500-600	10,279	9,890	1,039	0,010	0,023	4,462	45,871
600-700	10,279	9,890	1,039	0,010	0,023	4,462	45,871
700-800	10,279	9,890	1,039	0,010	0,023	4,462	45,871

800-1000	10,161	9,845	1,032	0,010	0,019	5,336	54,220
1000-1100	10,355	9,930	1,043	0,010	0,019	5,393	55,849
1100-1200	10,669	10,070	1,059	0,020	0,023	6,431	68,614
1200-1300	10,669	10,070	1,059	0,010	0,023	4,547	48,518
1300-1400	11,218	10,220	1,098	0,010	0,023	4,629	51,925
1400-1500	11,795	10,410	1,133	0,010	0,023	4,709	55,540
1500-1600	13,743	10,755	1,278	0,010	0,023	5,128	70,469

Fuente: Autores del proyecto

5.2.2. Caudal que aporta las aguas lluvias al canal abierto sobre el rio chiquito

Para el cálculo de caudales máximos de escorrentía pluvial utilizaremos el método racional, correspondiente a la siguiente formula:

$$Q = C * I * A$$

Donde:

Q: Caudal máximo expresado en m³/s

C: Coeficiente de escorrentía.





I: Intensidad de la precipitación concentrada en m/s en un período igual al tiempo de concentración t_c.

A: Área de la cuenca hidrográfica en m².

5.2.2.1. Calculo del coeficiente de escorrentía o impermeabilidad: Para determinar el coeficiente de escorrentía (C) utilizamos la tabla 11 que nos permite clasificar y dar un coeficiente a cada zona, dependiendo del tipo de superficie que se encuentre allí. Como son diferentes superficies, se halló un coeficiente para cada tipo y luego se pondero para obtener un coeficiente para toda la zona aplicando la siguiente formula:

$$\hat{C} = \frac{\sum CA}{\sum A}$$

Tabla 52.
Tipos de coeficientes de escorrentía según superficie

COLOR	TIPO DE SUPERFICIE	C
	Ladera con vegetación	0,30
	Ladera sin vegetación	0,60
	Zonas comerciales o industriales	0,95
	Residencial, con casas contiguas, predominio de zonas duras	0,75

Fuente: Autores del proyecto

5.2.2.2. Calculo de la intensidad: Las curvas de intensidad-Duración-Frecuencia es un factor determinante a la hora de hallar el valor de la intensidad, por lo tanto el valor de los años de diseño o periodos de retorno, en este caso se toma el criterio de canales abiertos donde las condiciones de escorrentía son mayores y el cambio climático en estos tiempos es tan variado por eso se toma el periodo de retorno más crítico (100 años); De acuerdo a las curvas ajustadas de intensidad-frecuencia-duración de la Estación: 1605504 ABREGO CENTRO AD.(Ver

Apéndice C)

5.2.2.3. Calculo del Área: Para calcular el área de cada cuenca utilizaremos el programa Google Earth, ya que se ha dividido por sectores cada cuenca.

- Caudal que fluye por la quebrada san Cayetano que va dirigido al puente de san Antonio.

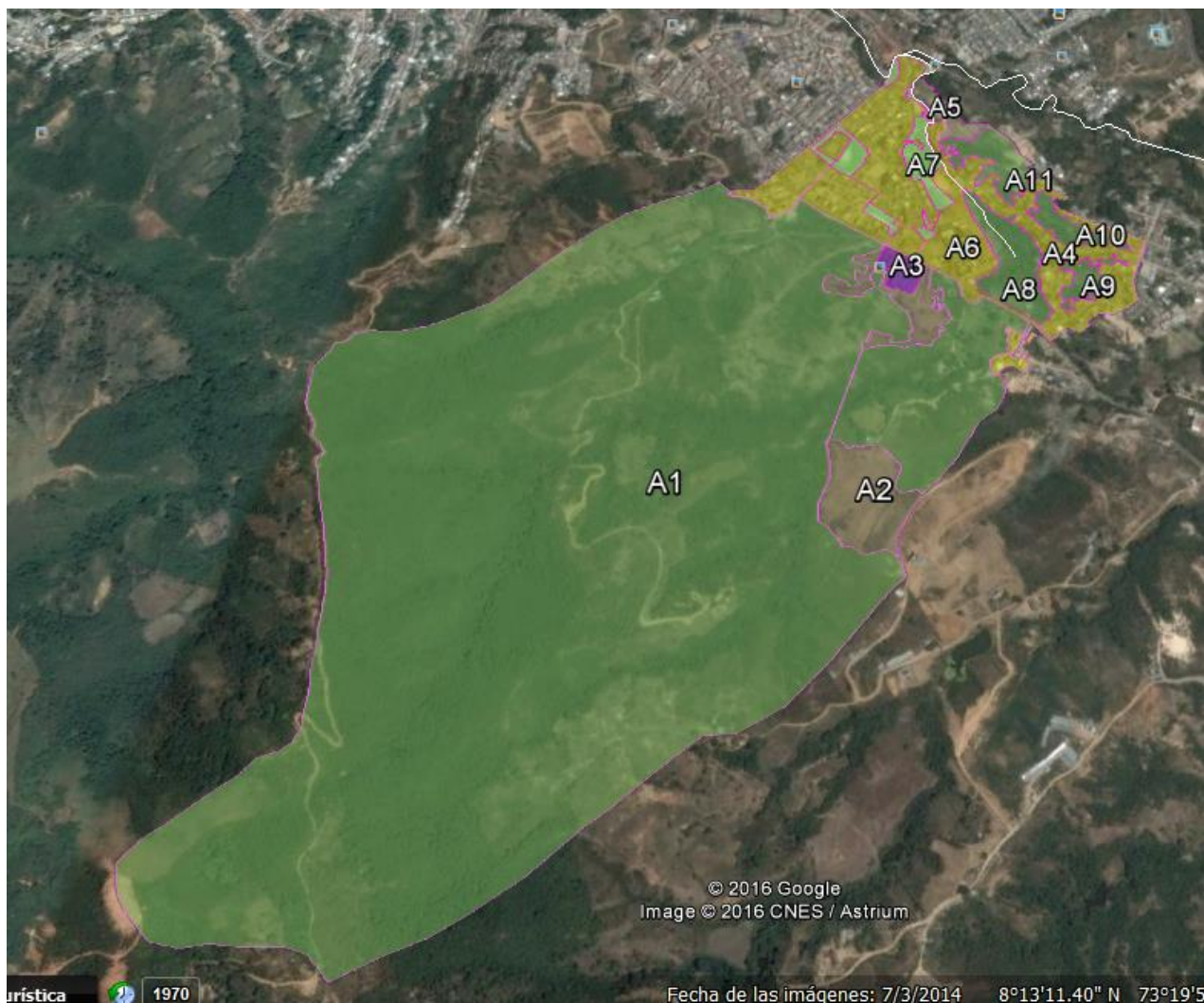


Figura 49. Cuenca quebrada san Cayetano

Fuente: Google Earth

Como se aprecia el área está dividida por diferentes zonas que nos proporcionan diferentes coeficientes de escorrentía los cuales tendrán en cada zona una velocidad diferente.

Área aferente:

Tabla 53.
Áreas de la zona de la quebrada san Cayetano.

AREAS DE LA ZONA DE LA QUEBRADA SAN CAYETANO					
DESCRIPCION					AREA TOTAL
A1	119,432				
A2		4,394			
A3			0,546		
A4				4,408	
A5		0,786			
A6				9,836	
A7	1,901				
A8	2,224				
A9	0,670				
A10	0,820				
A11	1,548				
AREA TOTAL ZONAS	126,595	5,18	0,546	14,244	146,565

Fuente: Autores del proyecto

Coefficiente de Escorrentía: La zona está constituida por Diferentes Sectores, cada uno difiere en su área y coeficiente de Escorrentía, entonces lo indispensable es calcular un coeficiente ponderado para obtener el valor adecuado de nuestra cuenca.

Tabla 54.
Calculo c ponderado quebrada san Cayetano.

DESCRIPCION	C	AREA(Ha)
Ladera Con Vegetación	0,3	126,595
Ladera sin Vegetación	0,6	5,18
Zonas comerciales o Industriales	0,95	0,546
Residencial, Con Casas Contiguas, Predominios de Zonas duras	0,75	14,244
Área Total		146,565
	<u>C</u>	<u>0,357</u>

Fuente: Autores del proyecto

Intensidad: A continuación se mostrara los cálculos necesarios para la obtención de la intensidad:

$$T_e = T_c$$

$$T_c = \frac{0,707(1,1 - C)L^{\frac{1}{2}}}{S_p^{\frac{1}{3}}}$$

L=Longitud más larga del área aportante. (Long. 2.500 mts).

Para esta distancia fue necesario el uso de google Earth.

- Pendientes presentes en la conducción del fluido por la cuenca de mayor distancia para la quebrada de San Cayetano. (S_p)

$$S_p = \frac{\Delta \text{ cotas}}{\text{Longitud del tramo}}$$

S_p = Pendiente del tramo

Δ cotas= Diferencia entre cotas

Tabla 55.

Calculo de Pendiente de la longitud más larga de la cuenca san cayetano

Longitud de la cuenca (m)			2500m
Cota Inicio	Cota Final	Longtd.	Sp
1616	1432	502	0,367
1432	1368	209	0,306
1368	1365	42	0,071
1365	1338	69	0,391
1338	1315	103	0,223
1315	1265	355	0,141
1265	1257	120	0,067
1257	1254	80	0,038
1254	1218	510	0,071
1218	1220	160	0,013
1220	1199	350	0,060
TOTAL		2500m	

Fuente: Autores del proyecto

$$\hat{S}p = \frac{\Sigma.Sp.Lntd}{Lntd T}$$

$\hat{S}p$ = Pendiente Ponderada

$\Sigma.Sp.Lntd$ = Sumatoria pendiente * longitud

$Lntd T$ = Longitud total

$$\hat{S}p = 0,1686$$

Se escoge el valor de la pendiente ponderada para el cálculo del tiempo de entrada de la cuenca.

Entonces:

$$T_c = \frac{0,707(1,1 - 0,357)2500^{\frac{1}{2}}}{0,1686^{\frac{1}{3}}}$$

$$T_c = 47,544 \text{ min}$$

Una vez hallados los valores del tiempo de concentración que es 47,544 min y el periodo de retorno que es de 100 años procedemos a determinar la intensidad en mm/hr utilizando la ecuación de las curvas IDF (Ver Apéndice C).

$$I=98,886\text{mm/hr}$$

$$I=98,886\text{mm/hr} * 2,78$$

$$I= 274,9 \text{ lt/s.Ha}$$

Una vez calculado las tres variables de la ecuación del caudal procedemos a su determinación.

$$Q = C * I * A$$

$$C = 0,357 \text{ (Tabla 54)}$$

$$I = 274,9 \frac{\text{lt}}{\text{s.Ha}}$$

$$A = 146,565 \text{ Ha (Tabla 53)}$$

$$Q = 0,357 * 274,9 * 146,565$$

$$Q = 14.383,787 \frac{\text{lt}}{\text{s}} = 14,384 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

5.2.2.4. Caudal que fluye por la quebrada el tejlar que va dirigido al puente de san

Antonio.

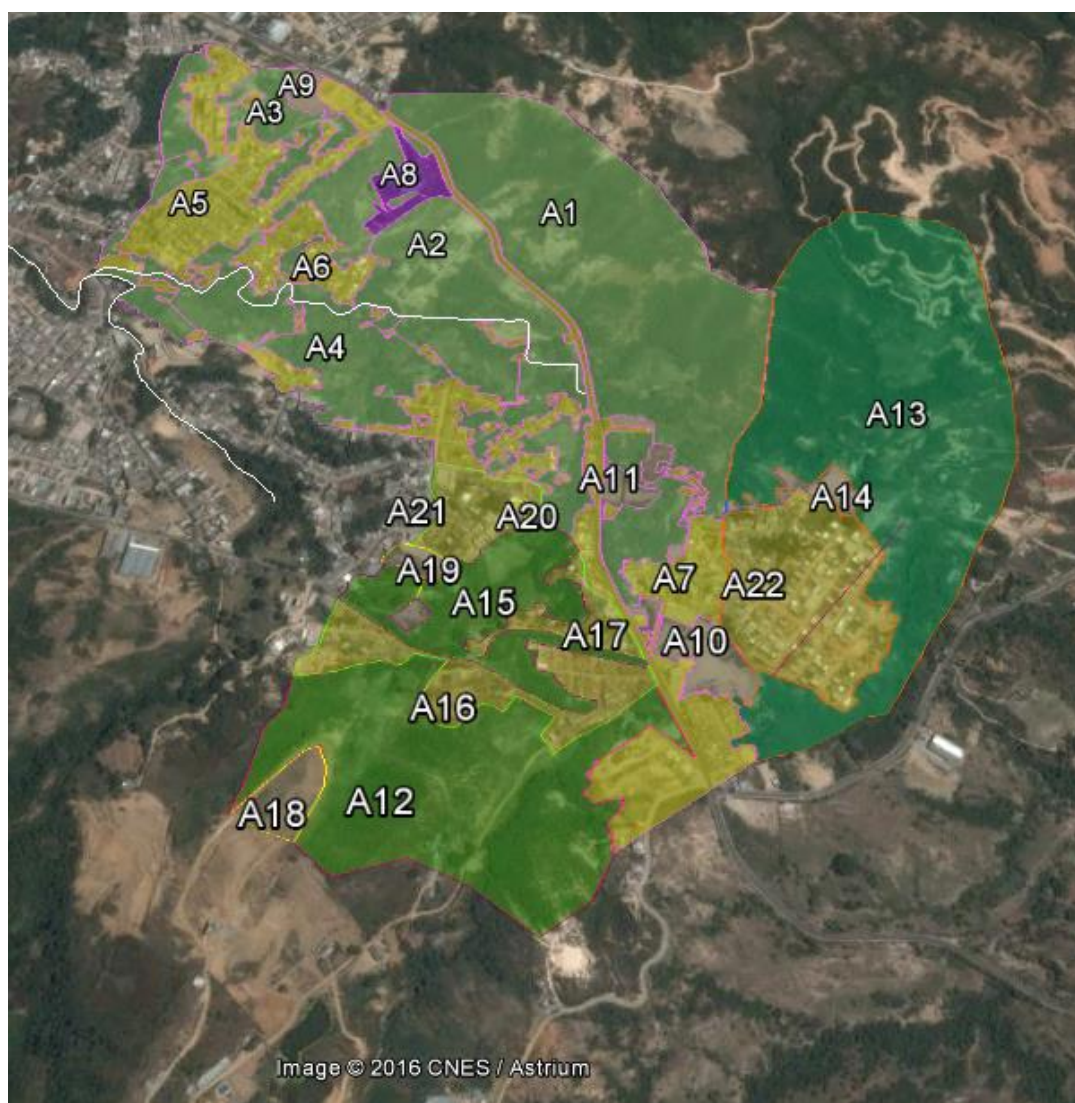


Figura 50. Cuenca quebrada el tejlar.

Fuente: Google Earth

Área aferente:**Tabla 56.**
Áreas de la zona de la quebrada el tejlar

AREAS DE LA ZONA DE LA QUEBRADA EL TEJAR						
	DESCRIPCION					AREA TOTAL
AREAS (HA)	A1	22,668				
	A2	5,319				
	A3	8,449				
	A4	8,264				
	A5					7,546
	A6					1,972
	A7					3,412
	A8				1,341	
	A9		0,487			
	A10		1,018			
	A11		0,883			
	A12	12,678				
	A13	23,585				
	A14		0,606			
	A15	5,096				
	A16					3,436
	A17					1,093
	A18		0,939			
	A19		0,533			
	A20		0,104			
	A21					1,860
	A22					6,333
	AREA TOTAL ZONAS	86,059	4,57	1,341	25,652	117,622

Fuente: Autores del proyecto

Coeficiente de Escorrentía:

Tabla 57.

Calculo c ponderado quebrada el tejar.

DESCRIPCION	C	AREA(Ha)
Ladera Con Vegetación	0,3	86,059
Ladera sin Vegetación	0,6	4,57
Zonas comerciales o Industriales	0,95	1,341
Residencial, Con Casas Contiguas, Predominios de Zonas duras	0,75	25,652
Área Total		117,622

$$\frac{C}{\quad} = 0,417$$

Fuente: Autores del proyecto

Intensidad: A continuación se mostrara los cálculos necesarios para la obtención de la intensidad:

$$T_e = T_c$$

$$T_c = \frac{0,707(1,1 - C)L^{\frac{1}{2}}}{S_p^{\frac{1}{3}}}$$

L=Longitud más larga del área aportante. (Long. 1.684 mts).

Para esta distancia fue necesario el uso de google Earth.

- Pendientes presentes en la conducción del fluido por la cuenca de mayor distancia para la quebrada de San Cayetano. (Sp)

$$Sp = \frac{\Delta \text{cotas}}{\text{Longitud del tramo}}$$

Sp= Pendiente del tramo

Δcotas = Diferencia entre cotas

Tabla 58.

Calculo de Pendiente de la longitud más larga de la cuenca el tejlar.

Longitud de la cuenca (m)			1684m
Cota Inicio	Cota Final	Longtd.	Sp
1284	1275	140	0,06
1275	1256	190	0,10
1256	1243	110	0,12
1243	1239	220	0,02
1239	1236	70	0,04
1236	1217	326	0,06
1217	1221	85	0,05
1221	1205	345	0,05
1205	1197	198	0,04
	TOTAL	1684m	

Fuente: Autores del proyecto

$$\hat{S}_p = \frac{\Sigma. Sp. Lntd}{Lntd T}$$

\hat{S}_p = Pendiente Ponderada

$\Sigma. Sp. Lntd$ = Sumatoria pendiente * longitud

$Lntd T$ = Longitud total

$$\hat{S}_p = 0,056$$

Se escoge el valor de la pendiente ponderada para el cálculo del tiempo de entrada de la cuenca.

Entonces:

$$T_c = \frac{0,707(1,1 - 0,417)1684^{\frac{1}{2}}}{0,056^{\frac{1}{3}}}$$

$$T_c = 51,79 \text{ min}$$

Una vez hallados los valores del tiempo de concentración que es 46,335 min y el periodo de retorno que es de 100 años procedemos a determinar la intensidad en mm/hr utilizando la ecuación de las curvas IDF (Ver Apéndice C).

$$I=92,9\text{mm/hr}$$

$$I=92,9\text{mm/hr} * 2,78$$

$$I= 258,262 \text{ lt/s.Ha}$$

Una vez calculado las tres variables de la ecuación del caudal procedemos a su determinación.

$$Q = C * I * A$$

$$C = 0,417 \text{ (Tabla 57)}$$

$$I = 261,9 \frac{\text{lt}}{\text{s.Ha}}$$

$$A = 117,622 \text{ Ha (Tabla 56)}$$

$$Q = 0,417 * 258,262 * 117,622$$

$$Q = 12667,33 \frac{\text{lt}}{\text{s}} = 12,667 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

5.2.2.5. Caudal que recibe el Box Coulvert de las quebradas en el puente san Antonio.

$$Q_T = Q_1 + Q_2$$

$$Q_1 = \text{Caudal Aporta Quebrada San Cayetano} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right)$$

$$Q_2 = \text{Caudal Aporta Quebrada El Tejar} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right)$$

$$Q_T = 14,384 + 12,667$$

$$Q_T = 27,051 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

5.2.2.6. Caudal que recibe y transporta el Box coulvert hasta el barrio palomar.

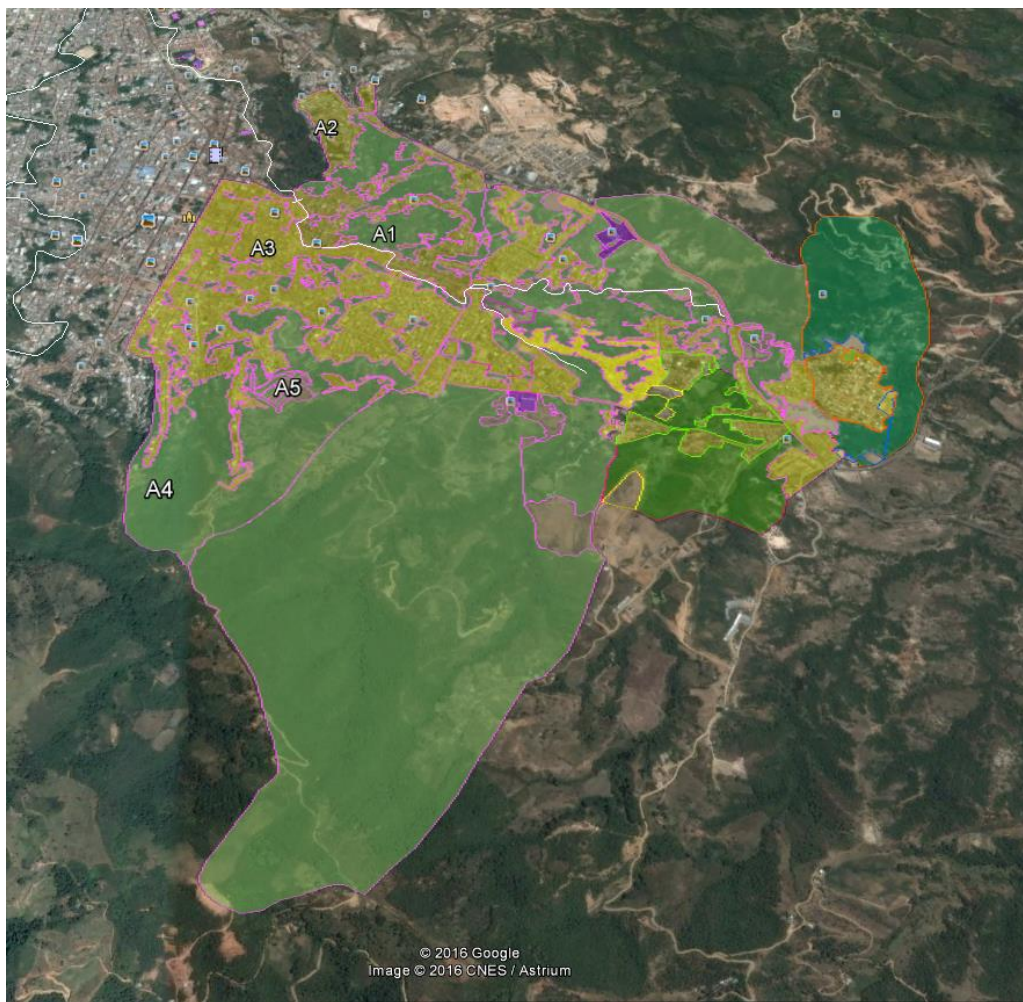


Figura 51. Cuencas de las quebradas san Cayetano y el tejlar.

Fuente: Google Earth

Área aferente:

Tabla 59.
Áreas aferentes al box coulvert

AREAS AFERENTES AL BOX COULVERT					
DESCRIPCION					AREA TOTAL

AREAS (HA)	A1	18,896				
	A2				22,269	
	A3				49,768	
	A4	38,777				
	A5		1,313			
AREA TOTAL ZONAS		57,673	1,313	0	72,037	131,023

Fuente: Autores del proyecto

Área total: Contiene área aferente más la contribuyente de las cuencas san Cayetano y el tejar.

Tabla 60.
Áreas totales hasta el palomar.

AREAS TOTALES HASTA EL PALOMAR						
DESCRIPCION						AREA TOTAL
AREAS (HA)	Quebrada san Cayetano	126,595	5,18	0,546	14,244	
	Quebrada el tejar	86,059	4,57	1,341	25,652	
	Aferente al box couvert	57,673	1,313	0	72,037	
	AREA TOTAL ZONAS	270,327	11,063	1,887	111,933	395,21

Fuente: Autores del proyecto

Coefficiente de Escorrentía:

Tabla 61.
Calculo c ponderado hasta el palomar

DESCRIPCION	C	AREA(Ha)
Ladera Con Vegetación	0,3	270,327
Ladera sin Vegetación	0,6	11,063
Zonas comerciales o Industriales	0,95	1,887
Residencial, Con Casas Contiguas,	0,75	111,933

Predominios de Zonas duras	
Área Total	395,21
C	0,4389

Fuente: Autores del proyecto

Intensidad: A continuación se mostrara los cálculos necesarios para la obtención de la intensidad:

$$Tc = Te + Tt$$

Te: Se asigna al mayor de los tiempos de concentración de las cuencas de las quebradas san Cayetano y el tejlar.

$$Tc \text{ San cayetano} = 47,544 \text{ min} < Tc \text{ El tejlar} = 51,79 \text{ min}$$

Tt: Tiempo de viaje o tránsito del agua dentro del colector.

$$Tt = \frac{l}{60 * V}$$

Donde L: longitud del Box Coulvert =1000 m

V: Velocidad del Box Coulvert

Calculo de la velocidad del Box Coulvert: Se realiza con la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Conociendo que la sección es rectangular se utilizan las siguientes fórmulas para hallar el Radio hidráulico:

$$A = B * Y$$

$$R = \frac{B * Y}{B + 2Y}$$

Datos actuales del Box coulvert:

Sección tipo I (2.35*1.70) DOBLE

H = 1,70 m → altura de la sección

B = 2,35 m → base de la sección

Sección tipo II (2.35*1.80) DOBLE

H = 1,80 m → altura de la sección

B = 2,35 m → base de la sección

Sección tipo III (2.80*1.95)

H = 1,95 m → altura de la sección

B = 2,80 m → base de la sección

Sección tipo IV (3.00*2.05)

H = 2,05 m → altura de la sección

B = 3 m → base de la sección

Tenemos: $A_I = 3,99 \text{ m}^2$, $R_I = 0,69 \text{ m}$

$$A_{II} = 4,23 \text{ m}^2, R_{II} = 0,71 \text{ m}$$

$$A_{III} = 5,46 \text{ m}^2, R_{III} = 0,81 \text{ m}$$

$$A_{IV} = 6,15 \text{ m}^2, R_{IV} = 0,87 \text{ m}$$

Ahora teniendo la pendiente (S) = 0,01 y la Rugosidad de concreto fundido en sitio, formas lisas (n) = 0,015 del Box, se halla la velocidad.

$$V = \frac{1}{0,015} * 0,69^{\frac{2}{3}} * 0,01^{\frac{1}{2}} = 5,21 \text{ m/s}$$

$$V = \frac{1}{0,015} * 0,71^{\frac{2}{3}} * 0,01^{\frac{1}{2}} = 5,31 \text{ m/s}$$

$$V = \frac{1}{0,015} * 0,81^{\frac{2}{3}} * 0,01^{\frac{1}{2}} = 5,79 \text{ m/s}$$

$$V = \frac{1}{0,015} * 0,87^{\frac{2}{3}} * 0,01^{\frac{1}{2}} = 6,08 \text{ m/s}$$

Calculamos el Tt del colector con la mayor velocidad:

$$Tt = \frac{l}{60 * V}$$

$$Tt = \frac{1000}{60 * 6,08} = 2,74 \text{ min}$$

Por lo tanto:

$$Tc = 51,79 + 2,74 = 54,53 \text{ min}$$

Una vez hallados los valores del tiempo de concentración que es 54,53 min y el periodo de retorno que es de 100 años procedemos a determinar la intensidad en mm/hr utilizando la ecuación de las curvas IDF (Ver Apéndice C).

$$I = 89,23 \text{ mm/hr}$$

$$I = 89,23 \text{ mm/hr} * 2,78$$

$$I = 248,06 \text{ lt/s.Ha}$$

Una vez calculado las tres variables de la ecuación del caudal procedemos a su determinación.

$$Q = C * I * A$$

$$C = 0,4389 \text{ (Tabla 60)}$$

$$I = 248,06 \frac{\text{lt}}{\text{s.Ha}}$$

$$A = 395,21 \text{ Ha (Tabla 59)}$$

$$Q = 0,4389 * 248,06 * 395,21$$

$$Q = 43027,91 \frac{\text{lt}}{\text{s}} = 43,03 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

5.2.2.7. Caudal que recibe y transporta el canal abierto hasta el barrio el retiro.

Desde el barrio palomar hasta el retiro continuamos calculando el caudal cada 200 o 100 metros, teniendo en cuenta las áreas aferentes y contribuyentes.

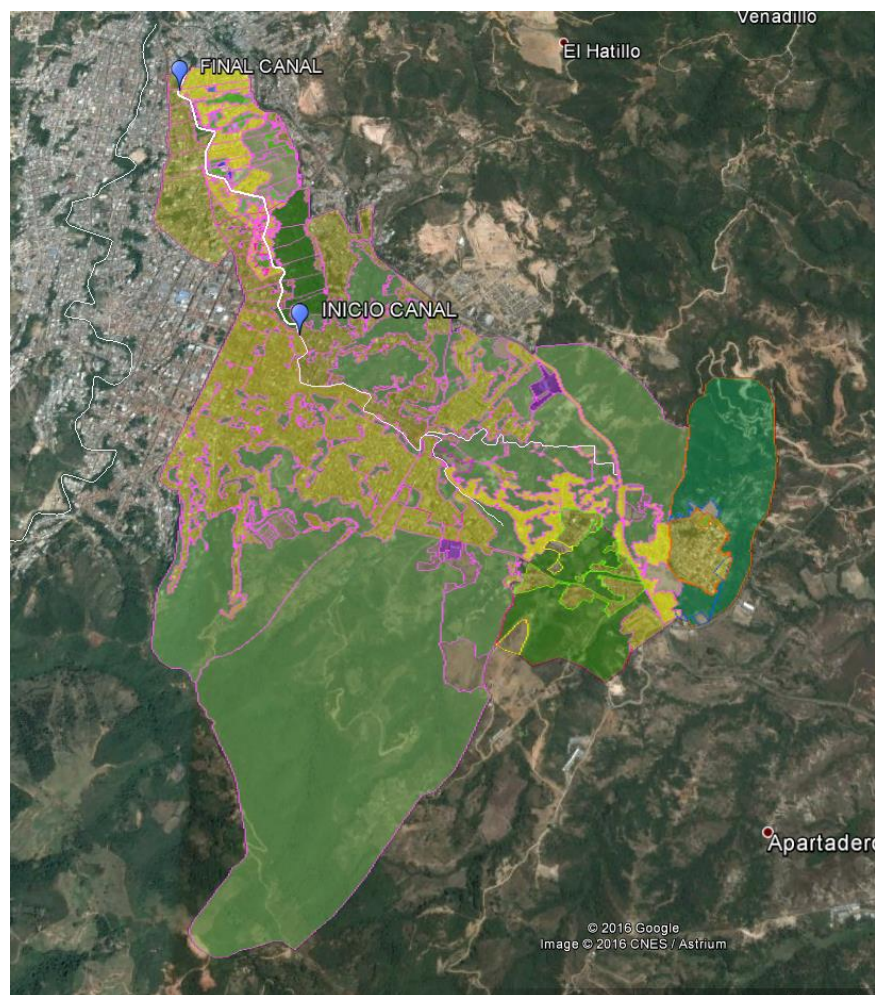


Figura 52. Cuencas que recibe el canal abierto sobre el rio chiquito

Fuente: Google Earth

Tabla 62.
Calculo caudales máximos de escorrentía.

TRAMO		AREA PROPIA + CONTRIBUYENTE(Ha)				Área total (Ha)
Inicial	Final	L. V(A1)	L. SIN V(A2)	COM o IND (A3)	RESID (A4)	
Queb 1	S Antonio	126,60	5,18	0,55	14,24	146,57
Queb 2	S Antonio	86,06	4,57	1,34	25,65	117,62
S Antonio	0	270,33	11,06	1,89	111,93	395,21
0	200	272,59	11,06	1,89	113,02	398,57
200	300	274,07	11,06	1,89	114,23	401,25
300	400	275,47	11,06	1,89	115,67	404,09
400	500	277,38	11,06	1,89	117,25	407,59
500	600	278,36	11,06	1,89	119,19	410,50
600	700	280,67	11,06	1,89	121,66	415,27
700	800	281,70	12,00	1,89	123,33	418,93
800	1000	281,70	14,51	1,89	126,02	424,12
1000	1100	282,60	15,27	1,89	136,22	435,97
1100	1200	283,15	16,04	1,89	139,95	441,03
1200	1300	283,83	16,63	1,89	142,90	445,24
1300	1400	284,73	16,72	1,89	145,34	448,68
1400	1500	285,75	16,72	1,89	146,64	450,99
1500	1600	285,75	16,72	1,89	148,84	453,20
1600	1670	285,75	16,72	1,89	152,16	456,51

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 63.
Calculo caudales máximos de escorrentía (continuación)

A1*C	A2*C	A3*C	A4*C	C promedio ponderado	longitud (m)	V (m/s)
37,98	3,11	0,52	10,68	0,36	2500,00	
25,82	2,74	1,27	19,24	0,42	1684,00	
81,10	6,64	1,79	83,95	0,44	1000,00	6,08
81,78	6,64	1,79	84,77	0,44	200,00	3,14
82,22	6,64	1,79	85,68	0,44	100,00	4,55
82,64	6,64	1,79	86,75	0,44	100,00	4,68
83,22	6,64	1,79	87,94	0,44	100,00	4,52
83,51	6,64	1,79	89,39	0,44	100,00	4,46
84,20	6,64	1,79	91,24	0,44	100,00	4,46
84,51	7,20	1,79	92,50	0,44	100,00	4,46
84,51	8,70	1,79	94,52	0,45	200,00	5,34
84,78	9,16	1,79	102,17	0,45	100,00	5,39
84,95	9,62	1,79	104,96	0,46	100,00	6,43
85,15	9,98	1,79	107,17	0,46	100,00	4,55
85,42	10,03	1,79	109,00	0,46	100,00	4,63
85,72	10,03	1,79	109,98	0,46	100,00	4,71
85,72	10,03	1,79	111,63	0,46	100,00	5,13
85,72	10,03	1,79	114,12	0,46	65,00	5,13

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 64.
Calculo caudales máximos de escorrentía (continuación)

Te (minut)	Tt minut	TC (minut)	Intensidad (mm/h)	Q diseño	
				L/S	m ³ /s
47,54		47,54	274,90	14383,79	14,38

51,79		51,79	258,26	12667,33	12,67
51,79	2,74	54,53	248,06	43135,75	43,14
54,53	1,06	55,59	244,31	42843,78	42,84
55,59	0,37	55,96	243,06	42911,64	42,91
55,96	0,36	56,31	241,86	43002,61	43,00
56,31	0,37	56,68	240,61	43150,19	43,15
56,68	0,37	57,06	239,33	43227,61	43,23
57,06	0,37	57,43	238,08	43501,65	43,50
57,43	0,37	57,80	236,80	43648,81	43,65
57,80	0,62	58,43	234,69	44790,64	44,79
58,43	0,31	58,74	233,63	45835,71	45,84
58,74	0,26	59,00	232,74	47217,49	47,22
59,00	0,37	59,36	231,52	47417,38	47,42
59,36	0,36	59,72	230,30	47530,74	47,53
59,72	0,35	60,08	229,10	47528,41	47,53
60,08	0,33	60,40	228,10	47551,84	47,55
60,40	0,21	60,61	227,45	47763,42	47,76

Fuente: Autores del proyecto

Después de determinar el caudal que recibe el canal abierto mediante el método racional y la capacidad hidráulica de dicha estructura; continuamos a verificar el cumplimiento de los parámetros como velocidad máxima y mínima y por supuesto si nuestro canal actualmente está en capacidad de recibir las aguas lluvias procedentes de las cuencas (quebrada san Cayetano, el tejero) y las que escurren de la ciudad.

Tabla 65.

Chequeo de velocidades y caudales.

CHEQUEO					
TRAMO	V(m/s)	Q(m3/s)	V Min=0,75 m/s	V Max=8m/s	Q Max(m3/s)
0-200	3,145	31,773	Cumple	Cumple	42,844
200-300	4,552	47,591	Cumple	Cumple	42,912
300-400	4,682	54,400	Cumple	Cumple	43,003
400-500	4,524	49,128	Cumple	Cumple	43,150
500-600	4,462	45,871	Cumple	Cumple	43,228
600-700	4,462	45,871	Cumple	Cumple	43,502
700-800	4,462	45,871	Cumple	Cumple	43,649
800-1000	5,336	54,220	Cumple	Cumple	44,791
1000-1100	5,393	55,849	Cumple	Cumple	45,836
1100-1200	6,431	68,614	Cumple	Cumple	47,217
1200-1300	4,547	48,518	Cumple	Cumple	47,417
1300-1400	4,629	51,925	Cumple	Cumple	47,531
1400-1500	4,709	55,540	Cumple	Cumple	47,528
1500-1600	5,128	70,469	Cumple	Cumple	47,552

Fuente: Autores del proyecto

En la tabla 65 se realiza el chequeo con respecto a los parámetros máximos y mínimos definidos en el Ras 2000 título D. Se observa el cumplimiento de velocidades, por otra parte el canal no cumple con el caudal máximo en el primer tramo y en los tramos siguientes muchos trabajan en su máxima capacidad; Por lo tanto, se proponen diseños de secciones transversales y curvas horizontales que haga que el sistema del canal abierto funcione ópticamente.

$$AR^{\frac{2}{3}} = \frac{Qn}{S^{\frac{1}{2}}}$$

Donde:

Q: Caudal (m³/s)

n: Rugosidad

S: Pendiente

R: Radio hidráulico (m)

A: Área (m²)

Se sustituyen las expresiones A y P de un trapecio en la ecuación de R=A/P de acuerdo a la figura ():

$$A = (b + zy)y$$

$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$$

$$R = \frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}}$$

Para luego definir la siguiente igualación:

$$AR^{\frac{2}{3}} = \frac{[(b + zy)y]^{\frac{5}{3}}}{(b + 2y\sqrt{1 + z^2})^{\frac{2}{3}}}$$

$$\frac{Qn}{\frac{1}{s^2}} = \frac{[(b + zy)y]^{\frac{5}{3}}}{(b + 2y\sqrt{1 + z^2})^{\frac{2}{3}}}$$

Se suponen varios valores para b y z y se resuelve la ecuación para la profundidad y, obteniéndose varias combinaciones de dimensiones; se escogen con base a la eficiencia hidráulica y aspectos constructivos.

En este caso se tomó un talud de 0,577 para todos los tramos, valor escogido de la tabla 66 que recomienda las pendientes según el material.

Tabla 66: Pendientes laterales apropiadas para canales construidos en diferentes clases de materiales.

Pendientes laterales apropiadas para canales construidos en diferentes clases de materiales.

Material	Pendiente lateral
Roca	Aproximadamente vertical
Estiércol y suelos de turba	¼:1
Arcilla rígida o tierra con recubrimiento de concreto	½:1 a 1:1
Tierra con recubrimiento de piedras o tierra en canales grandes	1:1
Arcilla firme o tierra en canales pequeños	1 ½ :1
Tierra arenosa suelta	2:1
Marga arenosa o arcilla porosa	3:1

Fuente: (Chow Ven Te, 1994)

Además se escogió una berma de 1m que permita la colocación del colector debajo de esta y un borde libre de 1 m con el objetivo de prevenir que ondas o fluctuaciones en la superficie del

agua causen desbordes por encima de los lados.

Al tratarse de una sección compuesta se toman dos trapecios, donde se halla inicialmente las características hidráulicas del más pequeño (base, talud, la lámina de agua y ancho superficial)

Y se parte de este para el siguiente, ya que la base del segundo es el ancho superficial más las bermas del primero.

Finalmente se chequea el cumplimiento de las velocidades máximas y mínimas definidas en el libro Vente Chow y el reglamento RAS 2000 Titulo D; Donde se define una $V_{\min}=0,75\text{m/s}$ y $V_{\max.}=8\text{m/s}$, para evitar la sedimentación y daños en la estructura.

Además se chequea que el Régimen de flujo sea diferente de 1, ya que al ser un flujo crítico la corriente es inestable.

$$N^{\circ} Fr = \frac{V}{\sqrt{g * D}}$$

$$D = \frac{A}{T}$$

Donde:

$N^{\circ} Fr$: Numero de froude

V : velocidad (m^2/s)

g: gravedad (9,81 m/s²)

D: profundidad hidráulica (m)

A: área mojada (m²)

T: ancho superficial (m)

Tabla 67.
Diseño hidráulico de las nuevas secciones transversales

TRAMO	Q Diseño(m ³ /s)	S	n
0-200	42,844	0,005	0,013
200-300	42,912	0,010	0,013
300-400	43,003	0,010	0,013
400-500	43,150	0,010	0,013
500-600	43,228	0,010	0,013
600-700	43,502	0,010	0,013
700-800	43,649	0,010	0,013
800-1000	44,791	0,010	0,013
1000-1100	45,836	0,010	0,013
	47,217	0,020	0,013

1100-1200			
1200-1300	47,417	0,010	0,013
1300-1400	47,531	0,010	0,013
1400-1500	47,528	0,010	0,013
1500-1600	47,552	0,010	0,013

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 68.
Diseño hidráulico de las nuevas secciones transversales (Continuación)

DISEÑO SECCION COMPUESTA									
TRAMO	y(m)	z	b(m)	A(m ²)	P(m)	T(m)	R(m)	Q(m ³ /s)	D(m)
0-200	1,31	0,577	2,4	4,13	5,42	3,9117			
	0,89	0,577	5,91	5,72	4,06	6,9371	1,0390	43,69	1,4199
200-300	1,25	0,577	1,8	3,15	4,69	3,2425			
	0,78	0,577	5,24	4,44	3,8	6,1401	0,8940	43,71	1,2361
300-400	1,25	0,577	1,8	3,15	4,69	3,2425			
	0,78	0,577	5,24	4,44	3,8	6,1401	0,8940	43,71	1,2361
400-500	1,25	0,577	1,8	3,15	4,69	3,2425			
	0,78	0,577	5,24	4,44	3,8	6,1401	0,8940	43,71	1,2361
500-600	1,23	0,577	1,9	3,21	4,74	3,3194			
	0,77	0,577	5,32	4,44	3,78	6,2086	0,8979	44,01	1,2322
600-700	1,23	0,577	1,9	3,21	4,74	3,3194			
	0,77	0,577	5,32	4,44	3,78	6,2086	0,8979	44,01	1,2322
700-800	1,25	0,577	1,9	3,28	4,79	3,3425			
	0,77	0,577	5,34	4,45	3,78	6,2286	0,9020	44,64	1,2411
800-1000	1,27	0,577	1,8	3,22	4,73	3,2656			
	0,8	0,577	5,26	4,577	3,85	6,1832	0,9087	45,39	1,2610
1000-1100	1,27	0,577	1,9	3,34	4,83	3,3656			
	0,79	0,577	5,36	4,59	3,82	6,2717	0,9168	46,35	1,2644
1100-1200	1,1	0,577	1,8	2,68	4,34	3,0694			
	0,69	0,577	5,069	3,77	3,59	5,8653	0,8134	49,21	1,0997
1200-1300	1,32	0,577	1,8	3,38	4,85	3,3233			
	0,82	0,577	5,32	4,75	3,89	6,2663	0,9302	48,12	1,2974

	1,32	0,577	1,8	3,38	4,85	3,3233			
1300-1400	0,82	0,577	5,32	4,75	3,89	6,2663	0,9302	48,12	1,2974
	1,32	0,577	1,8	3,38	4,85	3,3233			
1400-1500	0,82	0,577	5,32	4,75	3,89	6,2663	0,9302	48,12	1,2974
	1,32	0,577	1,8	3,38	4,85	3,3233			
1500-1600	0,82	0,577	5,32	4,75	3,89	6,2663	0,9302	48,12	1,2974

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 69.

Diseño hidráulico de las nuevas secciones transversales (Continuación)

CHEQUEO			
TRAMO	V(m/s)	N°. FR	Régimen de flujo
0-200	4,4355	1,1885	Súper-Critico
200-300	5,7589	1,6538	Súper-Critico
300-400	5,7589	1,6538	Súper-Critico
400-500	5,7589	1,6538	Súper-Critico
500-600	5,7529	1,6547	Súper-Critico
600-700	5,7529	1,6547	Súper-Critico
700-800	5,7749	1,6551	Súper-Critico
800-1000	5,8215	1,6552	Súper-Critico
1000-1100	5,8449	1,6596	Súper-Critico
1100-1200	7,6295	2,3229	Súper-Critico
	5,9188	1,6591	Súper-Critico

1200-1300				
1300-1400	5,9188	1,6591	Súper-Critico	
1400-1500	5,9188	1,6591	súper-Critico	
1500-1600	5,9188	1,6591	súper-Critico	

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 70.
Diseño hidráulico de las nuevas secciones transversales (Continuación)

DISEÑO FINAL									
TRAMO	b(m)	y(m)	Z	Berma (m)	T1(m)	BL(m)	Ht (m)	T(m)	Tt (m)
0-200	2,4	2,2	0,577	1	3,91174	1	3,2	6,93706	8,09
200-300	1,8	2,03	0,577	1	3,2425	1	3,03	6,14012	7,27
300-400	1,8	2,03	0,577	1	3,2425	1	3,03	6,14012	7,27
400-500	1,8	2,03	0,577	1	3,2425	1	3,03	6,14012	7,27
500-600	1,9	2	0,577	1	3,31942	1	3	6,20858	7,38
600-700	1,9	2	0,577	1	3,31942	1	3	6,20858	7,38
700-800	1,9	2,02	0,577	1	3,3425	1	3,02	6,22858	7,26
800-1000	1,8	2,07	0,577	1	3,26558	1	3,07	6,1832	7,34
1000-1100	1,9	2,06	0,577	1	3,36558	1	3,06	6,27166	7,44
	1,8	1,79	0,577	1	3,0694	1	2,79	5,86526	7,02

1100-1200									
1200-1300	1,8	2,14	0,577	1	3,32328	1	3,14	6,26628	7,42
1300-1400	1,8	2,14	0,577	1	3,32328	1	3,14	6,26628	7,42
1400-1500	1,8	2,14	0,577	1	3,32328	1	3,14	6,26628	7,42
1500-1600	1,8	2,14	0,577	1	3,32328	1	3,14	6,26628	7,42

Fuente: Autores del proyecto

5.2.4. Diseño curvas horizontales del canal

Los radios de curvatura se definen según la topografía del canal (Ver Apéndice B) donde se encontró curvas simples y compuestas con los siguientes elementos:

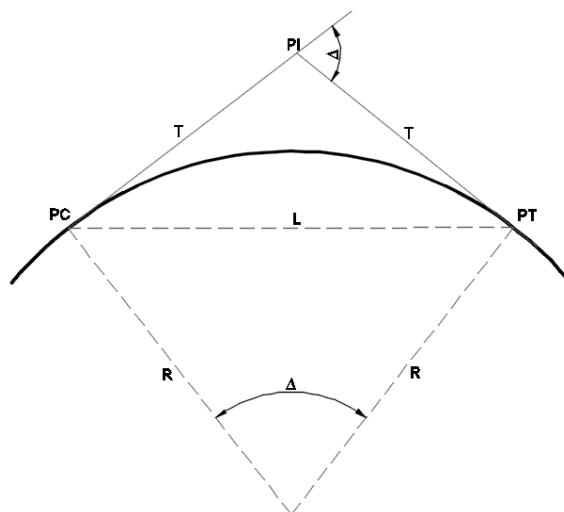


Figura 54. Curva simple

Fuente: (Ruiz Gallo, 2015)

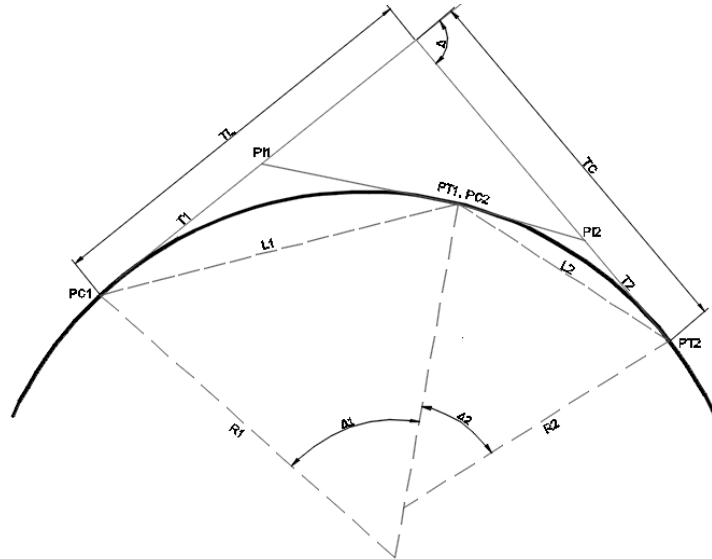


Figura 55. Curva Compuesta

Fuente: (Ruiz Gallo, 2015)

Una vez definido el Angulo de deflexión (Δ) y el Radio de curvatura (R), es posible calcular los demás elementos con las siguientes formulas:

Curvas simples:

$$T = R * \tan \frac{\Delta}{2}$$

$$L = \frac{2 * \pi * R * \Delta}{360}$$

Curvas Compuestas:

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2$$

$$T_1 = R_1 * \tan \frac{\Delta_1}{2}$$

$$T_2 = R_2 * \tan \frac{\Delta_2}{2}$$

$$T_C = \frac{R_1 - R_2 * \cos \Delta - (R_1 - R_2) * \cos \Delta_1}{\sin \Delta}$$

$$T_L = \frac{R_2 - R_1 * \cos \Delta - (R_1 - R_2) * \cos \Delta_2}{\sin \Delta}$$

$$L_1 = \frac{2 * \pi * R_1 * \Delta_1}{360}$$

$$L_2 = \frac{2 * \pi * R_2 * \Delta_2}{360}$$

Donde:

Δ : Angulo de Deflexión

Δ_1 : Angulo de Deflexión de la curva de mayor radio

Δ_2 : Angulo de Deflexión de la curva de menor radio

R: Radio de Curvatura (m)

T: Tangente (m)

L: Longitud de la Cuerda (m)

R_1 : Mayor radio (m)

R_2 : Menor radio (m)

T_1 : Tangente curva de mayor radio (m)

T_2 : Tangente curva de menor radio (m)

T_C : Tangente corta de la curva compuesta (m)

T_L : Tangente larga de la curva compuesta (m)

Las modificaciones en el comportamiento del flujo en la curva de un canal, producen pérdidas de energía en el escurrimiento en adición a las que ocurren por efecto de la fricción. La pérdida local de energía debida a la curva, deberá calcularse con la siguiente ecuación. (Ruiz Gallo, 2015)

$$h_c = K * \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

h_c : Pérdida de energía por la curva (m)

K: Coeficiente determinado en forma empírica según la tabla 71.

V: Velocidad media del agua (m^2/s)

g :Gravedad ($9,81 m/s^2$)

Tabla 71.
Pérdidas de Energía por cambio de dirección

R/B	≥ 3	1,5	1
K	0,05	0,2	0,4

Fuente: (Lopez cualla, 2004)

Para ángulos de deflexión diferentes de 90° , se multiplica K por el factor de corrección indicado a continuación:

Tabla 72.
Corrección de la pérdida de energía por cambio de dirección para ángulos de deflexión diferentes de 90° .

Ang.	90	80	70	60	50	40	30	20	10
Corr.	1	0,88	0,87	0,83	0,80	0,71	0,60	0,43	0,24

Fuente: (Lopez cualla, 2004)

La caída en la curva es:

$$H_C = S * L + h_C$$

Hc: Perdida total al final de la curva (m)

S: pendiente en el tramo en curva.

L: longitud del tramo en curva. (m)

h_c = pérdida de energía por la curva (m)

Finalmente se halla la pendiente del fondo del canal en la curva:

$$S_c = \frac{H_c}{L}$$

Tabla 73.
Curva N°1 en tramo 0-200

CURVA N°1	
TIPO	simple
$\Delta(^{\circ})$	69
R(m)	16,670
T(m)	11,452
L(m)	20,078
B(m)	3,910
R/B	4,263
K	0,050
Corr	0,866
V(m ² /s)	4,430
hc(m)	0,043
S	0,005
Hc(m)	0,144
Sc	0,007

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 74.
Curva N°2 en tramo 0-200

CURVA N°2	
TIPO	simple
$\Delta(^{\circ})$	42
R(m)	19,000
T(m)	7,296
L(m)	13,930
B(m)	3,910
R/B	4,859
K	0,050
Corr	0,710
V(m ² /s)	4,430
hc(m)	0,036
S	0,005
Hc(m)	0,105
Sc	0,008

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 75.
Curva N°3 en tramo 0-200

CURVA N°3	
TIPO	simple
$\Delta(^{\circ})$	45
R(m)	30,500
T(m)	12,627
L(m)	23,958
B(m)	3,910

R/B	7,801
K	0,050
Corr	0,755
V(m2/s)	4,430
hc(m)	0,038
S	0,005
Hc(m)	0,158
Sc	0,007

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 76.
Curva N°4 en tramo 200-300

CURVA N°4	
TIPO	simple
$\Delta(^{\circ})$	37
R(m)	30,440
T(m)	10,197
L(m)	19,660
B(m)	3,243
R/B	9,388
K	0,050
Corr	0,677
V(m2/s)	5,760
hc(m)	0,057
S	0,010
Hc(m)	0,254
Sc	0,013

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 77.
Curva N°5 en tramo 300-400

CURVA N°5	
TIPO	simple
$\Delta(^{\circ})$	44
R(m)	24,910
T(m)	10,064
L(m)	19,132
B(m)	3,243
R/B	7,682
K	0,050
Corr	0,746
V(m2/s)	5,760
hc(m)	0,063
S	0,010
Hc(m)	0,254
Sc	0,013

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 78.
Curva N°6 en tramo 300-400

CURVA N°6	
TIPO	compuesta
$\Delta 1 (^{\circ})$	59
$\Delta 2 (^{\circ})$	49
$\Delta (^{\circ})$	108

R1 (m)	30
R2 (m)	22,820
T1 (m)	17,161
T2 (m)	10,399
Tc (m)	35,302
TL (m)	39,104
L1 (m)	31,236
L2 (m)	19,518
B(m)	3,240
R1/B	9,361
R2/B	7,043
k1	0,050
K2	0,050
Corr1	0,827
Corr2	0,791
V(m2/s)	5,760
hc1 (m)	0,070
hc2 (m)	0,067
S	0,010
Hc1 (m)	0,382
Hc2 (m)	0,262
Sc1	0,012
Sc2	0,013

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 79.
Curva N°7 en tramo 400-500

CURVA N°7	
TIPO	simple
$\Delta(^{\circ})$	61
R(m)	18,560
T(m)	10,932
L(m)	19,762
B(m)	3,240
R/B	5,728
K	0,050
Corr	0,746
V(m2/s)	5,760
hc(m)	0,063
S	0,010
Hc(m)	0,261
Sc	0,013

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 80.
Curva N°8 en tramo 500-600

CURVA N°8	
TIPO	simple
$\Delta(^{\circ})$	41
R(m)	25,150
T(m)	9,406
L(m)	17,999
B(m)	3,320
R/B	7,575

K	0,050
Corr	0,746
V(m2/s)	5,760
hc(m)	0,063
S	0,010
Hc(m)	0,243
Sc	0,014

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 81.
Curva N°9 en tramo 600-700

CURVA N°9	
TIPO	simple
$\Delta(^{\circ})$	24
R(m)	21,630
T(m)	4,607
L(m)	9,062
B(m)	3,320
R/B	6,515
K	0,050
Corr	0,498
V(m2/s)	5,760
hc(m)	0,042
S	0,010
Hc(m)	0,133
Sc	0,015

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 82.
Curva N°10 en tramo 700-800

CURVA N°10	
TIPO	simple
$\Delta(^{\circ})$	64
R(m)	18,330
T(m)	11,456
L(m)	20,477
B(m)	3,340
R/B	5,488
K	0,050
Corr	0,846
V(m ² /s)	5,770
hc(m)	0,072
S	0,010
Hc(m)	0,277
Sc	0,014

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 83.
Curva N°11 en tramo 900-1000

CURVA N°11	
TIPO	simple
$\Delta(^{\circ})$	50
R(m)	14,170
T(m)	6,603
L(m)	12,367
B(m)	3,260

R/B	4,347
K	0,050
Corr	0,800
V(m2/s)	5,820
hc(m)	0,069
S	0,010
Hc(m)	0,193
Sc	0,016

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 84.
Curva N°12 en tramo 1000-1100

CURVA N°12	
TIPO	simple
$\Delta(^{\circ})$	34
R(m)	14,170
T(m)	6,603
L(m)	8,410
B(m)	3,260
R/B	4,347
K	0,050
Corr	0,800
V(m2/s)	5,820
hc(m)	0,069
S	0,010
Hc(m)	0,153
Sc	0,018

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 85.
Curva N°13 en tramo 1000-1100

CURVA N°13	
TIPO	simple
$\Delta(^{\circ})$	59
R(m)	21,160
T(m)	11,977
L(m)	21,792
B(m)	3,360
R/B	6,298
K	0,050
Corr	0,827
V(m ² /s)	5,840
hc(m)	0,072
S	0,010
Hc(m)	0,290
Sc	0,013

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 86.
Curva N°14 en tramo 1100-1200

CURVA N°14	
TIPO	simple
$\Delta(^{\circ})$	25
R(m)	11,940
T(m)	2,651

L(m)	5,210
B(m)	3,070
R/B	3,889
K	0,050
Corr	0,515
V(m ² /s)	7,630
hc(m)	0,076
S	0,020
Hc(m)	0,181
Sc	0,035

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 87.
Curva N°15 en tramo 1100-1200

CURVA N°15	
TIPO	simple
$\Delta(^{\circ})$	23
R(m)	14,220
T(m)	2,887
L(m)	5,709
B(m)	3,070
R/B	4,632
K	0,050
Corr	0,481
V(m ² /s)	7,630
hc(m)	0,071
S	0,020

Hc(m)	0,186
Sc	0,032

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 88.
Curva N°16 en tramo 1200-1300

CURVA N°16	
TIPO	compuesta
$\Delta 1$ (°)	45
$\Delta 2$ (°)	66
Δ (°)	111
R1 (m)	16
R2 (m)	8,830
T1 (m)	6,805
T2 (m)	5,734
Tc (m)	15,233
TL (m)	19,143
L1 (m)	12,906
L2 (m)	10,173
B(m)	3,320
R1/B	4,949
R2/B	3
k1	0,050
K2	0,050
Corr1	0,755
Corr2	0,854
V(m2/s)	5,920

hc1 (m)	0,067
hc2 (m)	0,076
S	0,010
Hc1 (m)	0,196
Hc2 (m)	0,178
Sc1	0,015
Sc2	0,017

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 89.
Curva N°17 en tramo 1300-1400

CURVA N°17	
TIPO	simple
$\Delta(^{\circ})$	58
R(m)	16,930
T(m)	9,379
L(m)	17,140
B(m)	3,320
R/B	5,099
K	0,050
Corr	0,824
V(m2/s)	5,920
hc(m)	0,074
S	0,010
Hc(m)	0,245
Sc	0,014

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 90.
Curva N°18 en tramo 1400-1500

CURVA N°18	
TIPO	simple
$\Delta(^{\circ})$	49
R(m)	17,520
T(m)	7,989
L(m)	14,985
B(m)	3,320
R/B	5,277
K	0,050
Corr	0,791
V(m ² /s)	5,820
hc(m)	0,068
S	0,010
Hc(m)	0,218
Sc	0,015

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 91.
Curva N°19 en tramo 1500-1600

CURVA N°19	
TIPO	simple
$\Delta(^{\circ})$	63
R(m)	21,670
T(m)	13,284
L(m)	23,830
B(m)	3,320
R/B	6,527
K	0,050

Corr	0,842
V(m2/s)	5,820
hc(m)	0,073
S	0,010
Hc(m)	0,311
Sc	0,013

Fuente: Autores del proyecto

5.3. Propuesta de diseño de canal abierto artificial sobre el río chiquito en el barrio el retiro.



Figura 56. Localización tramo a canalizar.

Fuente: Google Earth

Se propone un canal abierto artificial revestido en concreto con sección transversal compuesta, con el fin de evitar inundaciones de las viviendas aledañas al cauce del río chiquito en la temporada de invierno.

Para el dimensionamiento de la sección de canal se ha considerado lo siguiente:

- La velocidad de diseño no supere el máximo permisible (8 m/s) el cual permita el control de la sedimentación.
- Capacidad de captar el volumen de agua proveniente de las cuencas de san Cayetano, el tejear y las áreas aferentes desde el puente de san Antonio hasta el barrio el retiro, el cual tiene un valor de 47,76 m³/s hallado mediante el método racional (Ver tabla 62,63 y 64)
- Para el diseño de la canalización se utilizó la misma metodología mencionada en el objetivo anterior, diseño hidráulico del canal.

Partiendo del caudal de diseño de 47,76 m³/s, la rugosidad de 0,013 para concreto y la pendiente del tramo de 1,5%, se procede a calcular cada una de las características hidráulicas de la sección transversal.

	1,12	0,577	2	2,96	4,59	3,29248	0,64488017	20,8121285	0,89901837
1600-1670	0,73	0,577	5,29	4,169	6,98	6,13242	0,59727794	27,8511979	0,6798295

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 94.

Diseño hidráulico de la nueva sección transversal en el retiro (Continuación)

CHEQUEO			
TRAMO	V(m/s)	N°. FR	Régimen de flujo
	7,03112449	2,3675873	Súper-Critico
1600-1670	6,68054639	2,58688712	Súper-Critico

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 95.

Diseño hidráulico de la nueva sección transversal en el retiro (Continuación)

DISEÑO FINAL									
TRAMO	b(m)	y(m)	Z	Berma (m)	T1(m)	BL(m)	Ht	T(m)	Tt(m)
1600-1670	2	1,85	0,577	1	3,29248	1	2,85	6,13242	7,29

Fuente: Autores del proyecto

5.4. Propuesta de diseño de un sistema de alcantarillado sanitario en la parte alta del barrio Betania.

Inicialmente fue necesario realizar una visita al sector del barrio Betania, donde se observa la problemática de recolección de aguas residuales como consecuencia de la mala ubicación de las viviendas, las cuales se encuentran en una zona de alto riesgo; Se recoge la información necesaria para el diseño como la población por medio de una encuesta y con el empleo de un GPS se toman las msnm; También se midieron las distancias desde las viviendas a la red de alcantarillado que se propone y el ancho de las calles.



Figura 58. Ubicación sistema de alcantarillado

Fuente: Google Earth

Se define el trazado del sistema de alcantarillado sanitario y se procede a calcular las áreas

aferentes con el software Google Earth.



Figura 59. Áreas contribuyentes al sistema de alcantarillado residual.

Fuente: Google Earth

Se divide el sector en 13 tramos, 11 áreas y 11 pozos

Área 1= 0.012 ha

Área 2= 0.016

Área 3= 0.009

Área 4= 0.004

Área 5= 0.016

Área 6= 0.005

Área 7= 0.018

Área 8= 0.015

Área 9= 0.020

Área 10= 0.025

Área 11= 0.006

5.4.1. Parámetros de Diseño

Los parámetros de diseño se definirán siguiendo las recomendaciones dadas en el Reglamento Técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS-2000).

5.4.1.1. Nivel de complejidad: Se define el nivel de complejidad según la tabla 96 teniendo en cuenta todos los habitantes del municipio de Ocaña.

Tabla 96.
Último Censo de Ocaña.

AREA	PERSONAS	
	PERSONAS 2005	PROYECCION POBLACION 2010

CABECERA	78.856	84.245
RESTO	11.181	10.175
TOTAL	90.037	94.420

Fuente: (DANE, 2010)

Tabla 97.
Nivel de complejidad del sistema

Nivel de Complejidad	Población en la cabecera Municipal (1) [Hab]	Capacidad económica de los usuarios (2)
Bajo	<2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio-Alto	12501 a 60000	Media
Alto	>60000	Alta

Fuente: (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

Por ser una zona de alto riesgo y que no aplican planes de ordenamiento territorial se debe controlar el aumento de las densidades de la población es por esto que no se hace proyección de la población actual; Se establece un nivel de complejidad ALTO para el proyecto.

5.4.1.2. Dotación Neta: Para definir la dotación neta se requiere de la siguiente tabla:

Tabla 98.
Dotación Neta Máxima

Nivel de Complejidad del sistema	Dotación neta máxima para poblaciones con Clima Frio o Templado (L/hab*día)	Dotación neta máxima para poblaciones con Clima Cálido (L/hab*día)
Bajo	90	100
Medio	115	125
Medio alto	125	135

Alto

140

150

Fuente: (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

Se entiende que poblaciones con Clima Frio o Templado son aquellas que está a una altura superior a los 1000 m.s.n.m. y las poblaciones con Clima Cálido son aquellas que están a una altura igual o inferior a los 1000 m.s.n.m.

El municipio de Ocaña Norte de Santander posee una altura de 1.202 m.s.n.m datos tomados de la alcaldía municipal de Ocaña, secretaria de planeación. Por lo tanto se determina que la dotación neta máxima para el municipio es de 140 L/Hab*día.

5.4.1.3. Coefficiente de retorno: El coeficiente de retorno es la fracción del agua de uso doméstico servida (dotación neta), entregada como agua negra al sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. Su estimación debe provenir del análisis de información existente de la localidad y/o de mediciones de campo. Cuando esta información resulte inexistente o muy pobre, pueden utilizarse como guía los rangos de valores de R descritos en la tabla 99. (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

Tabla 99.
Coefficiente de Retorno

Nivel de Complejidad del Sistema	Coefficiente de Retorno
Bajo y Medio	0.7-0.8
Medio alto y Alto	0.8-0.85

Fuente: (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

Para el Municipio de Ocaña, Norte de Santander, al no poseer la información suficiente en la localidad, es adecuado seleccionar un coeficiente de retorno del 0.85 de acuerdo al nivel de complejidad ALTO.

5.4.1.4. Contribución de aguas residuales:

El volumen de aguas residuales aportadas a un sistema de recolección y evacuación está integrado por las aguas residuales domésticas, industriales, comerciales e institucionales pero en este caso solo se manejan volúmenes de aguas residuales domésticas puesto que es una zona donde solo hay residencias.

El aporte doméstico (QD) está dado por la expresión:

$$Q_{D} = \frac{C P R}{86400}$$

En el caso del municipio de Ocaña, se tiene los siguientes parámetros para el cálculo de las contribuciones domésticas.

Tabla 100.
Parámetros para el cálculo de las contribuciones Domesticas.

Municipio	Ocaña
Nivel de Complejidad del Sistema	Alto
C	140
P	94.420
R	0,85

Fuente: Autores del proyecto

5.4.1.5. Caudal medio diario de aguas residuales (QMD): El caudal medio diario de aguas residuales (QMD) para un colector con un área de drenaje dada en este caso es igual al aporte doméstico.

$$QMD = QD$$

5.4.1.6. Caudal máximo horario (QMH): El caudal máximo horario se estima a partir del caudal final medio diario, mediante el uso del factor de mayoración, F, en la siguiente expresión:

$$QMH = F * QMD$$

5.4.1.7. Factor de mayoración: En este caso utilizamos el factor de mayoración propuesto por Los Ángeles con base en el caudal medio diario:

$$F = \frac{3,53}{QMD^{0,0914}}$$

5.4.1.8. Infiltración (QINF): La infiltración de aguas sub-superficiales a las redes de sistemas de alcantarillado sanitario, principalmente freático, a través de fisuras en los colectores, en juntas ejecutadas deficientemente, en la unión de colectores con pozos de inspección y demás estructuras, cuando no son completamente impermeables. El aporte puede establecerse con base en los valores de la tabla 101.

Tabla 101.

Aportes por filtración al Sistema aguas residuales

Nivel de Complejidad del Sistema	Infiltración alta (l / s*ha)	Infiltración Media (l / s*ha)	Infiltración Baja (l / s*ha)
Bajo y Medio	0.15 - 0.4	0.1 – 0.3	0.05 – 0.2
Medio alto y Alto	0.15 – 0.4	0.1 – 0.3	0.05 – 0.2

Fuente: (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

Se estimó un valor de infiltración de 0,3 l/s*ha por el Nivel de complejidad alto y por el tipo de terreno el cual hace parte de la formación algodonada que tiene una infiltración media.

5.4.1.9. Conexiones erradas (OCE): Deben considerarse los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones de bajantes de techos y patios.

En la tabla 102 se dan como guía valores máximos de los aportes por conexiones erradas, en caso de que no exista un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias.

Tabla 102.

Aportes máximos por drenaje domiciliario de aguas lluvias sin sistema pluvial

Nivel de Complejidad del Sistema	Aporte (l / s*ha)
Bajo y medio	2
Medio alto y alto	2

Fuente: (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

5.4.1.10. Caudal de diseño (ODT). El caudal de diseño de cada tramo de la red de colectores se obtiene sumando al caudal máximo horario del día máximo, QMH, los aportes por

infiltraciones y conexiones erradas.

$$QDT = QMH + QINF + QCE$$

En este caso, todos los caudales de diseño son inferiores a 1,5 l/s, por lo tanto se adoptara este valor como caudal de diseño en cada tramo.

Finalmente conociendo el caudal de diseño, las pendientes, la rugosidad de la tubería de PVC y longitudes, se calcula el diámetro interno de la tubería, con la siguiente formula:

$$D = 1,548 * \left[\frac{n * Q}{S^{\frac{1}{2}}} \right]^{\frac{3}{8}}$$

Dónde: Q: caudal (m³/s)

El diámetro mínimo es de 8", en este caso se ha tomado un diámetro de 6" como consecuencia de la baja relación QDT/Qo que nos dice que el caudal no llenaría ni el 10% de la tubería de 8".

Para hallar el caudal (Qo), velocidad (Vo) y Radio hidráulico (Ro) a tubo lleno, se utilizan las siguientes expresiones del método de Manning:

$$Q_o = 0,312 * \left(\frac{D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} \right)$$

$$V_o = \frac{Q_o}{\pi * \frac{D^2}{4}}$$

$$R_o = \frac{D}{4}$$

A continuación estimamos las relaciones hidráulicas QDT/Qo, V/Vo, R/Ro, d/D, H/D para conocer las velocidades reales y demás elementos hidráulicos para la sección circular de la tubería.(Ver Apéndice E).

Elementos necesarios para chequear el esfuerzo cortante (τ) y el número de froude (NF) con las siguientes expresiones:

$$\tau = \gamma * R * S$$

Dónde: γ = peso específico del agua de 9,81 kN/m³

$$N^{\circ} Fr = \frac{V}{\sqrt{g * H}}$$

Donde:

N° Fr: Numero de froude

V: velocidad (m²/s)

g: gravedad (9,81 m/s²)

Se chequea que el esfuerzo cortante supere a 1,2 N/m² (0,12Kg/m²) y que el régimen de flujo sea diferente de 1.

Tabla 103.

Diseño sistema de alcantarillado residual

TRAMO		AREA (Ha)		AREA TOTAL	POBLA ACUM.	Qresid	QMD
Inicial	Final	Propia	contribuyente			L/S	L/S
1	2	0,0120	0,0000	0,0120	10,0000	0,0138	0,0138
2	3	0,0160	0,0120	0,0280	23,0000	0,0317	0,0317
3	4	0,0000	0,2800	0,2800	23,0000	0,0317	0,0317
4	5	0,0040	0,2800	0,2840	31,0000	0,0427	0,0427
6	5	0,0090	0,0000	0,0090	8,0000	0,0110	0,0110
9	8	0,0230	0,0000	0,0230	21,0000	0,0289	0,0289
8	7	0,0160	0,0230	0,0390	29,0000	0,0399	0,0399
7	5	0,0000	0,0390	0,0390	29,0000	0,0399	0,0399
5	10	0,0150	0,0800	0,0950	71,0000	0,0978	0,0978
10	11	0,0200	0,0950	0,1150	84,0000	0,1157	0,1157
12	11	0,0250	0,0000	0,0250	14,0000	0,0193	0,0193
11	13	0,0000	0,1400	0,1400	98,0000	0,1350	0,1350
13	14	0,0060	0,1400	0,1460	103,0000	0,1419	0,1419

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 104.

Diseño sistema de alcantarillado residual (continuación)

TRAMO	F	QMH	QCE	QINFILT	QDISEÑO	QDIS FINAL	QDIS FINAL
-------	---	-----	-----	---------	---------	---------------	---------------

Inicial	Final		L/S	L/S	L/S	L/S	lt/s	m3/s
1	2	5,2224	0,0719	0,0240	0,0036	0,0995	1,5000	0,0015
2	3	4,8396	0,1533	0,0560	0,0084	0,2177	1,5000	0,0015
3	4	4,8396	0,1533	0,5600	0,0840	0,7973	1,5000	0,0015
4	5	4,7093	0,2011	0,5680	0,0852	0,8543	1,5000	0,0015
6	5	5,3300	0,0587	0,0180	0,0027	0,0794	1,5000	0,0015
9	8	4,8800	0,1411	0,0460	0,0069	0,1940	1,5000	0,0015
8	7	4,7381	0,1892	0,0780	0,0117	0,2789	1,5000	0,0015
7	5	4,7381	0,1892	0,0780	0,0117	0,2789	1,5000	0,0015
5	10	4,3658	0,4269	0,1900	0,0285	0,6454	1,5000	0,0015
10	11	4,2992	0,4974	0,2300	0,0345	0,7619	1,5000	0,0015
12	11	5,0642	0,0976	0,0500	0,0075	0,1551	1,5000	0,0015
11	13	4,2391	0,5722	0,2800	0,0420	0,8942	1,5000	0,0015
13	14	4,2198	0,5986	0,2920	0,0438	0,9344	1,5000	0,0015

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 105.
Diseño sistema de alcantarillado residual (continuación)

TRAMO		Yi	Yf	L	S	n
Inicial	Final	m	m	m		
1	2	1193,8000	1189,8000	9,1600	0,4367	0,0090
2	3	1189,8000	1185,8000	9,9400	0,4024	0,0090
3	4	1185,8000	1180,8000	9,8000	0,5102	0,0090
4	5	1180,8000	1175,5000	7,6000	0,6974	0,0090
6	5	1181,8000	1175,5000	14,8300	0,4248	0,0090
9	8	1178,8000	1176,8000	19,8900	0,1006	0,0090
8	7	1176,8000	1176,0000	22,0000	0,0364	0,0090

7	5	1176,0000	1175,5000	9,9400	0,0503	0,0090
5	10	1175,5000	1174,8000	12,8500	0,0545	0,0090
10	11	1174,8000	1173,8000	20,7700	0,0481	0,0090
12	11	1175,8000	1173,8000	22,9200	0,0873	0,0090
11	13	1173,8000	1170,8000	18,7700	0,1598	0,0090
13	14	1170,8000	1169,8000	12,9700	0,0771	0,0090

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 106.
Diseño sistema de alcantarillado residual (continuación)

TRAMO		D	Dfinal	Dfinal	Qo	Vo	Ro
Inicial	Final	in	in	(m)	m ³ /s	m/s	m
1	2	1,0624	6,0000	0,1524	0,1518	8,3262	0,0381
2	3	1,0788	6,0000	0,1524	0,1457	7,9929	0,0381
3	4	1,0318	6,0000	0,1524	0,1641	8,9999	0,0381
4	5	0,9731	6,0000	0,1524	0,1918	10,5220	0,0381
6	5	1,0679	6,0000	0,1524	0,1497	8,2123	0,0381
9	8	1,3991	6,0000	0,1524	0,0728	3,9954	0,0381
8	7	1,6931	6,0000	0,1524	0,0438	2,4027	0,0381
7	5	1,5932	6,0000	0,1524	0,0515	2,8259	0,0381
5	10	1,5696	6,0000	0,1524	0,0536	2,9408	0,0381
10	11	1,6063	6,0000	0,1524	0,0504	2,7647	0,0381
12	11	1,4368	6,0000	0,1524	0,0679	3,7220	0,0381
11	13	1,2827	6,0000	0,1524	0,0918	5,0373	0,0381
13	14	1,4706	6,0000	0,1524	0,0638	3,4986	0,0381

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 107.
Diseño sistema de alcantarillado residual (continuación)

TRAMO		Q/Qo	V/Vo	R/Ro	V	R	τ
Inicial	Final				m/s	m	N/m
1	2	0,01	0,2920	0,2390	2,4313	0,0091	39,0082
2	3	0,01	0,2920	0,2390	2,3339	0,0091	35,9472
3	4	0,01	0,2920	0,2390	2,6280	0,0091	45,5760
4	5	0,01	0,2920	0,2390	3,0724	0,0091	62,2951
6	5	0,01	0,2920	0,2390	2,3980	0,0091	37,9482
9	8	0,02	0,3620	0,3150	1,4463	0,0120	11,8386
8	7	0,03	0,4000	0,3700	0,9611	0,0141	5,0288
7	5	0,03	0,4000	0,3700	1,1304	0,0141	6,9563
5	10	0,03	0,4000	0,3700	1,1763	0,0141	7,5334
10	11	0,03	0,4000	0,3700	1,1059	0,0141	6,6582
12	11	0,02	0,3620	0,3150	1,3474	0,0120	10,2735
11	13	0,02	0,3620	0,3150	1,8235	0,0120	18,8175
13	14	0,02	0,3620	0,3150	1,2665	0,0120	9,0775

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 108.
Diseño sistema de alcantarillado residual (continuación)

TRAMO		d/D	H/D	H	NF
Inicial	Final			(m)	
1	2	0,1650	0,1020	0,0155	6,2259
2	3	0,1960	0,1280	0,0195	5,3352
3	4	0,1960	0,1280	0,0195	6,0074
4	5	0,1960	0,1280	0,0195	7,0234
6	5	0,1960	0,1280	0,0195	5,4817

9	8	0,1960	0,1280	0,0195	3,3063
8	7	0,1960	0,1280	0,0195	2,1970
7	5	0,1960	0,1280	0,0195	2,5840
5	10	0,1960	0,1280	0,0195	2,6890
10	11	0,1960	0,1280	0,0195	2,5280
12	11	0,1960	0,1280	0,0195	3,0800
11	13	0,1960	0,1280	0,0195	4,1684
13	14	0,1960	0,1280	0,0195	2,8952

Fuente: Autores del proyecto

5.5. Presupuesto de obra

Por motivo de claridad y estética a las siguientes tablas no se les fue aplicado el estilo Apa.

EDT Canal abierto revestido en concreto					
Ítem	Actividad	Unidad	Cantidad	Vr Unit	Vr Total
1	ACTIVIDADES PRELIMINARES				
1.1	Localización y replanteo	M2	13.494,12	\$3.895,23	\$52.562.741,53
1.2	Campamento	GBL	30	\$65.059,01	\$1.951.770,24
1.3	Cinta preventiva	ML	3.352,18	\$352,70	\$1.182.300,48
1.4	Demolición de Estructuras Reforzadas de Concreto Hidráulico (Actuales Estructuras)	M2	17.221,03	\$16.104,06	\$277.328.501,50
2	MOVIMIENTOS DE TIERRA				
2.1	Excavación Manual en Material Común	M3	7646,31	\$52.801,18	\$403.734.183,00
2.2	Relleno(formación del talud)	M3	1.301,04	\$43.766,50	\$56.941.964,56
2.3	Retiro de escombros	M3	12.533,67	\$27.468,67	\$344.283.222,45
3	OBRAS CIVILES COMPLEMENTARIAS				
3.1	Suministro (Incluye transporte) e Instalación Solados de Limpieza en Concreto pobre 17,5 Mpa producido en Obra (e= 0,05 m)	M3	200,16	\$484.899,97	\$97.057.577,39
3.2	Suministro (Incluye transporte) e Instalación concreto de 21 Mpa para Muros con impermeabilizante (canales). Incluye acero de refuerzo	M3	3.932,14	\$1.104.201,64	\$4.341.878.761,11

<i>COSTOS DIRECTOS</i>	<i>\$5.576.921.022,26</i>
<i>Administración 21%</i>	<i>1171153415</i>
<i>Imprevistos 4%</i>	<i>223076840,9</i>
<i>Utilidades 5%</i>	<i>278846051,1</i>
<i>COSTOS INDIRECTOS</i>	<i>1673076307</i>
<i>COSTO TOTAL DE LA OBRA</i>	<i>\$7.249.997.328,94</i>

EDT Sistema de alcantarillado Betania					
ITEM	DESCRIPCION	Unidad	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
1	ACTIVIDADES PRELIMINARES				
1.1	Localización y replanteo	M2	363,6	\$3.895,23	\$1.416.306,72
1.2	Campamento	M2	30	\$65.059,01	\$1.951.770,24
1.3	Cinta preventiva	ML	407,6	\$352,70	\$143.758,89
1.4	Corte y Demolición de Pavimento existente con concreto rígido.	M2	129,72	\$17.403,10	\$2.257.530,39
2	MOVIMIENTOS DE TIERRA				
2.1	Excavación manual de 0 a 2m	M3	205,298	\$52.801,18	\$10.839.976,45
2.2	Excavación manual de 2 a 4,5m	M3	112,731	\$72.224,51	\$8.141.940,90
2.3	Relleno con material de préstamo compactado manualmente (Receba)	M3	228,98	\$43.766,50	\$10.021.652,71
2.4	Relleno con material seleccionado compactado con vibrador	M3	152,654	\$26.048,44	\$3.976.398,87
2.5	Retiro de escombros	M3	228,98	\$27.468,67	\$6.289.775,14
3	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍA				
3.1	Suministro e instalación - Tubería TITÁN D=6"	ML	197,729	\$33.822,70	\$6.687.729,24
3.2	Acometida domiciliaria (incluye suministro e instalación de silla yee 8x6")	GBL	14	\$237.718,39	\$3.328.057,46
4	OBRAS CIVILES COMPLEMENTARIAS				
4.1	Base cañuela/cámara circular de inspección D=1,2m	GBL	14	\$228.501,99	\$3.199.027,89
4.2	Cámara circular de inspección/caída D=1.20 m	ML	28,3	\$196.888,12	\$5.571.933,91
4.3	Cono - Aro/tapa para pozo D=60cm	GBL	14	\$527.334,25	\$7.382.679,47
4.4	Pañete impermeabilizado para cámara circular y cono	M3	9,16	\$407.194,06	\$3.729.897,61
4.5	Concreto Rígido 3000 PSI e=0,15 mts.	M2	129,72	\$101.234,07	\$13.132.083,17
4.6	Construcción de caja de inspección de (0,6x0,6x0,6)	GBL	14	\$239.191,17	\$3.348.676,35

<i>COSTOS DIRECTOS</i>	<i>\$91.419.195,40</i>
<i>Administración 21%</i>	<i>19198031,03</i>
<i>Imprevistos 4%</i>	<i>3656767,816</i>
<i>Utilidades 5%</i>	<i>4570959,77</i>
<i>COSTOS INDIRECTOS</i>	<i>27425758,62</i>
<i>COSTO TOTAL DE LA OBRA</i>	<i>\$118.844.954,03</i>

Capítulo 6: Conclusiones

El diagnóstico técnico general se realizó mediante visitas de campo e investigaciones donde se observó, registro y se dio a conocer las características físicas del sistema de canal abierto y las estructuras que conforman el sistema de alcantarillado pluvial y residual como lo son colectores izquierdo y derecho, aliviadero, pozos de inspección y sumideros; Además se revisó el estado del canal encontrándose gran variedad de daños presentes en la estructura como erosión, socavación, desplazamiento de juntas, inestabilidad en taludes, sedimentación, presencia de vegetación, colapso de algunos tramos, fisuras y grietas; Al mismo tiempo de acuerdo al RAS 2000 el estado de los sumideros que descargan aguas al canal, los cuales se encontraron bien ubicados, la mayoría en buen estado y cumpliendo por lo general la mayoría de los parámetros definidos en el diseño de estas estructuras.

La optimización se realizó mediante tres etapas, la primera se definió la capacidad hidráulica del canal, para lo cual se tomaron las respectivas medidas de las secciones transversales en campo como base, taludes superiores, taludes inferiores, ancho superficial y bermas; la segunda se calculó el caudal que aporta las aguas lluvias al canal abierto mediante el método racional y por último se compararon estos caudales y se chequeo los parámetros mínimos definidos en el RAS 2000, obteniéndose cumplimiento de velocidades máximas y mínimas, pero el primer tramo no tiene la capacidad de transportar $42,8\text{m}^3/\text{s}$ que recibe el sistema en épocas de invierno, además los demás tramos trabajan a capacidad máxima excepto el último.

Para continuar la canalización hasta el puente del retiro, se propuso un diseño acorde a la demanda de caudal de esorrentía que debe transportar, será más económica su construcción

comparado con continuar el diseño actual del tramo anterior ya que se encuentra sobre diseñado, porque se requiere que transporte una capacidad de 47,5 m³/s y este está en capacidad de recibir 70,5 m³/s.

El sistema de alcantarillado sanitario se diseñó respecto a los parámetros definidos en el ras 2000 cumpliendo con velocidades máximas y mínimas y fuerza tractiva, obteniéndose pozos con cotas claves de 1,2m hasta 4,5m, con diámetro de la base o cañuela de 1,2m y pañete impermeabilizante para el pozo en general; Además tuberías en PVC con diámetros de 6", para la recolección y evacuación optima de aguas residuales en la parte alta del barrio Betania.

Después de culminados los objetivos de diseños del canal artificial sobre el río chiquito y el sistema de alcantarillado sanitario en la parte alta del barrio Betania, se realizaron los costos y presupuestos de estas obras civiles, mediante un análisis de precios unitarios, obteniéndose el costo total de \$7.249.997.328,94 para la construcción del canal abierto desde el barrio palomar hasta el retiro y el costo total de \$118.844.954,03 para la construcción del sistema de alcantarillado sanitario.

Capítulo 7: Recomendaciones

Gestionar recursos para la demolición y construcción de la estructura del canal abierto sobre el río chiquito entre los barrios palomar y el retiro, además del sistema de alcantarillado sanitario en la parte alta de Betania por parte de las entidades públicas correspondientes.

No se deben otorgar licencias de construcción para los proyectos a realizar en la franja estipulada como ronda hídrica, que interfieran en la ampliación y optimización del canal.

Realizar mantenimientos periódicos en las estructuras de captación (sumideros de ventana, rejilla) ubicados en el margen derecho del canal abierto sobre el río chiquito desde los barrios palomar hasta el retiro.

Realizar mantenimientos periódicos a la estructura del canal abierto para evitar retardos del flujo, sedimentación y deterioros en general.

Promover una campaña de concientización entre los habitantes del sector para evitar el arrojado de basura o cualquier otro tipo de elementos que impidan el buen funcionamiento del canal abierto.

Buscar que las entidades públicas controlen la construcción de viviendas en zonas que no están destinadas para la construcción en el plan básico de ordenamiento territorial, logrando el orden en la ciudad y evitando el aumento de problemas de obras civiles.

Es importante contar con información topográfica más detallada sobre el sector de la parte alta del barrio Betania para obtener resultados con mayor precisión.

Referencias

- ABC Rural. (8 de Mayo de 2013). *Saneamiento básico*. Obtenido de abc:
<http://www.abc.com.py/edicion-impres/suplementos/abc-rural/saneamiento-basico-569864.html>
- Chan Gaxiola, E. (1 de Febrero de 2015). *Revision de la capacidad y funcionamiento hidraulico de un canal mediante modelacion numerica*. Mexico, D.F.: Tesis de posgrado, Universidad Autonoma de Mexico, Ingenieria Civil.
- Chow Ven Te. (1994). *Hidraulica de canales abiertos*. Santafe de Bogota: MacGraw - Hill.
- DANE. (14 de septiembre de 2010). *Boletin censo general 2005*. Obtenido de Boletin censo general 2005:
http://www.dane.gov.co/files/censo2005/PERFIL_PDF_CG2005/54498T7T000.PDF
- Delgado Arana, R. (2012). *Canal*. Recuperado el 25 de abril de 2016, de
<https://es.scribd.com/doc/96998449/Hidraulica-de-Canales-Ingenieria-Civil-UCV>
- DEPIS. (2014). *Cnceptos de hidrometra*. Recuperado el 25 de abril de 2016, de
<http://www.bvsde.paho.org/bvsacd/scan3/041225/041225-04.pdf>
- Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. (2000). *Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento basico*. Bogotá D.C, Colombia: Ministerio de desarrollo economico.
- El Faro. (Julio de 2012). *micanaldepanama.com*. Obtenido de <https://micanaldepanama.com/wp-content/uploads/2012/03/elfaro-20120730.pdf>
- ESPO S.A. (2013). *Sistemas Maestros interceptor rio tejo; interceptor izquierdo rio chiquito; interceptor derecho rio chiquito; colector pluvial rio chiquito; colector pluvial el tejear; colector pluvial san cayetano; sistema principal hatillo - filipote y ptar hatillo*. Ocaña: Empresa de servicios publicos de ocaña.
- Fallschurchva. (1999). *Aguas Pluviales*. Recuperado el 25 de abril de 2016, de
<http://www.fallschurchva.gov/1373/Aguas-Pluviales-y-Planicie-Inundable>
- Franquet Bernis, J. M. (2005). *Qué es una cuenca hidrográfica*. Recuperado el 25 de abril de 2016, de <http://www.eumed.net/libros-gratis/2005/jmfb-h/1u.htm>
- Gutiérrez Torres, C. (1 de Mayo de 2012). *Canal del Dique: una arteria rota*. Obtenido de <http://www.elespectador.com/>.
- IDEAM. (7 de agosto de 2016). *IDEAM*. Obtenido de IDEAM: <http://www.ideam.gov.co/>
- Lopez cualla, R. A. (2004). *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados*. Bogota: Escuela colombiana de ingenieria.
- LTDA, H. (1993). *Estudio municipal de servicios publicos de ocaña*. Ocaña: HIDROSAN LTDA, Ingenieros consultores.
- Mapa. (7 de Agosto de 2016). *Dices.net*. Obtenido de Dices.net:
<http://mapasamerica.dices.net/colombia/mapa.php?nombre=Rio-Chiquito&id=44394>
- Ministerio de Ambiente, V. y. (17 de mayo de 2004). *Plan de saneamiento y manejo de vertimientos*. Recuperado el 4 de abril de 2016, de
http://www.engr.colostate.edu/~neilg/ce_old/projects/Colombia/Colombia/cd1_files/spanish/40%20Lineamientos%20Tasa%20Retributiva%20y%20PSMV.doc
- MYRIAMCURSODOCENTE. (3 de ABRIL de 2014). *Levantamiento Topográfico*. Recuperado el 28 de abril de 2016, de
<https://topografiacartografia.wordpress.com/2014/04/03/levantamiento-topografico-2/>

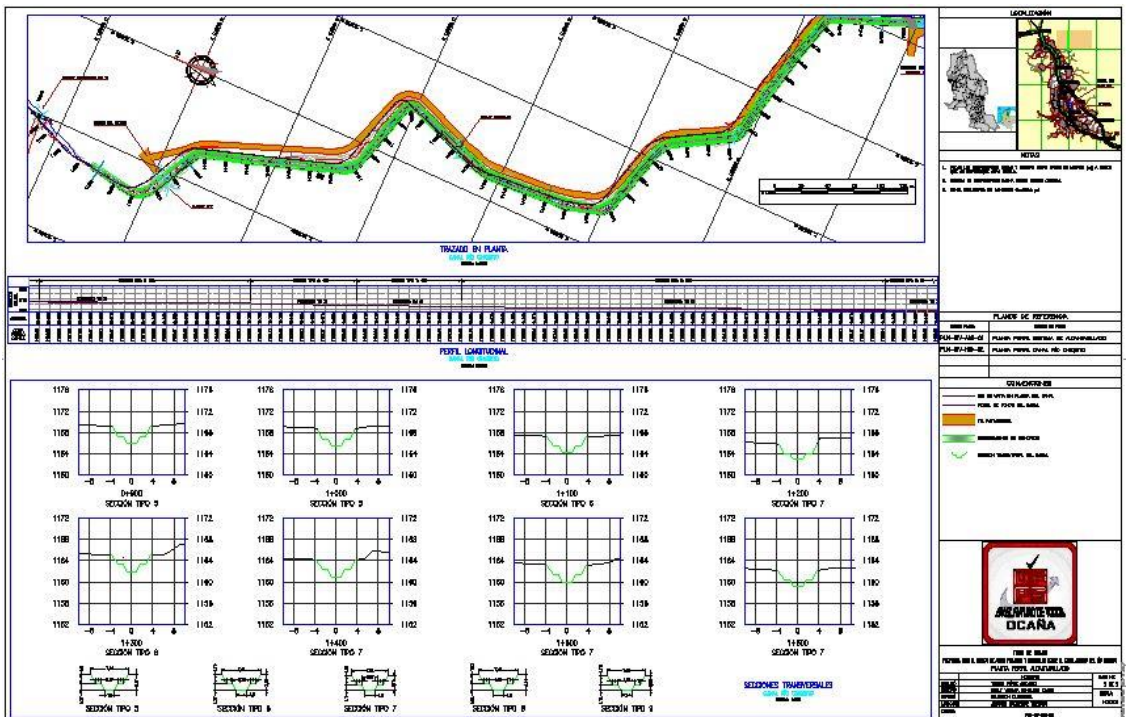
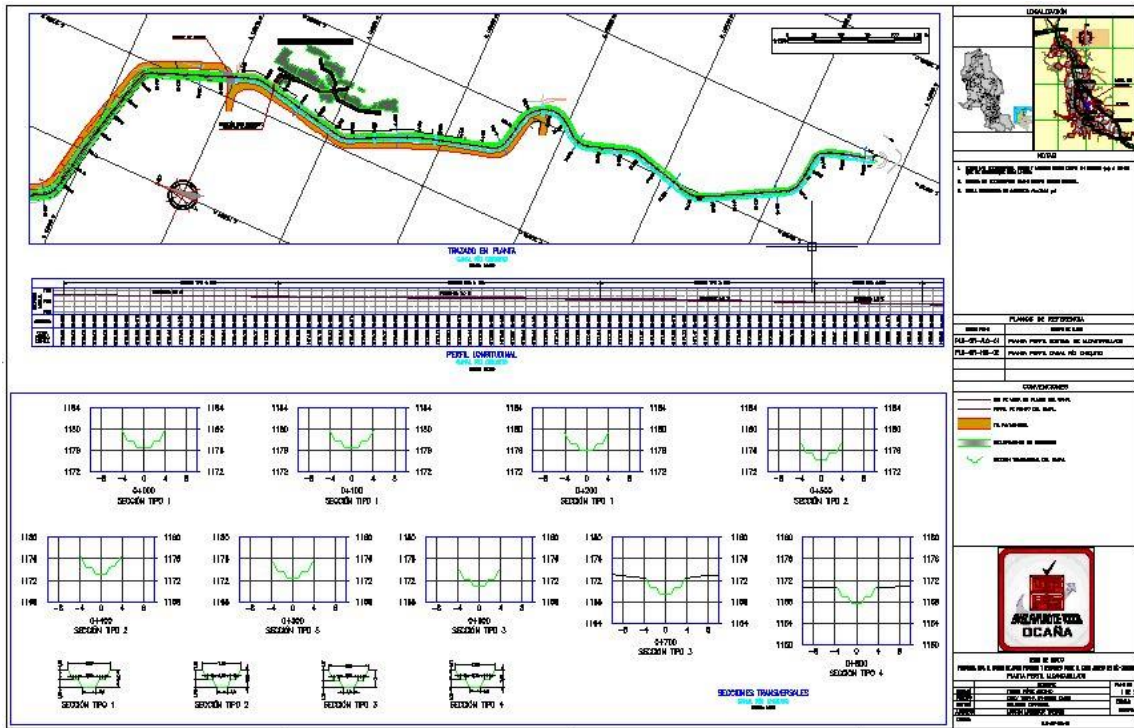
- Pedraza, R. A. (2001). *La Hidrología Urbana y su Evolución Histórica* . Recuperado el 20 de abril de 2016, de http://www.efn.uncor.edu/archivos/doctorado_cs_ing/pedraza/TESIS_RP_%20Anexo_II_ff.pdf
- Regional, C. A. (2001). *Agua residual* . Recuperado el 20 de abril de 2016, de <http://www.cvs.gov.co/jupgrade/index.php/component/glossary/Glosario-Ambiental-2/A/Agua-residual-14/>
- Rodriguez Ruiz, P. (agosto de 2008). *Hidráulica de canales* . Recuperado el 23 de abril de 2016, de <http://es.slideshare.net/CarlosPajuelo/hidraulica-de-canales-pedro-rodriguez>
- Rodriguez, E. (29 de Diciembre de 2012). *La Historia detrás del Canal de Suez*. Obtenido de fierasdelaingenieria: <http://www.fierasdelaingenieria.com/la-historia-detras-del-canal-de-suez/>
- Ruiz Gallo, P. (2015). *Diseño y trazo de canales*. Bogotá: Universidad Nacional.
- Significados. (2013). *Significado de Impacto ambiental*. Recuperado el 25 de abril de 2016, de <http://www.significados.com/impacto-ambiental/>
- Subdirección de recurso hídrico. (27 de Mayo de 2016). *Seguimiento a los planes de saneamiento y manejo de vertimientos - PSMV*. Obtenido de cornare: <http://www.cornare.gov.co/circular/CIRCULAR-130-0015-2016.pdf>
- Torres Abello, A. E. (2004). *Apuntes de clase sobre hidrología urbana*. Bogotá, Colombia: Editorial Pontificia Universidad Javeriana.
- Vargas, M., & Villegas, R. (25 de septiembre de 2013). *Modelación de la red de alcantarillado sanitario y pluvial de la urbanización plazo Madrid mediante el software Epa Swmm*. Bogotá: Monografía Especial, Universidad católica de Colombia, Ingeniería Civil.
- Velastegui Guña, D. I. (2015). *La evacuación de las aguas servidas y su incidencia en las condiciones sanitarias de los habitantes de la comunidad San Pablo de la parroquia santa Rosa del cantón Ambato, provincia de Tungurahua*. Tesis de pregrado, Universidad Técnica de Ambato, Ingeniería civil, Ambato, Ecuador.

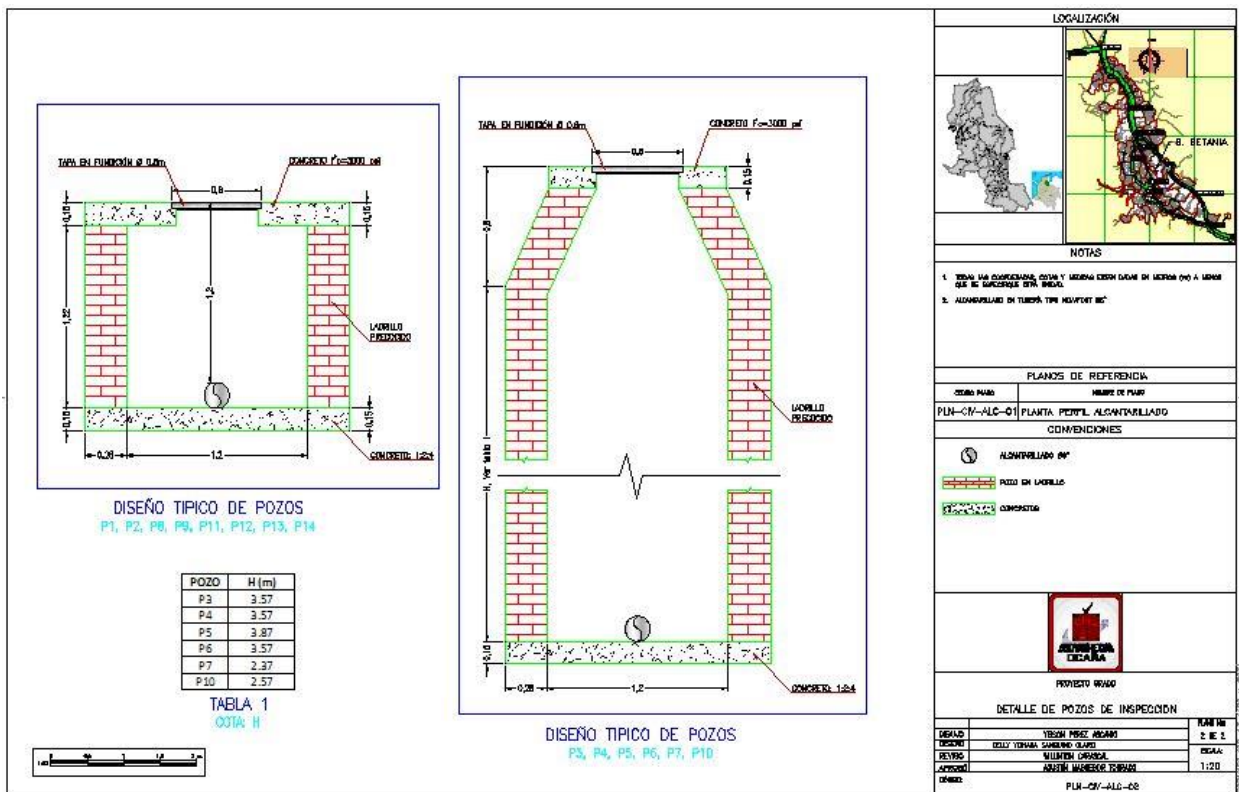
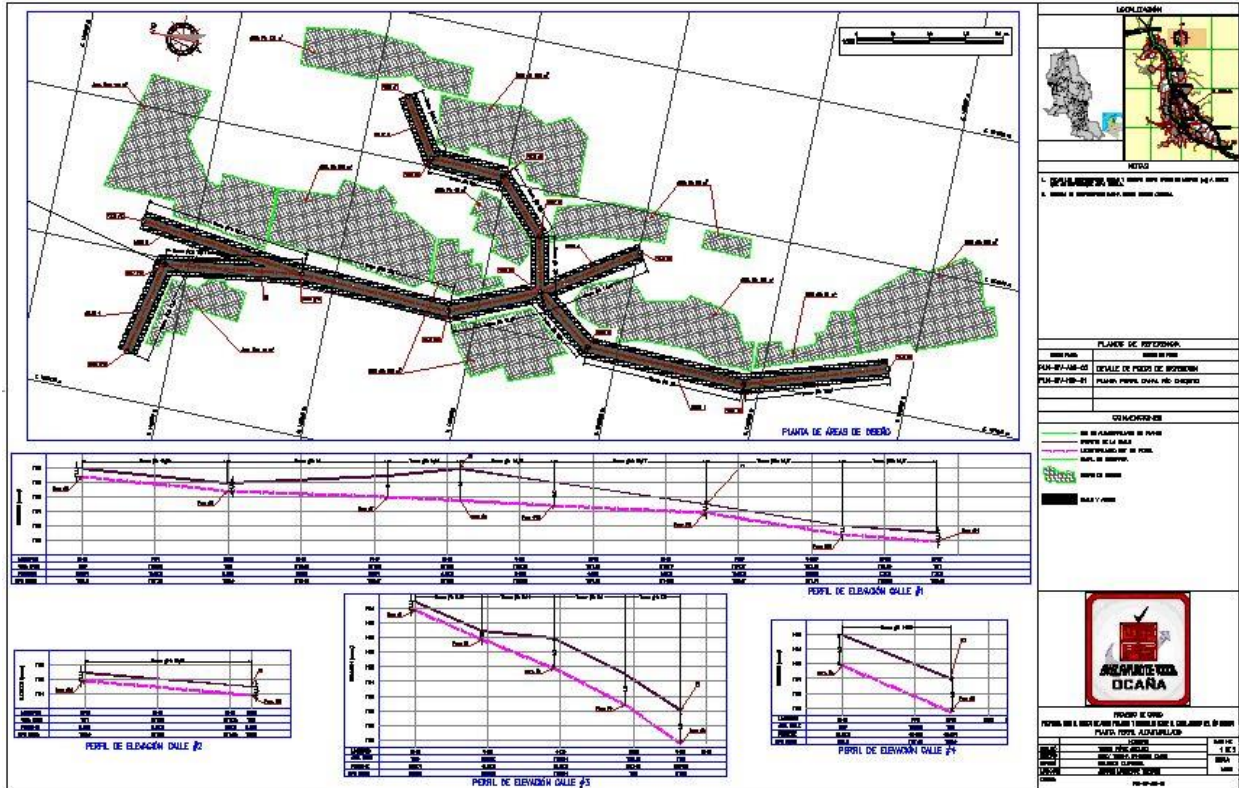
Apéndices

Apéndice A. Fotografías del canal abierto existente sobre el rio chiquito



Apéndice B. Planos





POZO	H(m)
P3	3.57
P4	3.57
P5	3.87
P6	3.57
P7	2.37
P10	2.57

TABLA 1
OCTA 11

Apéndice C. Curvas ajustadas de intensidad-frecuencia-duración

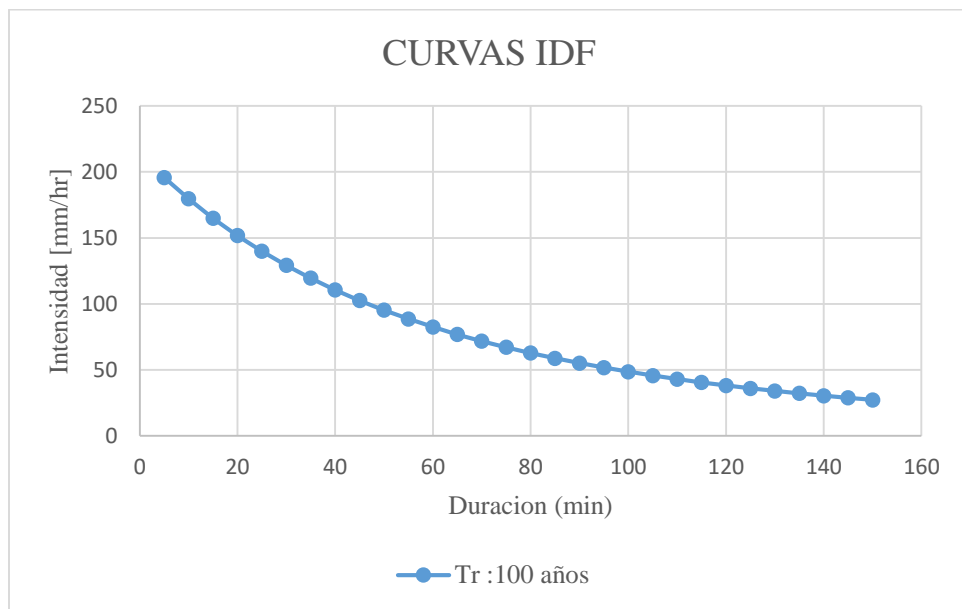
Tabla 109.

Coefficientes regresión logarítmica

ESTACION: 1605504 ABREGO CENTRO AD. Municipio: Abrego	
ECUACION: Intensidad = $A * [Duración + D]^B$ {Int.:mm/hr-Dur.:min}	
R	0.99514
A	6.47258E + 11
B	-4.03062
D	225
Duración	Tr :100 años
5	195.8
10	179.6
15	164.9
20	151.8
25	139.9
30	129.2
35	119.5
40	110.6
45	102.6
50	95.3
55	88.6
60	82.5
65	76.9
70	71.8
75	67.1
80	62.8
85	58.8

90	55.1
95	51.7
100	48.6
105	45.7
110	43.0
115	40.5
120	38.2
125	36.0
130	34.0
135	32.2
140	30.4
145	28.8
150	27.3

Fuente:(LTDA, 1993)



Fuente:(LTDA, 1993)

Apéndice D. A.P.U.

Por motivo de claridad y estética a las siguientes tablas no se les fue aplicado el estilo Apa.

ITEM: Localización y replanteo**UND: M2****I.EQUIPO**

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	121,6
Aparato de Topografía	UND/d	80.000	200	400
			SUBTOTAL	521,6

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Tabla de pegachento 2*20*300	Und	7.500	0.1	750
Puntillas 1*400 grs	Kg	3.200	0,02	64
Vara común 4m	Und	15.000	0,08	1.200
			SUBTOTAL	2.014

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				SUBTOTAL	

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla especializada 1:1	\$ 85.567,177	1,80	154.020,919	250	616,084

Cuadrilla topográfica 1:2:2	\$ 185.887,315	1,80	334.597,167	450	743,549
				SUBTOTAL	1.359,633

TOTAL COSTO DIRECTO	3.895,233
---------------------	-----------

ITEM: Campamento**UND: M2****I.EQUIPO**

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.	
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	2.500	
				SUBTOTAL	2.500

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Lamina de zinc 3,48*0,8	Und	19.400	1.867	36.219,8	
Vara común 4m	Und	15.000	1.333	20.000	
Puntillas 1*400 grs	Kg	3.200	0.1	320	
				SUBTOTAL	56.539,8

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
					SUBTOTAL

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.	
Cuadrilla 1:2	\$ 100.320,138	1,80	180.576,248	30	6.019,208	
					SUBTOTAL	6.019,208

TOTAL COSTO DIRECTO	65.059,008
---------------------	------------

ITEM: Suministro y colocación de cinta preventiva**UND: ML****I.EQUIPO**

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	9,0
			SUBTOTAL	9

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
cinta preventiva color amarillo	ML	167	1	166,66
			SUBTOTAL	166,66

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				SUBTOTAL	

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 0:2	\$ 59.011,846	1,80	106.221,323	600	177,036
				SUBTOTAL	177,036

TOTAL COSTO DIRECTO	352,696
---------------------	---------

ITEM: Corte y Demolición de Pavimento existente con concreto rígido UND: M2**I.EQUIPO**

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	1.585,77
CORTADORA		90.000	140	642,857
			SUBTOTAL	2.228,627

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
			SUBTOTAL	

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				SUBTOTAL	

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 0:1	\$ 29.505,923	1,80	53.110,661	3.5	15.174,475
				SUBTOTAL	15.174,475

TOTAL COSTO DIRECTO	17.403,102
----------------------------	-------------------

ITEM: Excavación de 0 a 2m**UND: M3****I.EQUIPO**

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	4.242,86
			SUBTOTAL	4.242,86

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
			SUBTOTAL	

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				SUBTOTAL	

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 1:5	\$ 188.837,907	1,80	339.908,233	7	48.558,319
				SUBTOTAL	48.558,319

TOTAL COSTO DIRECTO	52.801,179
----------------------------	-------------------

ITEM: Excavación de 2 a 4,5m**UND: M3****I.EQUIPO**

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	4.242,86
			SUBTOTAL	4.242,86

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
			SUBTOTAL	

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				SUBTOTAL	

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 1:5	\$ 188.837,907	1,80	339.908,233	5	67.981,647
				SUBTOTAL	67.981,647

TOTAL COSTO DIRECTO	72.224,507
----------------------------	-------------------

ITEM: Relleno con material de préstamo, compactado manualmente UND: M3**I.EQUIPO**

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	1.350
			SUBTOTAL	1.350

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Receba	m3	18.000	1,250	22.500
			SUBTOTAL	22.500

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				SUBTOTAL	

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 0:3	\$ 88.517,769	1,80	159.331,984	8	19.916,498
				SUBTOTAL	19.916,498

TOTAL COSTO DIRECTO	43.766,498
----------------------------	-------------------

ITEM: Relleno con material seleccionado, compactado con vibrador**UND: M3****I.EQUIPO**

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	1.687,50
Vibro compactador		80.000	18	4.444,444
SUBTOTAL				4.444,444

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
SUBTOTAL				

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
SUBTOTAL					

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 0:3	\$ 88.517,769	1,80	159.331,984	8	19.916,498
SUBTOTAL					19.916,498

TOTAL COSTO DIRECTO	26.048,442
----------------------------	-------------------

ITEM: Retiro de escombros**UND: M3****I.EQUIPO**

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	843,75
Volqueta 7 m3		100.000	6	16.666,667
SUBTOTAL				17.510,417

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
SUBTOTAL				

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
SUBTOTAL					

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 0:3	\$ 88.517,769	1,80	159.331,984	16	9.958,249
SUBTOTAL					9.958,249

TOTAL COSTO DIRECTO	27.468,666
----------------------------	-------------------

ITEM: Suministro e instalación de tubería en pvc novafort d=6" L=6m UND: ML**I.EQUIPO**

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	202,5
			SUBTOTAL	202,5

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Unión PVC alcantarillado NOVAFORT D=152,4mm	Und	12.000	0.2	2.400
Tubo PVC alcantarillado NOVAFORT D=152,4mm	ML	28.960	1	28.960
			SUBTOTAL	31.360

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				SUBTOTAL	

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla especializada 1:2	\$ 100.320,138	1,80	180.576,248	80	2.257,203
				SUBTOTAL	2.257,203

TOTAL COSTO DIRECTO	33.822,703
----------------------------	-------------------

ITEM: Acometida domiciliaria (incluye suministro e instalación de, silla yee 8x6")
UND: GBL

I.EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	1.544,94
SUBTOTAL				1.544,94

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Kit silla yee 8"/6"	GBL	110.967	1	110.967
Tubo PVC alcantarillado NOVAFORT D=152,4mm	GBL	28.960	4	115.840
Soldadura PVC	GBL	80.000	0,0125	1.000
Limpiador PVC	GBL	40.000	0,003125	125
SUBTOTAL				227.932

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
Silla yee, tubo PVC, Soldadura PVC, Limpiador PVC			0.00273	100.678	274,851
SUBTOTAL					274,851

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 1:1	\$ 70.814,215	1,80	127.465,587	16	7.966,599
SUBTOTAL					7.966,599

TOTAL COSTO DIRECTO	237.718,390
----------------------------	--------------------

ITEM: Base cañuela / cámara circular de inspección d=1,2m**UND: GBL****I.EQUIPO**

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	8.100
Mezcladora		90.000	0,17	15.300
			SUBTOTAL	23.400

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Concreto 21.0 Mpa	m3	313.590	0,4	125.436
			SUBTOTAL	125.436

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				SUBTOTAL	

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 0:3	\$ 88.517,769	1,80	159.331,984	2	79.665,992
				SUBTOTAL	79.665,992

TOTAL COSTO DIRECTO	228.501,992
----------------------------	--------------------

ITEM: Cámara circular de inspección /caída d=1.20 m (en ladrillo) UND: ML**I.EQUIPO**

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	8.100
			SUBTOTAL	8.100

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Cemento	Kg	600	46	27.600
Arena	M3	70.000	0,15	10.500
Ladrillo de obra	Unidad	400	151	60.400
			SUBTOTAL	98.500

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				SUBTOTAL	

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 1:2	\$ 100.320,138	1,80	180.576,248	2	90.288,124
				SUBTOTAL	90.288,124

TOTAL COSTO DIRECTO	196.888,124
----------------------------	--------------------

ITEM: Cono y tapa para pozo**UND: GBL****I.EQUIPO**

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	16.200
			SUBTOTAL	16.200

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Cemento	Kg	600	59,930	35.958
Arena	M3	70.000	1,16	81.200
Ladrillo de obra	Unidad	400	196	78.400
Aro Tapa para pozo D=0,60m Hierro	Und	135.000	1,000	135.000
			SUBTOTAL	330.558

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				SUBTOTAL	

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 1:2	\$ 100.320,138	1,80	180.576,248	1	180.576,248
				SUBTOTAL	180.576,248

TOTAL COSTO DIRECTO	527.334,248
----------------------------	--------------------

ITEM: Pañete impermeabilizado para cámara circular y cono**UND: M3****I.EQUIPO**

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	4.050
			SUBTOTAL	4.050

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Cemento	Kg	600	350	210.000
Arena	M3	70.000	1,2	84.000
Sika 1	Kg	8.000	8,0	64.000
			SUBTOTAL	358.000

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				SUBTOTAL	

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 1:2	\$ 100.320,138	1,80	180.576,248	4	45.144,062
				SUBTOTAL	45.144,062

TOTAL COSTO DIRECTO	407.194,062
----------------------------	--------------------

ITEM: Concreto Rígido 3000 PSI e=0,15 mts**UND: M2****I.EQUIPO**

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	1.544,94
MEZCLADORA DE CONCRETO (1 BULTO)		9.250	2.5	3.700
			SUBTOTAL	5.244,940

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Concreto 3000 PSI	M3	428.000	0.15	64.200
Desperdicio 5%				3.210
			SUBTOTAL	67.410

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
Concreto 3000 PSI		15	13	1.000	13.000
				SUBTOTAL	13.000

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 1:3	\$ 129.826,061	1,80	233.686,91	15	15.579,127
				SUBTOTAL	15.579,127

TOTAL COSTO DIRECTO	101.234,067
----------------------------	--------------------

ITEM: Construcción de caja de inspección de (0.6x0.6x0.6m) UND: GBL**I.EQUIPO**

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	5.033,92
			SUBTOTAL	5.033,92

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Varilla corrugada ¼" a 3/8"	Kg	2.373	7,8	18.509,4
Concreto 2500 PSI	M3	295.512	0,17	50.237
Ladrillo de obra	GBL	400	95	38.000
Mortero 1:3	M3	360.893	0.1	36.089
			SUBTOTAL	142.835,4

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
Silla yee, tubo PVC, Soldadura PVC, Limpiador PVC		15	0,00273	100.678	275
				SUBTOTAL	275

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 1:1	\$ 70.814,215	1,80	127.465,587	1.4	91.046,848
				SUBTOTAL	91.046,848

TOTAL COSTO DIRECTO	239.191,168
---------------------	-------------

“CALCULOS DEL CANAL ARTIFICIAL SOBRE EL RIO CHIQUITO”

ITEM: Localización y replanteo

UND: M2

I.EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	121,6
Aparato de Topografía	UND/d	80.000	200	400
			SUBTOTAL	521,6

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Tabla de pegachento 2*20*300	Und	7.500	0.1	750
Puntillas 1*400 grs	Kg	3.200	0,02	64
Vara común 4m	Und	15.000	0,08	1.200
			SUBTOTAL	2.014

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				SUBTOTAL	

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla especializada 1:1	\$ 85.567,177	1,80	154.020,919	250	616,084
Cuadrilla topográfica 1:2:2	\$ 185.887,315	1,80	334.597,167	450	743,549

SUBTOTAL	1.359,633
----------	-----------

TOTAL COSTO DIRECTO	3.895,233
---------------------	-----------

ITEM: Campamento**UND: M2****I.EQUIPO**

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	2.500
			SUBTOTAL	2.500

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Lamina de zinc 3,48*0,8	Und	19.400	1.867	36.219,8
Vara común 4m	Und	15.000	1.333	20.000
Puntillas 1*400 grs	Kg	3.200	0.1	320
			SUBTOTAL	56.539,8

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				SUBTOTAL	

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 1:2	\$ 100.320,138	1,80	180.576,248	30	6.019,208
				SUBTOTAL	6.019,208

TOTAL COSTO DIRECTO	65.059,008
---------------------	------------

ITEM: Suministro y colocación de cinta preventiva**UND: ML****I.EQUIPO**

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	9,0
SUBTOTAL				9

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
cinta preventiva color amarillo	ML	167	1	166,66
SUBTOTAL				166,66

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
SUBTOTAL					

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 0:2	\$ 59.011,846	1,80	106.221,323	600	177,036
SUBTOTAL					177,036

TOTAL COSTO DIRECTO	352.696
---------------------	---------

ITEM: Demolición de Estructuras Reforzadas de Concreto Hidráulico (Actuales Estructuras) UND: M2

I.EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	4.242,86
			SUBTOTAL	4.242,86

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
			SUBTOTAL	

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				SUBTOTAL	

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 1:12	\$ 395.373,368	1,80	711.672,062	60	11.861,201
				SUBTOTAL	11.861,201

TOTAL COSTO DIRECTO	16.104,061
----------------------------	-------------------

ITEM: Excavación**UND: M3****I.EQUIPO**

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	4.242,86
			SUBTOTAL	4.242,86

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
			SUBTOTAL	

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				SUBTOTAL	

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 1:5	\$ 188.837,907	1,80	339.908,233	7	48.558,319
				SUBTOTAL	48.558,319

TOTAL COSTO DIRECTO	52.801,179
----------------------------	-------------------

ITEM: Relleno con material de préstamo, compactado manualmente UND: M3**I.EQUIPO**

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	1.350
			SUBTOTAL	1.350

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Receba	m3	18.000	1,250	22.500
			SUBTOTAL	22.500

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				SUBTOTAL	

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 0:3	\$ 88.517,769	1,80	159.331,984	8	19.916,498
				SUBTOTAL	19.916,498

TOTAL COSTO DIRECTO	43.766,498
----------------------------	-------------------

ITEM: Retiro de escombros**UND: M3****I.EQUIPO**

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	843,75
Volqueta 7 m3		100.000	6	16.666,667
SUBTOTAL				17.510,417

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
SUBTOTAL				

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
SUBTOTAL					

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 0:3	\$ 88.517,769	1,80	159.331,984	12	9.958,249
SUBTOTAL					9.958,249

TOTAL COSTO DIRECTO	27.468,666
----------------------------	-------------------

ITEM: Suministro (Incluye transporte) e Instalación Solados de Limpieza en Concreto pobre 17,5 Mpa producido en Obra (e= 0,05 m) UND: M3

I.EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	1.544,94
MEZCLADORA DE CONCRETO (1 BULTO)		9.250	2.5	3.700
			SUBTOTAL	5.244,940

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Concreto 2500 PSI	M3	385.000	1	385.000
Desperdicio 5%				19.250
			SUBTOTAL	404.250

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
Concreto 2500 PSI		15	13	1.000	13.000
				SUBTOTAL	13.000

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 1:8	\$ 277.355,676	1,80	499.240,217	8	62.405,027
				SUBTOTAL	62.405,027

TOTAL COSTO DIRECTO	484.899,967
----------------------------	--------------------

ITEM: Suministro (Incluye transporte) e Instalación concreto de 21 Mpa para Muros con impermeabilizante (canales). Incluye acero de refuerzo UND: M3

I.EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.
Herramienta menor (10% MDO)	%		10	1.544,94
MEZCLADORA DE CONCRETO (1 BULTO)		9.250	2.5	3.700
SUBTOTAL				5.244,940

II.MATERIALES DE OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Concreto 3000 PSI	M3	428.000	1	955.000
Desperdicio 5%				47.750
SUBTOTAL				1.002.750

III.TRANSPORTES

Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
Concreto 3000 PSI		15	13	1.000	13.000
SUBTOTAL					13.000

IV.MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Red.	Valor-Unit.
Cuadrilla 1:8	\$ 277.355,676	1,80	499.240,217	6	83.206,703
SUBTOTAL					83.206,703

TOTAL COSTO DIRECTO	1.104.201,643
----------------------------	----------------------

Apéndice E. Relaciones hidráulicas para conductos circulares.

Por motivo de claridad y estética a la siguiente tabla no se le fue aplicado el estilo Apa.

Q/Qo	Rel.	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	V/Vo	0.000	0.292	0.362	0.400	0.427	0.453	0.473	0.492	0.505	0.520
	d/D	0.000	0.092	0.124	0.148	0.165	0.182	0.196	0.210	0.220	0.232
	R/Ro	0.000	0.239	0.315	0.370	0.410	0.449	0.481	0.510	0.530	0.554
0.1	V/Vo	0.540	0.553	0.570	0.580	0.590	0.600	0.613	0.624	0.634	0.645
	d/D	0.248	0.258	0.270	0.280	0.289	0.298	0.308	0.315	0.323	0.334
	R/Ro	0.586	0.606	0.630	0.650	0.668	0.686	0.704	0.716	0.729	0.748
0.2	V/Vo	0.656	0.664	0.672	0.680	0.687	0.695	0.700	0.706	0.713	0.720
	d/D	0.346	0.353	0.362	0.370	0.379	0.386	0.393	0.400	0.409	0.417
	R/Ro	0.768	0.780	0.795	0.809	0.824	0.836	0.848	0.860	0.874	0.886
0.3	V/Vo	0.729	0.732	0.740	0.750	0.755	0.760	0.768	0.776	0.781	0.787
	d/D	0.424	0.431	0.439	0.447	0.452	0.460	0.468	0.476	0.482	0.488
	R/Ro	0.896	0.907	0.919	0.931	0.938	0.950	0.962	0.974	0.983	0.992
0.4	V/Vo	0.796	0.802	0.806	0.810	0.816	0.822	0.830	0.834	0.840	0.845
	d/D	0.498	0.504	0.510	0.516	0.523	0.530	0.536	0.524	0.550	0.557
	R/Ro	1.007	1.014	1.021	1.028	1.035	1.043	1.050	1.056	1.065	1.073
0.5	V/Vo	0.850	0.855	0.860	0.865	0.870	0.875	0.880	0.885	0.890	0.895
	d/D	0.563	0.570	0.576	0.582	0.588	0.594	0.601	0.608	0.615	0.620
	R/Ro	1.079	1.087	1.094	1.100	1.107	1.113	1.121	1.125	1.129	1.132
0.6	V/Vo	0.900	0.903	0.908	0.913	0.918	0.922	0.927	0.931	0.936	0.941
	d/D	0.626	0.632	0.639	0.645	0.651	0.658	0.666	0.672	0.378	0.686
	R/Ro	0.136	1.139	1.143	1.147	1.151	1.155	1.160	1.163	1.167	1.172
0.7	V/Vo	0.945	0.951	0.955	0.958	0.961	0.965	0.969	0.972	0.975	0.980
	d/D	0.692	0.699	0.705	0.710	0.719	0.724	0.732	0.738	0.743	0.750
	R/Ro	1.175	1.179	1.182	1.184	1.188	1.190	1.193	1.195	1.197	1.200
0.8	V/Vo	0.984	0.987	0.990	0.993	0.997	1.001	1.005	1.007	1.011	1.015
	d/D	0.756	0.763	0.770	0.778	0.785	0.791	0.798	0.804	0.813	0.820
	R/Ro	1.202	1.205	1.208	1.211	1.214	1.216	1.219	1.219	1.215	1.214
0.9	V/Vo	1.018	1.021	1.024	1.027	1.030	1.033	1.036	1.038	1.039	1.040
	d/D	0.826	0.835	0.843	0.852	0.860	0.868	0.876	0.884	0.892	0.900
	R/Ro	1.212	1.210	1.207	1.204	1.202	1.200	1.197	1.195	1.192	1.190
1.0	V/Vo	1.041	1.042	1.042	1.042						
	d/D	0.914	0.920	0.931	0.942						
	R/Ro	1.172	1.164	1.150	1.136						

Fuente: (Lopez cualla, 2004)